

DIE INVLOED VAN GEOLOGIE OP DIE
ONTWERP EN KONSTRUKSIE VAN GROTER
DAMME IN SUID-AFRIKA

deur

ALFONSO VAN SCHALKWYK

Voorgelê ter vervulling van 'n deel van die
vereistes vir die graad
D.Sc

in die Fakulteit Wis- en Natuurkunde,
Universiteit van Pretoria.

PRETORIA

31 Oktober 1980



1171591

SAMEVATTING

Damme word gebou om water in op te gaar en die invloed van waterdruk op sulke strukture vereis dat die geologiese materiale waarmee en waarop hulle gebou word bevredigend sal funksioneer. Ten einde die invloed van geologiese faktore op die koste en veiligheid van damme in Suid-Afrika te bepaal en die kostevoordeel van geologiese ondersoekwerk te bereken, is daar 'n diepgaande studie van 22 groter damme onderneem.

Ter agtergrond vir die studie word beknopte beskrywings gegee van die faktore wat die ontwerp en konstruksie van damme kan beïnvloed, van die vereistes vir die strukture self en die fondament- en konstruksiemateriale vir verskillende soorte damme, van die oogmerke en metodes van ingenieursgeologiese ondersoeke vir damterreine en van tegnieke om die fondamentmateriale vir damme te verbeter.

Die belangrikste gevolgtrekkings wat uit die studie spruit, kan soos volg opgesom word:

Geologiese faktore soos gesteentesoort, struktuur en aardkorsbeweging speel belangrike rolle by die vorming van doeltreffende damterreine.

Bestaande maatstawwe vir die bepaling van die omvang van ingenieursgeologiese ondersoekwerk is nie toepaslik op groter damme nie en 'n nuwe maatstaf, naamlik ondersoekverhouding, is gedefinieer en die waarde daarvan vir elke stadium van ondersoek vir die groter damme in Suid-Afrika is bereken.

Ingenieursgeologiese ondersoeke by groter damme in Suid-Afrika was van aansienlike waarde tydens die verkenning- en uitvoerbaarheidstadia maar by geeneen van die terreine was voldoende inligting vir ontwerpdoeleindes beskikbaar nie.

Die faktore, in volgorde van belangrikheid, wat die keuse van 'n damterrein beïnvloed is die doeltreffendheid van die damterrein, die geskiktheid van fondamenttoestande, die beskikbaarheid van konstruksiemateriale, omgewingsfaktore en die beskikbaarheid van 'n natuurlike oorloop.

(ii)

Vir die keuse van die soort damwal is die belangrikste faktore die valleivorm, die fondamenttoestande, die vereistes vir 'n oorloopstruktuur, die beskikbaarheid van konstruksiemateriale en 'n aantal ander onbepaalbare faktore.

Ten spyte van ingenieursgeologiese ondersoekwerk by al die terreine vir groter damme, het daar aansienlike fondamentprobleme en gepaardgaande stygings in konstruksiekoste by die meeste damme voorgekom.

Die optimum ondersoekprogram vir 'n damterrein kan bepaal word met behulp van statistiese metodes waardeur die minimum ondersoek=verhouding vir 'n aanvaarbare waarskynlikheid dat die konstruksie=koste nie met meer as 'n bepaalde persentasie oorskry sal word nie, bereken kan word.

Met die uitsondering van twee, beantwoord al die groter damme in Suid-Afrika volkome aan hulle doel en deur middel van streng veiligheidsmaatreëls word daar verseker dat enige probleme by sulke strukture vroegtydig waargeneem, en waar nodig, uit die weg geruim word.

ABSTRACT

Dams are constructed with the object of storing water and the effects of hydrostatic pressure on these structures require the satisfactory performance of geological materials upon which and of which they are constructed. In order to assess the influence of geological factors on the cost and safety of dams in South Africa and to determine the cost-benefit ratio of geological investigations, an intensive study of 22 larger dams in South Africa was undertaken.

As background for the study, brief descriptions are given of the factors which may influence the design and construction of dams, of the requirements for the structures themselves and the foundation and construction materials for various types of dams, of the objectives and methods of engineering geological investigations for damsites and of techniques for the improvement of foundation materials for dams.

The most important conclusions resulting from the study can be summarized as follows:

Geological factors such as rock type, structure and crustal movements have important effects on the shaping of efficient damsites.

Existing methods for the determination of the extent of an engineering geological investigation are not applicable to larger dams and a new measure, termed investigation ratio, is defined and its value for every stage of investigation for the larger dams in South Africa was calculated.

Engineering geological investigations at larger dams in South Africa proved to be of substantial value during the stages of reconnaissance and feasibility but at none of the sites sufficient information was available for design purposes.

The factors, in order of importance, which influence the choice of a specific damsite are the efficiency of the site, the suitability of foundation conditions, the availability of

construction materials, environmental factors and the availability of a natural spillway position.

The most important factors for the choice of the type of dam are the valley shape, the foundation conditions, the requirements for a spillway, the availability of construction materials and a number of other indeterminate factors.

In spite of engineering geological investigations at all the sites for larger dams, considerable foundation problems and associated increases in construction costs were encountered at most of the dams.

The optimum investigation programme for a damsite can be determined by means of statistical techniques whereby the minimum investigation ratio for an acceptable probability that construction cost will not exceed a specified percentage, can be calculated.

With the exception of two, all the larger dams in South Africa comply with their requirements and by means of strict safety measures it is ensured that any problems at these structures are detected timeously and corrected where necessary.

INHOUDSOPGAWE

HOOFSTUK 1. INLEIDING	1
1.1 DEFINISIES	1
1.2 DIE INVLOED VAN GEOLOGIE	2
1.3 DOEL VAN STUDIE	4
1.4 OMVANG VAN STUDIE	5
HOOFSTUK 2. FAKTORE WAT DIE ONTWERP EN KONSTRUKSIE VAN DAMME BEÏNVLOED	11
2.1 DOEL VAN DAM	11
2.2 KENMERKE VAN DIE RIVIER	11
2.2.1 Inhoudsvermoë	12
2.2.2 Gemiddelde Jaarlikse Afloop	12
2.2.3 Vloedspitse	12
2.2.4 Slikvrag	13
2.3 KENMERKE VAN DIE OMGEWING	13
2.3.1 Geologie	13
2.3.2 Topografie	14
2.3.3 Klimaat	14
2.3.4 Arbeidsituasie	14
2.3.5 Bestaande en toekomstige ontwikkeling	15
2.4 KENMERKE VAN DIE DAMKOM	15
2.4.1 Inhoudsvermoë	15
2.4.2 Verdampingsverliese	16
2.4.3 Waterdigtheid	17
2.4.4 Stabiliteit van kanthellings	17
2.4.5 Golfaksie	18
2.5 KENMERKE VAN DIE DAMTERREIN	19
2.5.1 Valleivorm	19
2.5.2 Verhouding van kruinlengte tot hoogte	19
2.5.3 Valleisimmetrie	21
2.5.4 Flankhellings	21
2.5.5 Bodemwydte	21
2.5.6 Lengteprofiel	22
2.6 ANDER FAKTORE	22
2.6.1 Politieke faktore	22
2.6.2 Prestigewaarde	22
2.6.3 Finansiële faktore	22
2.6.4 Ontwerper	23

HOOFSTUK 3.	SOORTE DAMME EN OORLOOPSTRUKTURE	24
3.1	VULDAMME	24
3.1.1	Ontwerp	27
3.1.2	Damwalvereistes	30
3.2	SWAARTEKRAGDAMME	43
3.2.1	Damwalvereistes	48
3.2.2	Stabiliteit van damwal	50
3.2.3	Spannings in beton en fundamente	53
3.3	BOOGDAMME	56
3.3.1	Damontwerp	61
3.3.2	Dambelasting	61
3.3.3	Belastingkombinasies	64
3.3.4	Toelaatbare spannings	65
3.3.5	Ontwerpprosedure	65
3.4	STUTMUURDAMME	66
3.5	SAAMGESTELDE DAMME	68
3.6	OORLOOPSTRUKTURE	68
3.6.1	Vryvaloorloop	70
3.6.2	Oorvloei(ogee)-oorloop	70
3.6.3	Sykanaaloorloop	73
3.6.4	Geutoorloop	73
3.6.5	Skagoorloop ("glory hole")	73
3.6.6	Natuurlike oorloop	76
3.6.7	Noodoorloop	78
3.6.8	Oorloopbeheerstrukture	78
3.6.9	Erosiebeskermingsmaatreëls	79
HOOFSTUK 4.	FONDAMENTVEREISTES VAN DAMME	81
4.1	FONDAMENTVORM	81
4.1.1	Vuldamme	81
4.1.2	Swaartekragdamme	81
4.1.3	Boogdamme	82
4.2	WATERDIGTHEID	82
4.2.1	Waarde van water	82
4.2.2	Erodeerbaarheid van fondamentmateriaal	84
4.2.3	Die invloed van hidrostatische druk	84
4.3	VORMVASTHEID	85
4.3.1	Vuldamme	87
4.3.2	Swaartekragdamme	87
4.3.3	Boogdamme	89
4.4	SKUIFSTERKTE	91
4.4.1	Vuldamme	93
4.4.2	Swaartekragdamme	95
4.4.3	Boogdamme	97

HOOFSTUK 5.	KONSTRUKSIEMATERIAAL VIR DAMME	101
5.1	BETONAGGREGAAT	101
5.1.1	Growwe aggregaat	103
5.1.2	Fyn aggregaat	109
5.2	STORTKLIP	114
5.3	ROTSVULLING	117
5.4	GRONDVULMATERIAAL	120
5.4.1	Ondeurlatende grondvulling	128
5.4.2	Halfdeurlatende grondvulmateriaal	131
5.5	FILTERMATERIAAL	132
HOOFSTUK 6.	INGENIEURSGEOLOGIESE ONDERSOEKE	133
6.1	STADIA VAN ONDERSOEK	133
6.1.1	Verkenningsondersoek	133
6.1.2	Uitvoerbaarheidsondersoek	136
6.1.3	Ontwerponderzoek	136
6.1.4	Konstruksie-ondersoek	137
6.1.5	Instandhoudingsondersoek	137
6.2	METODES VAN ONDERSOEK	138
6.2.1	Ingenieursgeologiese kartering	138
6.2.2	Geofisiese opnames	141
6.2.3	Toetsgate en groot diameter awegaarboorgate	143
6.2.4	Grondprofilering	144
6.2.5	Klein diameter awegaarboorwerk	144
6.2.6	Indikatortoetse en klassifikasie van grond	145
6.2.7	Diamantboorwerk	145
6.2.8	Boorkernbeskrywing	147
6.2.9	Toetse op boorkernmonsters	149
6.2.10	Rotsmassaklassifikasie	151
6.2.11	Neem van onversteurde monsters	155
6.2.12	Toetse op grondmonsters	155
6.2.13	<u>In situ</u> grondtoetse	158
6.2.14	Toetse in boorgate	161
6.2.15	<u>In situ</u> rotstoetse	165
HOOFSTUK 7.	VERBETERING VAN FONDAMENTE	167
7.1	AFDIGTING	167
7.1.1	Ondeurlatende stroomopkomberslaag	167
7.1.2	Afsluitmuur	167
7.2	INSPUITING	168
7.2.1	Doel van inspuiting	169
7.2.2	Metode van inspuiting	171
7.2.3	Inspuitmiddels	173

7.2.4	Inspuitdruk	174
7.2.5	Gatspasiëring	175
7.3	DREINERING	175
7.4	VERANKERING	176
HOOFSTUK 8. GROTER DAMME IN SUID-AFRIKA		177
8.1	INLEIDING EN ALGEMENE BESONDERHEDE	177
8.1.1	Omvang van ondersoek	177
8.1.2	Bronne van inligting	180
8.1.3	Probleme met die ondersoek	181
8.1.4	Prosedure van ondersoek	182
8.1.5	Algemene besonderhede en uitstaande kenmerke van groter damme in Suid-Afrika	182
8.2	ALGEMENE BESKRYWING VAN DIE TERREINE EN STRUKTURE	185
8.2.1	Lubisidam	186
8.2.2	Paul Sauerdam	189
8.2.3	Roode Elsbergdam	194
8.2.4	Jozinidam	197
8.2.5	P.K. le Rouxdam	203
8.2.6	Hartebeestpoortdam	207
8.2.7	Roodeplaatdam	210
8.2.8	Katrivierdam	212
8.2.9	H.F. Verwoerddam	216
8.2.10	Blyderivierspoortdam	220
8.2.11	Spioenkopdam	223
8.2.12	Lakenvalleydam	227
8.2.13	Elandskloofdam	230
8.2.14	Hazelmeredam	234
8.2.15	Beaufort Westdam	238
8.2.16	Ohrigstaddam	240
8.2.17	Wemmershoekdam	242
8.2.18	Bridle Driftdam	244
8.2.19	Vaaldam	248
8.2.20	Fanie Bothadam	252
8.2.21	Ebenezerdam	255
8.2.22	Sterkfonteindam	257
8.3	OMVANG VAN INGENIEURSGEOLOGIESE ONDERSOEKE	261
8.3.1	Ondersoekverhouding vir verskillende ondersoek= stadia	266
8.3.2	Kostê van ondersoekwerk	270
8.4	RESULTATE VAN FONDAMENTONDERSOEKE	272
8.4.1	Verkenningsondersoeke	275
8.4.2	Uitvoerbaarheidsondersoeke	275
8.4.3	Ontwerponderoeke	288
8.5	KONSTRUKSIEMATERIAALBRONNE	288
8.6	KEUSE VAN DAMTERREIN	294
8.6.1	Doeltreffendheid van damterrein in vergelyking met alternatiewe terreine	294

8.6.2	Fondamenttoestande by damwalterrein	298
8.6.3	Beskikbaarheid van konstruksiemateriale	299
8.6.4	Omgewingsfaktore	301
8.6.5	Geskikte natuurlike oorloop	301
8.7	KEUSE VAN SOORT DAMWAL	302
8.7.1	Valleivorm	303
8.7.2	Fondamenttoestand	305
8.7.3	Oorloopvereistes	305
8.7.4	Konstruksiemateriaal	306
8.7.5	Ander faktore	307
8.8	BESONDERHEDE OOR ONTWERP VAN DIE DAMWALLE	307
8.8.1	Soort damwal en oorloopstruktuur	307
8.8.2	Ontwerpaannames	308
8.8.3	Fondamentinspuiting en dreinering	312
8.8.4	Invloed van spesifieke geologiese toestande op die aanvanklike ontwerpbesonderhede	
8.9	KONSTRUKSIE-ONDERVINDINGS	312
8.9.1	Fondamenttoestande en aanpassings aan die ontwerp	312
8.9.2	Vermeerdering van konstruksiekoste	312
8.10	WERKING EN VEILIGHEID	317
	HOOFSTUK 9. OPSOMMING EN GEVOLGTREKKINGS	322
	DANKBETUIGINGS	331
	VERWYSINGS EN BIBLIOGRAFIE	332
1	ALGEMEEN	332
2	GROTER DAMME IN SUID-AFRIKA	352
2.1	Lubisidam	352
2.2	Paul Sauerdam	353
2.3	Roode Elsbergdam	354
2.4	Jozinidam	355
2.5	P.K. le Rouxdam	356
2.6	Hartebeestpoortdam	357
2.7	Roodeplaatdam	358
2.8	Katrivierdam	358
2.9	H.F. Verwoerddam	359
2.10	Blyderivierspoortdam	361
2.11	Spioenkopdam	362
2.12	Lakenvallydam	363
2.13	Elandskloofdam	364
2.14	Hazelmeredam	365
2.15	Beaufort Westdam	366
2.16	Ohrigstaddam	366
2.17	Wemmershoekdam	367
2.18	Bridle Driftdam	367
2.19	Vaaldam	367
2.20	Fanie Bothadam	368
2.21	Ebenezerdam	369
2.22	Sterkfonteindam	370

TABELLE

TABEL 1.4.1	Soorte "groter" damme in Suid-Afrika	7
TABEL 1.4.2	Belangrikste soorte fondamentgesteentes van "groter" damme in Suid-Afrika	7
TABEL 4.3.1	Verband tussen rotsklas en die modulus= verhouding	88
TABEL 4.3.2	Tipiese E-waardes vir Suid-Afrikaanse gesteentes	88
TABEL 4.4.1	Kohesie en wrywingshoeke vir tipiese Suid- Afrikaanse rotsmateriale	92
TABEL 4.4.2	Tipiese waardes vir kohesie en wrywingshoek	93
TABEL 5.1.1	Tipiese mengsel vir growwe aggremaat	104
TABEL 5.1.2	Spesifikasie vir aggremaatsterkte (SABS, 1975)	106
TABEL 5.1.3	Graderingsvereistes vir betonsand (SABS, 1975)	111
TABEL 5.1.4	Graderingsvereistes vir betonsand vir gebruik in waterhoudende strukture	112
TABEL 5.2.1	Spesifikasie vir stortklipgradering volgens Taylor (1973)	116
TABEL 5.4.1	<u>Unified</u> grondklassifikasiestelsel	125
TABEL 5.4.2	Tipiese benamings vir grondklasse volgens <u>Unified</u> stelsel	127
TABEL 5.4.3	Algemene ingenieurseienskappe van grond= klasse volgens die <u>Unified</u> klassifikasie= stelsel	129
TABEL 6.2.1	Ingenieursgeologiese ondersoekmetodes gedurende verskillende stadia van ondersoek	139
TABEL 6.2.2	Klassifikasie van verwering vir boorkern= beskrywing	148
TABEL 6.2.3	Klassifikasie vir die spasiëring van dis= konstinueiteite in boorkern (volgens Page <u>et al</u> , 1976)	149
TABEL 6.2.4	Geomeganiese rotsmassaklassifikasie (Bieniawski, 1973)	152

TABEL 6.2.5	Uitwerking van naatoriëntasie op stabiliteit van damfondamente (volgens Bieniawski en Orr, 1976)	153
TABEL 6.2.6	Voorgestelde tabel vir bepaling van die uitwerking van naatoriëntasies op die stabiliteit van damfondamente	154
TABEL 6.2.7	Die noodsaaklikheid van inspuiting volgens Lugeonwaardes	164
TABEL 8.1.1	Algemene besonderhede van groter damme in Suid-Afrika	179
TABEL 8.1.2	Damterrein en damwaleienskappe van groter damme in Suid-Afrika	184
TABEL 8.3.1	Gegewens omtrent volume monster beskikbaar vir ondersoek van groter damme na die verkenningsondersoek	265
TABEL 8.3.2	Gegewens omtrent volume monster beskikbaar vir fondamentondersoek van groter damme na die uitvoerbaarheidsondersoek	268
TABEL 8.3.3	Gegewens omtrent volume monster beskikbaar vir fondamentondersoek van groter damme na die ontwerpondersoek	271
TABEL 8.3.4	Benaderde ondersoekskoste vir groter damme in Suid-Afrika	273
TABEL 8.4.1	Resultate van verkenningsondersoeke	276
TABEL 8.4.2	Berekening van minimum oorlooplengtes vir oorvloei-oorlope van groter damme	282
TABEL 8.4.3	Basis vir bepaling van diepte- en koste=faktore vir fundamentuitgraving	284
TABEL 8.4.4	Fondamenttoestande soos bepaal deur middel van uitvoerbaarheidsondersoeke	286
TABEL 8.4.5	Resultate van ontwerpondersoeke by groter damme in Suid-Afrika	289
TABEL 8.5.1	Opsomming van ondersoekwerk na konstruksie=materiale gedurende die uitvoerbaarheid-en ontwerpstadia van groter damme in Suid-Afrika	290
TABEL 8.5.2	Bronne van konstruksiemateriaal en afstande van terreine vir groter damme in Suid-Afrika	292

TABEL 8.5.3	Kombinasies van konstruksiemateriale vir verskillende soorte damme beskikbaar by terreine vir groter damme in Suid-Afrika	293
TABEL 8.6.1	Invloed van doeltreffendheid op keuse van damterrein	295
TABEL 8.6.2	Bepaling van die invloed van verskillende faktore op die keuse van terreine vir groter damme in Suid-Afrika	297
TABEL 8.6.3	Invloed van fondamenttoestande op die keuse van 'n damterrein	299
TABEL 8.6.4	Invloed van fondamenttoestande op die keuse van terreine vir groter damme in Suid-Afrika	300
TABEL 8.7.1	Bepaling van die volgorde van geskiktheid van soorte damme vir verskillende valleivorms	303
TABEL 8.7.2	Bepaling van die invloed van verskillende faktore op die keuse van die soort wal vir groter damme in Suid-Afrika	304
TABEL 8.8.1	Besonderhede oor die ontwerpe van die groter damme in Suid-Afrika	309
TABEL 8.8.2	Besonderhede oor oorloopstrukture vir groter damme in Suid-Afrika	310
TABEL 8.8.3	Spesifikasies ten opsigte van fondamentinspuiting en dreinerings vir groter damme in Suid-Afrika	313
TABEL 8.8.4	Invloed van spesifieke geologiese probleme op die aanvanklike ontwerpkenmerke	314
TABEL 8.9.1	Opsomming van belangrikste ontwerp wysigings en beraamde addisionele boukoste as gevolg van geologiese probleme tydens konstruksie van groter damme in Suid-Afrika	315
TABEL 8.9.2	Sementverbruik in kontak/konsolidasie- en skermingspuiting van fondamentgesteentes	316
TABEL 8.10.1	Opsomming van probleme wat by groter damme ondervind is.	320

FIGURE

FIGUUR 1.4.1	Verspreiding van die hoogtes van damme in Suid-Afrika wat hoër as 30 m is	6
FIGUUR 1.4.2	Aantal groter damme in Suid-Afrika voltooi tot 1977	9
FIGUUR 2.5.1	Geometriese valleivorme (volgens Kirn <u>et al</u> , 1955)	20
FIGUUR 3.1.1	Dwarssnit deur grondvulwal met benamings vir verskillende komponente	25
FIGUUR 3.1.2	Dwarssnitte van 'n aantal verskillende soorte vuldamontwerpe	26
FIGUUR 3.1.3	Dwarssnit deur toongedeelte van halfdeurlatende grondvuldams op ondeurlatende fondament. Freatiese lyn, vloeilyne en lyne van gelyke druk word aangetoon	34
FIGUUR 3.1.4	Dwarssnit deur ondeurlatende damwal op deurlatende fondamentlaag. Lyne van gelyke druk en vloeilyne word getoon	35
FIGUUR 3.1.5	Dwarssnitte deur verskillende soorte vuldamme met posisies en vorms van freatiese lyn	37
FIGUUR 3.1.6	Dwarssnit deur vuldam wat die verskillende soorte dreineerfasiliteite aantoon	38
FIGUUR 3.1.7	Pyp met deursnee-oppervlakte A waarin grondmonster met lengte L gehou word. Water vloei van links na regs deur pyp onder 'n drukverskil van $h_1 - h_2$.	40
FIGUUR 3.2.1	Dwarssnit deur swaartekragwal met benamings vir verskillende komponente	46
FIGUUR 3.2.2	Dwarssnit deur swaartekragdamwal met drukverspreidingsdiagramme as gevolg van die verskillende kragte wat daarop uitgeoefen word	49
FIGUUR 3.2.3	Dwarssnit deur damwal en diagram van hidrostatiese druk wat die effek van dreinerings op die drukverspreiding aantoon	51

FIGUUR 3.2.4	Effek van fondamentinspuiting en dreinerings op die vloeielyne en druk= verspreiding onderkant betondamwalle op deurlatende fondamentmateriale (Thomas, 1976)	52
FIGUUR 3.2.5	Dwarssnit deur swaartekragwal met die belangrikste kragte wat vir die berekening van momente om die toon gebruik word	53a
FIGUUR 3.2.6	Dwarssnit deur swaartekragdam met die belangrikste kragte wat vir die berekening van die skuifweerstandsfaktor gebruik word	54
FIGUUR 3.3.1	Plan, lengtesnit en dwarsnit van boogdam met belangrikste komponente en hul benamings	57
FIGUUR 4.4.1	Dwarssnit deur boogdam en fondament wat die uitwerking van verminderde deurlatendheid (K_1) in die sone van dambelasting op die rigting van die hidrostatische druk en die resultante krag aantoon	
FIGUUR 4.4.2	Kritieke oriëntasies vir potensiële swigvlak in flank van boogdam	99
FIGUUR 5.4.1	Voorbeelde van graderingskurwes (persentasie van grondmonster deur - of fyner as - bepaalde sifgroottes)	122
FIGUUR 5.4.2	Plastisiteitskaart waarin die verband tussen die plastisiteitsindeks en die vloeigrens gebruik word om fynkorrelrige gronde te klassifiseer (Casagrande, 1948)	126
FIGUUR 8.1.1	Liggingsplan van groter damme in Suid-Afrika	178
FIGUUR 8.2.1	Lubisidam, Indwerivier Liggingsplan, geologie en algemene ontwerp	187
FIGUUR 8.2.2	Paul Sauerdam, Kougharivier Liggingsplan, geologie en algemene ontwerp	190
FIGUUR 8.2.3	Roode Elsbergdam, Sanddriftrivier Liggingsplan, geologie en algemene ontwerp	195

FIGUUR 8.2.4	Jozinidam, Pongolarivier Liggingsplan, geologie en algemene ontwerp	198
FIGUUR 8.2.5	Liggingsplan van P.K. 1e Roux- en Hendrik Verwoerddamme	204
FIGUUR 8.2.5.1	P.K. 1e Rouxdam, Oranjerivier Geologie en algemene ontwerp	205
FIGUUR 8.2.6	Hartebeestpoortdam, Krokodilrivier Liggingsplan, geologie en algemene ontwerp	208
FIGUUR 8.2.7	Roodeplaatdam, Pienaarsrivier Liggingsplan, geologie en algemene ontwerp	211
FIGUUR 8.2.8	Katrivierdam, Katrivier Liggingsplan, geologie en algemene ontwerp	213
FIGUUR 8.2.9	H.F. Verwoerddam, Oranjerivier Geologie en algemene ontwerp	217
FIGUUR 8.2.10	Blyderivierspoortdam, Blyderivier Liggingsplan, geologie en algemene ontwerp	221
FIGUUR 8.2.11	Spioenkopdam, Tugelarivier Liggingsplan, geologie en algemene ontwerp	224
FIGUUR 8.2.12	Lakenvallydam, Sanddriftrivier Liggingsplan, geologie en algemene ontwerp	228
FIGUUR 8.2.13	Elandskloofdam, Elandsrivier Liggingsplan, geologie en algemene ontwerp	231
FIGUUR 8.2.14	Hazelmeredam, Mdlotirivier Liggingsplan, geologie en algemene ontwerp	235
FIGUUR 8.2.15	Beaufort Westdam, Gamkarivier Liggingsplan, geologie en algemene ontwerp	239
FIGUUR 8.2.16	Ohrigstaddam, Ohrigstadrivier Liggingsplan, geologie en algemene ontwerp	241
FIGUUR 8.2.17	Wemmershoekdam, Wemmersrivier Liggingsplan, geologie en algemene ontwerp	243

FIGUUR 8.2.18	Bridle Driftdam, Buffelsrivier Liggingsplan, geologie en algemene ontwerp	245
FIGUUR 8.2.19	Vaaldam, Vaalrivier Liggingsplan, geologie en algemene ontwerp	249
FIGUUR 8.2.20	Fanie Bothadam, Groot Letabarivier Liggingsplan, geologie en algemene ontwerp	253
FIGUUR 8.2.21	Ebenezerdam, Groot Letabarivier Liggingsplan, geologie en algemene ontwerp	256
FIGUUR 8.2.22	Sterkfonteindam, Nuwejaarspruit Liggingsplan, geologie en algemene ontwerp	258
FIGUUR 8.3.1	Verband tussen die benaderde boukoste en belaste fondamentvolume van groter damme in Suid-Afrika	263
FIGUUR 8.3.2	Verband tussen volume van monster beskikbaar vir ondersoek en volume van fondamentmateriaal belas deur groter damme in Suid-Afrika	269
FIGUUR 8.3.3	Verband tussen gemiddelde ondersoek= koste per terrein en gemiddelde ondersoekverhouding	274
FIGUUR 8.4.1	Verband tussen oorlooptlengte en oorloopvermoë van groter damme met oortvloei-oorlope	281
FIGUUR 8.6.1	Doeltreffendheid van groter damme in Suid-Afrika	296
FIGUUR 8.8.1	Verspreiding van hidrostatiese druk oortkant damwal	311
FIGUUR 8.9.1	Grafiek van vermeerdering van boukoste as gevolg van onverwagte geologiese toestande teen ondersoekverhouding tydens die ontwerp stadium	318
FIGUUR 8.9.2	Grafiek van waarskynlikheid dat vermeerdering van boukoste bepaalde perke sal oorskry teen ondersoek= verhouding	319

FOTO'S

FOTO 3.1.1	Sterkfonteindam	26
FOTO 3.1.2	Beaufort Westdam	28
FOTO 3.1.3	Bridle Driftdam	28
FOTO 3.2.1	Elandskloofdam	44
FOTO 3.2.2	Hazelmeredam	45
FOTO 3.2.3	Blyderivierspoortdam	47
FOTO 3.2.4	Lakenvallydam	47
FOTO 3.3.1	H.F. Verwoerddam	59
FOTO 3.3.2	Jozinidam	60
FOTO 3.3.3	Roode Elsbergdam	60
FOTO 3.3.4	Lubisidam	62
FOTO 3.3.5	Paul Sauerdam	62
FOTO 3.3.6	P.K. le Rouxdam	63
FOTO 3.4.1	Katrivierdam	67
FOTO 3.5.1	Vaaldam	69
FOTO 3.5.2	Fanie Bothadam	69 a
FOTO 3.6.1	Roodeplaatdam	71
FOTO 3.6.2	Spioenkopdam	72
FOTO 3.6.3	Ohrigstaddam	74
FOTO 3.6.4	Wemmershoekdam	75
FOTO 3.6.5	Ebenezerdam	77
FOTO 3.6.6	Hartebeestpoortdam	80

HOOFSTUK 1. INLEIDING

1.1 DEFINISIES

'n Dam kan gedefinieer word as 'n versperring, opgerig om water terug te hou, die vlak daarvan te verhoog of 'n reservoir te vorm. Die term word meesal verkeerdelik gebruik wanneer daar na 'n reservoir verwys word. 'n Reservoir is die houer, hetsy natuurlik, of gebou van grond, rots of beton, wat gebruik word om groot hoeveelhede vloeistof (meesal water) in op te gaar (Wahlstrom, 1974).

Van die vroegste tye af is die mens afhanklik van damme vir die beheer en voorsiening van water en is daar sekerlik miljoene sulke strukture van verskillende groottes gebou. Die Internasionale Kommissie vir Groot Damme (ICOLD) klasifiseer damme in drie groepe volgens hulle grootte (Van Robbroeck, 1973):

(a) Meerdere damme

Hulle moet aan een of meer van die volgende vereistes voldoen:

Hoogte van wal bokant laagste fondamentvlak meer as 150 m.

Damwalvolume meer as $15 \times 10^6 \text{ m}^3$.

Inhoudsvermoë van reservoir meer as $25 \times 10^9 \text{ m}^3$.

(b) Groot damme

Hulle moet aan een of meer van die volgende vereistes voldoen:

Hoogte van wal bokant laagste fondamentvlak meer as 15 m.

Hoogte van wal bokant laagste fondamentvlak tussen 10 en 15 m en verder moet aan een of meer van die volgende vereistes voldoen word:

Kruinlengte langer as 500 m.

Inhoudsvermoë van reservoir meer as $1 \times 10^5 \text{ m}^3$.

Oorloopkapasiteit meer as 2 000 kumek.

Die dam moes spesiale fondamentprobleme opgelewer het.

Die dam moet van buitengewone ontwerp wees.

(c) Ander damme

Dit is damme wat aan geeneen van bogenoemde vereistes voldoen nie.

Daar is geen amptelike syfers vir die totale aantal damme in die wêreld nie, maar volgens ICOLD (1973) was daar in 1965 altesaam sowat 9 000 groot damme in die 65 lande wat lede van daardie organisasie is.

1.2 DIE INVLOED VAN GEOLOGIE

Geen struktuur is beter as die materiaal waarop of waarmee dit gebou is nie. Hierdie stelling van Brink (1979) geld veral vir damme want daar is seker geen ander soort struktuur wat hoër eise aan sy fundamente stel of groter hoeveelhede van verskillende natuurlike materiale vir konstruksiedoeleindes vereis nie. Die hele fondament en minstens 90 persent van die konstruksiemateriaal vir 'n dam bestaan uit grond, rots en water en die verspreiding, eienskappe en gedrag van hierdie materiale in die natuur berus grotendeels op geologiese beginsels en prosesse.

Dit lyk dus vanselfsprekend dat geologie 'n groot invloed moet hê op die ontwerp en konstruksie van damme. Vir baie eeue egter, het die mens damme gebou sonder enige bewustelike verwysing na die geologiese wetenskap en die oorgrote meerderheid van hierdie strukture het volkome bevredigend gefunksioneer. Ten spyte van die ontwikkeling van die tegnologie en die vermoë van die ingenieur om materiale aan kwantitatiewe toetse te onderwerp en sy strukture daarvolgens te ontwerp, word daar nog steeds, alhoewel by wyse van uitsondering, groot damme gebou sonder dat daar enigsins aandag aan die geologie van die terrein geskenk is.

In gevalle waar betreklik eenvormige geologiese toestande oor die hele terrein voorkom, is daar seker geen rede waarom die ontwerp van 'n dam nie slegs op grond van 'n aantal ingenieurstoetse op verteenwoordigende monsters van fondament- en konstruksiemateriale gebaseer kan word nie. Die suksesvolle werking van soveel damme op terreine wat nooit geologies ondersoek is nie, moet sekerlik toegeskryf word aan die vermoë van ingenieurs om 'n geskikte terrein te kies, voldoende toetse vir ontwerpdoeleindes daarop uit te voer en die nodige aanpassings en verbeterings tydens die konstruksie- en bedryfstadia te doen om vir enige onverwagte swakhede in die fondament of konstruksiemateriaal te kompenseer.

Ten spyte van die tegnologiese vordering met die ontwerp en konstruksie van damme, het daar van tyd tot tyd probleme ontstaan wat gelei het tot skade aan of swigting van strukture. Volgens die gegewens van ICOLD (1973) is daar tot 1965, uit 'n totaal van sowat 9 000 groot damme in die wêreld, probleme by 466 ondervind en 84 damme het geheel en al geswig.

Die swigting van 'n dam, gepaard met die skielike uitvloei van al of die grootste gedeelte van die water uit die reservoir, is iets wat ten alle koste vermy moet word. Daar is seker geen ander mensgemaakte struktuur waarvan die swigting groter verlies aan menselewens en eiendom kan veroorsaak nie. Dit is onmoontlik om enige aanduiding te verstrek van die totale verwoesting wat in die geskiedenis van die mens deur gebreekte damme veroorsaak is, maar dit is beraam (Smith, 1971) dat sowat 10 persent van die Westerse wêreld se bevolking en 20 persent van die ontwikkelde gronde aan vloedgevaar as gevolg van die moontlike swigting van damme onderhewig is.

Die fondament van 'n dam is net soveel deel van die struktuur self as die beton, grond of rots waarmee dit gebou word. Die enigste verskil is dat die ingenieur beheer het oor die eienskappe en posisie van elke soort materiaal wat in die

struktuur self gebruik word terwyl die fondamentmateriaal grotendeels onbekend is en slegs tot 'n geringe en dikwels onbepaalbare mate verbeter kan word. Dit is dus te begryp dat meer as 35 persent van alle probleme (swigtings sowel as skade) met groot damme, aan gebrekkige kennis oor fondamenttoestande toegeskryf word (ICOLD, 1973).

Die bydrae van 'n grondige kennis van geologiese toestande tot die gebruik van meer geskikte konstruksiemateriaal in 'n meer ekonomiese en veilige ontwerp, is uiters moeilik om te bereken. Indien sulke kennis egter die geringste bydrae kan maak tot die veiligheid van die struktuur, sou die versuim om dit in te win, aan kriminele nalatigheid grens (Golzé, 1977).

1.3 DOEL VAN STUDIE

Met die oog op die klaarblyklik groot belangrikheid van geologiese faktore op die ontwerp en konstruksie van damme, is daar besluit om 'n diepgaande studie van 'n aantal damme in Suid-Afrika uit te voer ten einde die uitwerking van hierdie faktore op die koste en veiligheid van die strukture te probeer bepaal en ook om die kostevoordeel van geologiese ondersoekwerk te probeer bereken.

Bykomende voordele wat uit so 'n studie kan spruit, is die volgende:

(a) Alle gegewens omtrent die geologie, ontwerp en konstruksie van 'n aantal belangrike damme word ingesamel, verwerk en op 'n bruikbare wyse saamgevat vir toekomstige verwysings- of rekorddoeleindes. Hierdie soort gegewens is andersins versprei in 'n groot aantal verslae, lêers en planne maar dikwels is dit nog slegs behou in die geheue van mense wat by die projek betrokke was. Solank as wat 'n struktuur bevredigend funksioneer, is die beskikbaarheid van hierdie rekords nie noodsaaklik nie, maar dit is te begryp dat daar, in die geval van probleme met, of swigting van 'n struktuur, geweldig baie waarde aan sulke inligting geheg sal word.

(b) Gevallestudies maak altyd 'n belangrike deel uit van die opleiding van ingenieurs en ingenieursgeoloë. Die gegewens wat tydens hierdie studie ingesamel word, kan dus dien as gevallestudies van 'n aantal strukture met verskillende vereistes ten opsigte van fondamenttoestande en konstruksiemateriaal en wat gefundeer is op 'n groot verskeidenheid van geologiese formasies in Suid-Afrika.

(c) Deur 'n objektiewe studie van die omvang en die resultate van die geologiese ondersoekwerk by elk van die damme, kan daar gepoog word om 'n optimum ondersoekprogram vir toekomstige projekte te formuleer.

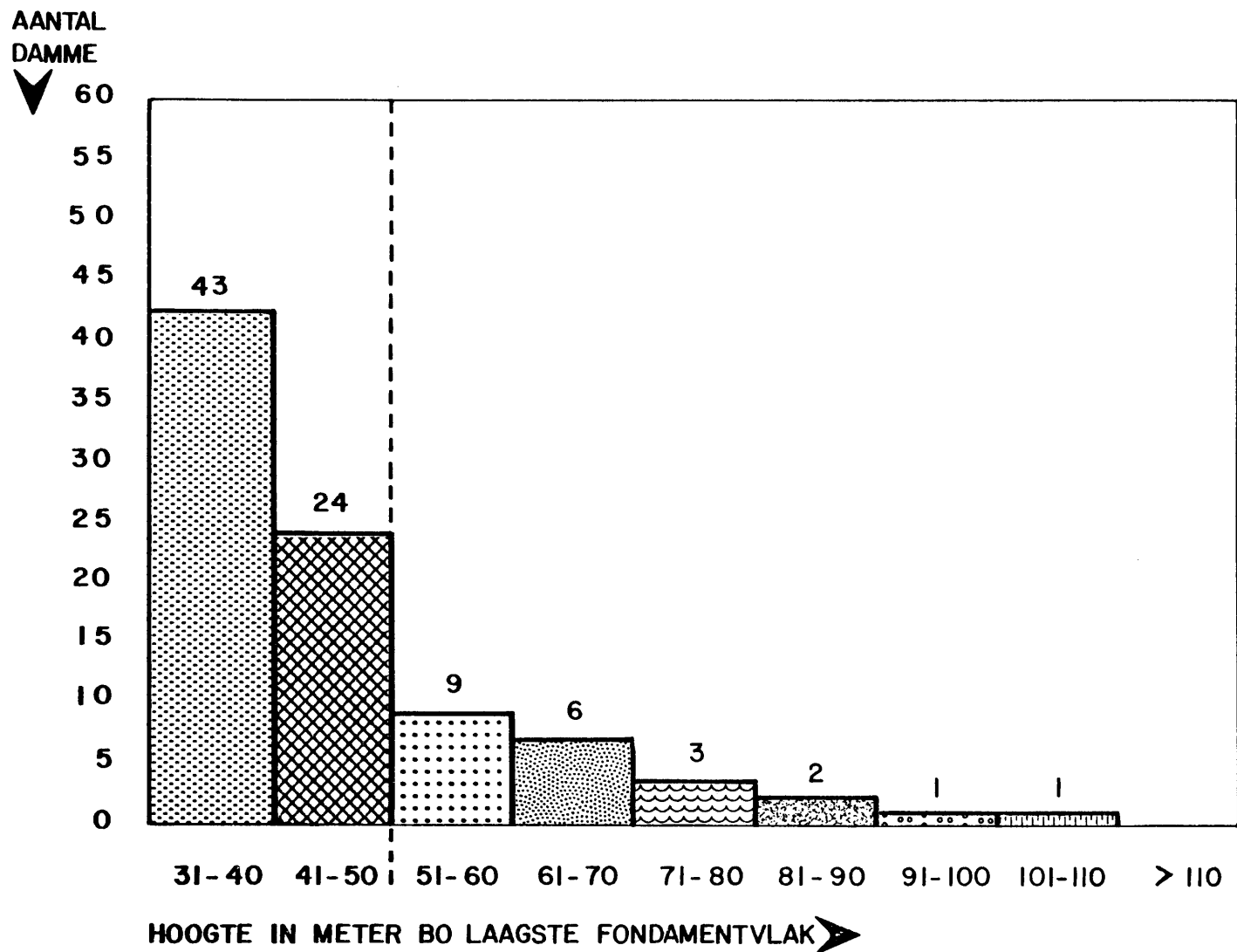
1.4 OMVANG VAN STUDIE

Sonder volledige gegewens omtrent die duisende klein damme in die land, sou dit sinloos wees om alle damme in so 'n studie te probeer insluit. Selfs vir "groot" damme, waarvan daar in 1973 reeds 273 op die Wêreldregister van ICOLD verskyn het (Van Robbroeck, 1973), is daar in die baie gevalle geen gegewens van geologiese ondersoek, ontwerp of konstruksie beskikbaar nie, en aangesien Suid-Afrika tans nog nie oor "meerdere" damme beskik nie, moes die keuse van strukture vir hierdie studie op 'n nuwe klas van dam berus.

Die besluit om 'n nuwe benaming van "groter" damme te skep en te definiëer as damme waarvan die hoogte bokant fondamentvlak 50 m of meer is, berus op die volgende oorwegings:

(a) Die hoogte van 'n damwal hou verband met die belasting wat dit op die fondament uitoefen, die waterdruk op die fondament en in die damkom en die hoeveelheid konstruksiemateriaal wat gebruik word.

(b) Daar is 'n groot genoeg aantal van hierdie damme in Suid-Afrika om 'n redelike geheelbeeld van die invloed van die geologie op die ontwerp en konstruksie van die damme te kan kry. Figuur 1.4.1 toon die verspreiding van die hoogtes van alle damme hoër as 30 m in Suid-Afrika, Transkei, Bophuthatswana, Venda en Tuislande.



FIGUUR 1-41 VERSPREIDING VAN DIE HOOGTES VAN DAMME IN SUID-AFRIKA WAT HOËR AS 30m IS

Inligting omtrent die name, hoogtes en soorte damwalle is verkry vanuit die Wêreldregister van Damme (ICOLD, 1979).

(c) In die groep "groter" damme is daar 'n redelike verskeidenheid van soorte damme soos in tabel 1.4.1 aangetoon word.

Tabel 1.4.1 Soorte "groter" damme in Suid-Afrika

SOORT DAMWAL	AANTAL
Dubbelboog	5
Wisselstraalboog	2
Meerboog	1
Swaartekragboog	2
Swaartekrag	4
Saamgestel	2
Rotsvulling	4
Grondvulling	2

(d) Die fondamentmateriale van die "groter" damme verteenwoordig die belangrikste soorte geologiese formasies in Suid-Afrika soos aangetoon word in tabel 1.4.2.

Tabel 1.4.2 Belangrikste soorte fondamentgesteentes van "groter" damme in Suid-Afrika

BELANGRIKSTE FONDAMENTGESTEENTE	AANTAL DAMME
Doleriet/diabaas	7
Kwartsiet/kwartsitiese sandsteen	9
Graniet/gneis	2
Felsiet/dasiet	2
Skalie/sliksteen	2

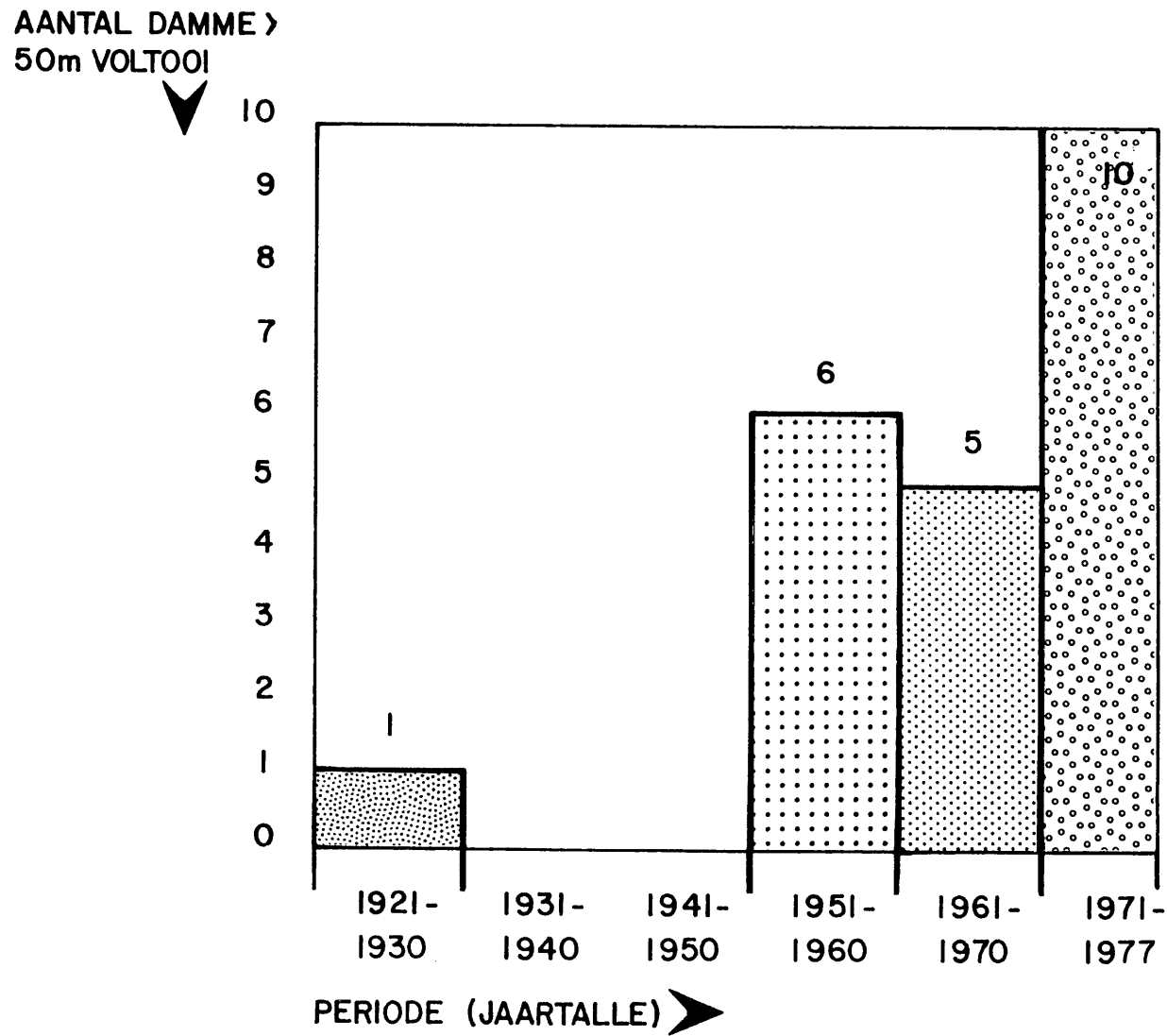
(e) Die meeste "groter" damme in Suid-Afrika is sedert 1950 aangebou (sien figuur 1.4.2) en daar is bevind dat rekords van die geologiese ondersoek en gegewens omtrent die ontwerp en konstruksie in die meeste gevalle nog beskikbaar was.

Die belangrikste tekortkoming van 'n studie wat slegs "groter" damme insluit, is natuurlik die feit dat alle damme deur geologiese faktore beïnvloed word en dat kleiner strukture inderdaad meer sensitief is vir ongunstige fondamenttoestande as groter damme. Dit is daaraan toe te skryf dat daar gewoonlik minder fondse beskikbaar is vir die geologiese ondersoek (gewoonlik word 'n persentasie van totale koste hiervoor toegelaat) en enige aanpassing van die fondamentontwerp om voorsiening te maak vir ongunstige geologiese toestande het persentasiegewys 'n groter uitwerking op die totale koste van die struktuur in die geval van kleiner damme.

Vir die doel van hierdie studie is die 1979-uitgawe van ICOLD se Wêreldregister van Groot Damme gebruik om alle strukture in Suid-Afrika, Transkei, Bophuthatswana, Venda en Tuislande wat in die kategorie "groter" damme val, te identifiseer. Alle strukture waarvan die hoogte as 50 m of meer aangegee is, is ingesluit, terwyl grensgevalle (48 m en hoër), waar moontlik, ook nagegaan is om te verseker dat daar nie damme uitgelaat word wat moontlik mag kwalifiseer nie.

Nadat 'n dam voltooi is, neem dit gewoonlik etlike maande of selfs jare voordat al die finale ontwerp- en konstruksierekords beskikbaar gestel kan word. Tydens hierdie studie was daar boonop drie groter damme in verskillende stadia van aanbou terwyl verskeie ander beplan is. Daar is derhalwe besluit om slegs daardie "groter" damme wat op 31 Desember 1977 voltooi was, in te sluit.

Vir die doel van hierdie studie word die begrip ontwerp van damme breër gesien as wat normaalweg onder die ingenieursontwerp van die struktuur verstaan word. Dit word hier beskou as die ontwerp van 'n projek wat die uitsoek van die



FIGUUR 1.4.2 AANTAL GROTER DAMME IN SUID - AFRIKA
VOLTOOI TOT 1977

terrein, die keuse van die soort dam en die detailontwerp van die struktuur self insluit.

HOOFSTUK 2. FAKTORE WAT DIE ONTWERP EN KONSTRUKSIE VAN DAMME BEÏNVLOED

Afgesien van geologiese toestande, is daar 'n groot aantal ander faktore wat die ontwerp en konstruksie van damme tot 'n meerdere of mindere mate kan beïnvloed (Armstrong, 1977). Ten einde die relatiewe waarde van elk van hierdie faktore in perspektief te probeer plaas, word die belangrikstes daarvan hieronder bespreek.

2.1 DOEL VAN DAM

Die doel van 'n dam bepaal tot 'n groot mate by welke alternatiewe posisies dit geleë kan wees en hoe dit moet funksioneer om aan die vereistes vir opgaring, lewering, vloedabsorpsie of kragopwekking te beantwoord. In die geval van stedelike of nywerheidswatervoorsiening waar bestendige lewering noodsaaklik is en die koste van die water van die verbruiker verhaal kan word, is die beskikbaarheid van 'n waterbron dikwels die belangrikste oorweging vir die keuse van die terrein. Vir 'n besproeiingskema aan die anderkant, moet die koste van water binne streng perke gehou word en duur skemas wat die pomp van water van 'n laagliggende reservoir vereis, kan selde geregverdig word (Kommissie van Ondersoek na Watteraangeleenthede, 1970).

Indien die doel van die dam uitsluitlik vir vloedbeheer is, hoef die struktuur nie noodwendig waterdig te wees nie, maar indien dit byvoorbeeld die boonste reservoir van 'n pompopgaarskema vir hidro-elektriese kragopwekking vorm, beteken lekkasie uit die reservoir 'n verlies van energie wat kwalik bekostig kan word (Knill, 1972).

2.2 KENMERKE VAN DIE RIVIER

Groter damme word meesal in rivierkanale gebou waar die water vir opgaring en die ruimte vir 'n reservoir in die riviervallei beskikbaar is. Daar is egter 'n aantal kenmerke van die rivier self wat 'n invloed uitoefen op die

keuse van die terrein, die ontwerp en konstruksie van die dam (Murphy, 1977).

2.2.1 Inhoudsvermoë

Die inhoudsvermoë van 'n reservoir word bepaal deur die topografie en die vorm van die riviervallei. Hoe steiler die gradiënt van die rivier, hoe hoër moet die damwal gebou word om 'n gegewe inhoudsvermoë te verkry en die eerste stap tot die uitsoek van 'n damterrein is die uitteken van 'n lengtesnit langs die rivierbedding. So 'n snit toon gewoonlik 'n aantal duidelike veranderings in gradiënt en die beste damterrein is meesal aan die stroomafkant van 'n platter gedeelte van die riviergradiënt geleë. Hierdie posisie verteenwoordig gewoonlik ook 'n lokale basisvlak van erosie wat 'n meer weerstandbiedende gesteente en geskikte fondament vir 'n damwal kan wees.

2.2.2 Gemiddelde Jaarlikse Afloop

Die gemiddelde jaarlikse afloop (G.J.A.) is die faktor wat bepaal hoeveel water daar by verskillende punte langs die rivier beskikbaar is en vir die bepaling van die ligging van 'n damterrein moet daar gewoonlik 'n balans gevind word tussen die hoeveelheid water beskikbaar teenoor die vlak (hoogte bo seevlak) waarby dit beskikbaar gestel kan word. Die G.J.A. het ook 'n invloed op die optimum inhoudsvermoë van die reservoir en dus die hoogte van die damwal. Daar word dikwels aanvaar dat die inhoudsvermoë van 'n reservoir ongeveer gelyk behoort te wees aan die G.J.A. maar ander faktore soos die waterbehoefte en patroon van rivierafloop speel natuurlik ook belangrike rolle (Attewell & Farmer, 1977).

2.2.3 Vloedspitse

Die maksimum waarskynlike vloedspits word gebruik om die vermoë van die oorloop en noodsaaklikheid vir noodoorlope te bepaal en, in die geval van vloedbeheerdamme, word dit, tesame met die maksimum waarskynlike duurte gebruik om die inhoudsvermoë vir vloedabsorpsie te bereken (Nemec, 1972).

2.2.4 Slikvrag

Die slikvrag wat 'n rivier dra, bepaal die tempo waarteen die reservoir sal toeslik en het derhalwe 'n invloed op die aanvanklike inhoudsvermoë (hoogte van damwal) asook op die moontlikheid van verdere verhogings van die damwal. Dit kan dus beteken dat die keuse van die damterrein sal berus op die moontlikheid om die damwal van tyd tot tyd te verhoog om voorsiening te maak vir die verlies aan inhoudsvermoë as gevolg van toeslikking. Die ontwerp van die damwal self moet aangepas word vir die verhoogde druk as gevolg van die hoë digtheid van slikbelaaide water en dit mag nodig wees om spesiale uitlate in die damwal te voorsien ten einde soveel as moontlik van die slikbelaaide water tydens vloedperiodes deur te laat (Rooseboom, 1975 en Copen et al, 1977).

2.3 KENMERKE VAN DIE OMGEWING

Net soos in die geval van die meeste ander soorte ontwikkeling soos dorpe, nywerhede, paaie en spoorlyne, speel omgewingsfaktore deesdae al hoe belangriker rolle by die bou van damme. Verskeie van hierdie faktore oefen 'n direkte invloed uit op die keuse van die terrein en die ontwerp, konstruksie en bedryf van die dam self.

2.3.1 Geologie

Omdat daar sulke ontsaglike groot hoeveelhede konstruksiemateriaal vir die bou van damme benodig word, is dit noodsaaklik dat soveel as moontlik daarvan in die onmiddellike omgewing van die damterrein verkrygbaar moet wees. Die belangrikste damboumateriale is grond, rots, sement en water en die verspreiding en eienskappe van hierdie materiale is hoofsaaklik afhanklik van die geologie maar ook van die topografie en die klimaat van die omgewing.

Die geologie van die omgewing bepaal verder ook die eienskappe van fondamentmateriale by die damwalterrein self, dit het 'n effek op die seismisiteit van die gebied en bepaal tot 'n groot mate die slikvrag van die rivier.

2.3.2 Topografie

Afgesien van die invloed van topografie op die eienskappe van die damkom, die damterrein en die konstruksiemateriale (sien paragrawe 2.2.1, 2.5.2 en 2.3.1), speel dit 'n rol by die konstruksiemetode. Vir die vervoer van groot hoeveelhede materiaal na 'n konstruksierrein moet topografie in berekening gebring word by die bepaling van die mees geskikte soort konstruksiemateriaal, die bes geleë bron daarvan, die soort vervoermiddel en die tempo waarteen dit vervoer kan word (Palmetier, 1977).

2.3.3 Klimaat

Die invloed van klimaat op die verwerking en aard van konstruksie- sowel as fondamentmateriale is reeds genoem (paragraaf 2.3.1). Dit het egter ook 'n invloed op die konstruksieprogram en mag selfs spesiale aanpassings in die ontwerp vereis. 'n Lang reënseisoen kan probleme veroorsaak met die verkryging van die korrekte voggehalte vir ondeurlatende sones in vuldamme en mag die konstruksieprogram vertraag of veroorsaak dat die ontwerp so aangepas word dat hierdie soort materiaal onafhanklik van die res van die dam in posisie geplaas kan word.

2.3.4 Arbeidsituasie

Die bevolkingsamestelling van die gebied waarin 'n dam gebou moet word, bepaal dikwels die keuse tussen 'n arbeidsintensiewe of gemeganiseerde konstruksiemetode. Boogdamme vereis byvoorbeeld 'n groot hoeveelheid handarbeid waarvan 'n aansienlike persentasie geskoolde skrynwerkers moet wees om die gekompliseerde boogvorms tot die vereiste akkuraatheid te vervaardig. Vuldamme, daarenteen, kan met veel minder werkers gebou word aangesien daar hoofsaaklik van groot masjiene gebruik gemaak word om materiaal uit te graawe, te vervoer, te plaas en te kompakteer (Armstrong, 1977).

2.3.5 Bestaande en toekomstige ontwikkeling

Die konstruksie van 'n dam en skepping van 'n reservoir kan 'n geweldige groot uitwerking op bestaande en toekomstige ontwikkeling in die onmiddellike omgewing daarvan uitoefen. Die bedekking van 'n groot oppervlakte land deur water kan bestaande ontwikkeling soos geboue, landerye en kommunikasie-middele vernietig, dit kan potensiële bronne van minerale of konstruksiemateriale steriliseer en omliggende gebiede nadelig beïnvloed deur versuiping van laagliggende landbougrond, besoedeling van grondwaterbronne, versteuring van hellingstabiliteit, geïnduseerde seismisiteit en ontsiering van die landskap deur steengroewe en leengebiede, vernietiging van plantegroei onderkant die hoogwatermerk en versteuring van die diere- en vislewe in en om die dam. Gunstige effekte van damkonstruksie is die ontwikkeling van 'n gebied en sy mense, verbetering van kommunikasie en die verskaffing van ontspanningsoorde (Armstrong, 1973 en Penella, 1973).

2.4 KENMERKE VAN DIE DAMKOM

Die doel vir die bou van 'n dam is die skepping van 'n reservoir om water in op te gaar en daar is 'n aantal eienskappe van die damkom wat dus 'n wesentlike invloed op die plasing en die ontwerp van die damwal uitoefen (Murphy, 1977 en Williams, 1977).

2.4.1 Inhoudsvermoë

Daar word gewoonlik gepoog om 'n damkom te vind met die maksimum inhoudsvermoë vir die kleinste kapitale besteding met die bou van die damwal. Dit impliseer dat daar gesoek word na 'n wye plat riviervallei wat 'n groot damkom sal vorm met, aan die stroomafkant daarvan, 'n relatief nou gedeelte waar 'n damwal ekonomies gebou kan word. Die doeltreffendheid van 'n damkom kan dus uitgedruk word in terme van die verhouding tussen die inhoudsvermoë van die reservoir en die volume materiaal in die damwal (sien paragraaf 8.6.1).

Die vorm van kom word tot 'n groot mate deur die volgende geologiese faktore bepaal:

(a) Riviergradiënt wat afhang van die ouderdom van die landskap, die effekte van opheffing of kanteling van die aardkors en die weerstand van gesteentes teen erosie.

(b) Vallei- of reservoirkantellings wat afhang van die stabiliteit van gesteentes teen erosie en ondergrawing en die tempo waarteen die riviervallei ingekerf geraak het sedert die einde van 'n vorige erosiesiklus.

2.4.2 Verdampingsverliese

In Suid-Afrika veroorsaak verdamping uit reservoires 'n groot verlies aan water en in die geval van bv. Vaaldam, is die bruto verdamping jaarliks sowat 25 persent van die totale inhoudsvermoë. Die faktore wat verdampingsverliese beïnvloed is die klimaatstreek waarin die dam geleë is en die wateroppervlakte wat aan verdamping blootgestel is.

Die wateroppervlakte wat aan verdamping blootgestel is, hang af van die grootte van die damkom. Die doeltreffendheid van 'n damkom teen verdamping kan uitgedruk word as die gemiddelde diepte of die inhoudsvermoë gedeel deur die wateroppervlakte. Die gemiddelde diepte van groter damme in Suid-Afrika wissel van 8 m in die geval van Vaaldam tot 24 m vir die Sterkfonteindam. Dit is duidelik dat die mees doeltreffende damme plat bodems, steil kante en groot dieptes het en dat die swakstes vlak is en groot oppervlakte het.

Geologiese toestande speel 'n baie groot rol by die vorm van damkomme en die mees geskikte geologiese opeenvolging is sedimentêre gesteentes met afwisselende harde en sagte lae. Van die beste damkomme is gevorm deur 'n redelike dik laag van weerstandbiedende materiaal om die kante van die kom te vorm, bo-op 'n sagte laag wat maklik weggevreet kan word om die kom sodoende te verdiep. Besonder gunstige reservoires word ook verkry in riviervalleie wat diep langs groot verskuiwings of naatsones ingesny is.

Dit is ook moontlik om 'n swak damkom te verbeter deur die konstruksie van sekondêre walle binne in die kom om dit sodoende in kompartemente op te deel sodat die diepste

gedeeltes vir langtermyn opgaring en die vlakke dele vir vloedabsorpsie gebruik kan word (Van Robbroeck et al, 1975).

2.4.3 Waterdigtheid

Volgens definisie moet reservoirs water kan opgaan en alhoewel die doel daarvan mag bepaal dat opgaring slegs vir 'n kort tydperk benodig word, is dit noodsaaklik vir die veiligheid van reservoirs dat die waterdigtheid daarvan bepaal sal word (Knill, 1972).

By die gedeeltes van die reservoir wat deur 'n damwal afgesluit word, word daar gewoonlik intensiewe fondamentondersoeke uitgevoer om, onder meer, die deurlatendheid van die fondamentmateriale te bepaal. Die damkom strek egter oor 'n veel groter gebied en die mees kritieke lekkasies kan dikwels op 'n heel ander plek as die damwal self voorkom.

2.4.4 Stabiliteit van kanthellings

Swigting van kanthellings van reservoirs kan plaasvind as gevolg van die volgende faktore:

(a) Vulling van reservoirs lei tot die versadiging van grond of rotsmateriaal, vermindering van massa van die hellingstoon, vermindering van effektiewe druk, vermindering van kohesie, smering van naatvlakke en vermindering van materiaalsterkte. In die geval van 'n helling wat platter word na onder toe, kan die ophigkrag vinniger toeneem met stygende watervlak as wat die effektiewe massa toeneem en dit kan tot swigting lei (Rybar, 1977).

(b) Golfaksie lei tot vorming van strandvlakke met steil skarpe daarbo. Ondersnyding en erosie veroorsaak dat hierdie skarpe met verloop van tyd swig en nuwe skarpe verder terug ontwikkel (Zaruba et al, 1976).

(c) Vinnige aftrekking van die watervlak veroorsaak 'n vermeerdering van massa van die hoër liggende gedeeltes van hellings sonder gepaardgaande vermeerdering van effektiewe

druk op potensiële glyvlakke. Vloei van water vanuit hellings veroorsaak 'n hidrouliese gradiënt en druk in die rigting van die reservoir en kan ook lei tot interne erosie. Hellings word verder ook blootgestel aan erosie deur oppervlakafloop (Fujita, 1977).

Die gevolge van swigting van reservoirkant hellings is die vermindering van inhoudsvermoë van die reservoir, beskadiging of swigting van strukture naby die reservoirkante en in die geval van groot massas materiaal wat vinnig beweeg, 'n vloedgolf van water wat die damwal kan oorstrom, dit laat swig en groot vloedskade kan aanrig. Die klassieke voorbeeld hiervan is die Vajontdamramp in Italië waar 'n hele bergkant ($240 \times 10^6 \text{ m}^3$) in die dam gestort, 'n 100 m hoë vloedgolf water oor die wal laat stroom en duisende mense gedood het (ICOLD, 1973).

Die soort materiaal wat die meeste onderhewig sal wees aan swigting, is ongekonsolideerde puin, terrasgruis, alluvium asook residuele klei of slik. Hierdie soort materiaal is ook onderhewig aan golferosie. Swigting vind gewoonlik geleidelik plaas en alhoewel die totale volumes groot kan wees, is daar selde 'n gevaar van katastrofiese vloede.

Rotshellings is nie onderworpe aan erosie nie maar die vinnigste en mees katastrofiese swigtings vind plaas wanneer 'n steil berghang langs laag- of naatvlakke begin beweeg (Zaruba et al, 1976).

2.4.5 Golfaksie

Die golfaksie van water is 'n belangrike faktor by vuldamme aangesien dit erosie van die grondvulling, strandterrasvorming en onstabiliteit of swigting van die wal kan veroorsaak. Die erosiekrag van golwe word bepaal deur die golfhoogte. Golfhoogte by die wal word beïnvloed deur die windsnelheid, waterafstand (eng. fetch) langs die hoofwindrigting en die helling van die damwal (Taylor, 1973).

2.5 KENMERKE VAN DIE DAMTERREIN

Die eienskappe van die gekose damterrein wat die grootste invloed op die ontwerp en konstruksie uitoefen, is die topografie en die fondamenttoestande.

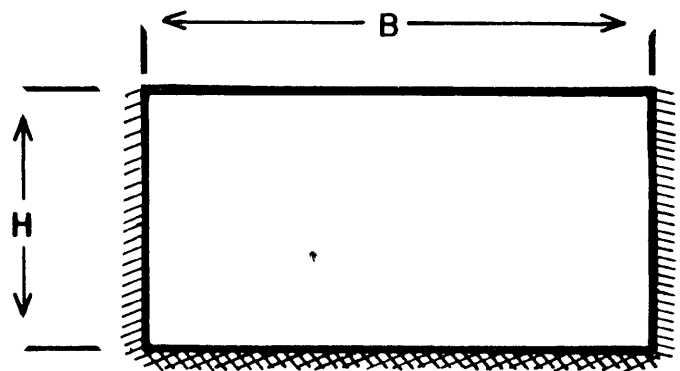
2.5.1 Valleivorm

Die belangrikheid van die valleivorm op die keuse tussen 'n boogdam en 'n swaartekragbetondam word geïllustreer deur Myburgh (1964) wat die boogfaktor van 'n vallei definieer as die verhouding tussen die volume beton in 'n "standaardswaartekragdam" (Q_g) en die volume beton in 'n "standaardboogdam" (Q_a). Die standaardswaartekragdam het 'n verhouding van basis tot hoogte van 0,75 en die standaardboogdam is 'n dun silindriese wal met 'n maksimum toegelate spanning van 7,2 MPa in die beton. Myburgh toon aan dat die boogfaktor (Q_g/Q_a) alleenlik afhanklik is van die wydte en die geometriese vorm van die vallei en niks te doen het met die verhouding van kruinlengte tot hoogte nie. Hy onderskei tussen die vier belangrikste geometriese valleivorme naamlik reghoekig, parabolies, driehoekig en trapesoidaal soos in figuur 2.5.1 aangetoon.

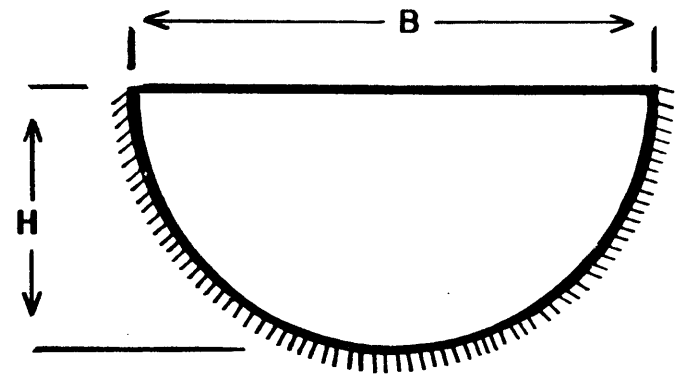
Kirn et al, (1955) het voorgestel dat die valleivorm gedefinieer word deur 'n valleivormfaktor (eng. canyon-shape factor) wat die verhouding van die fondamentotrek tot die maksimum hoogte van die damwal is. Hulle stel voor dat terreine met 'n valleivormfaktor van meer as 5 ongeskik is vir die bou van 'n ekonomiese boogdam.

2.5.2 Verhouding van kruinlengte tot hoogte

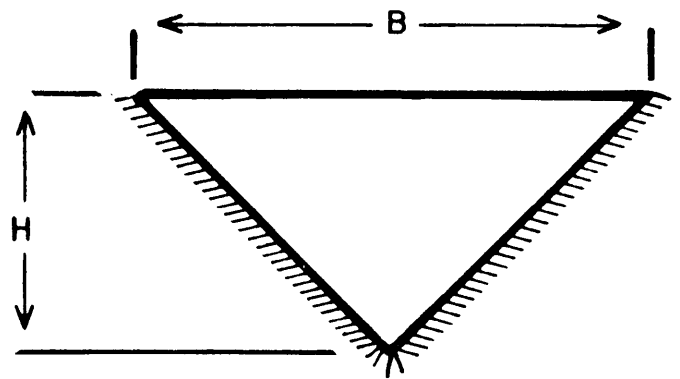
Die verhouding van die kruinlengte tot die hoogte van 'n damwal bokant laagste fondamentvlak (K:H-verhouding) is die faktor wat vir baie jare al gebruik word om die gangbaarheid al dan nie vir die konstruksie van verskillende soorte boogdamme te bepaal. Daar word oor die algemeen aanvaar dat 'n dun boogdam 'n K:H-verhouding van minder as 3,5 vereis terwyl 'n boogdam met 'n K:H-verhouding van meer as 6, eerder as 'n swaartekragboogwal geklassifiseer moet word. By terreine met 'n K:H-verhouding van meer as 12 is die bydrae van boogaksie so gering



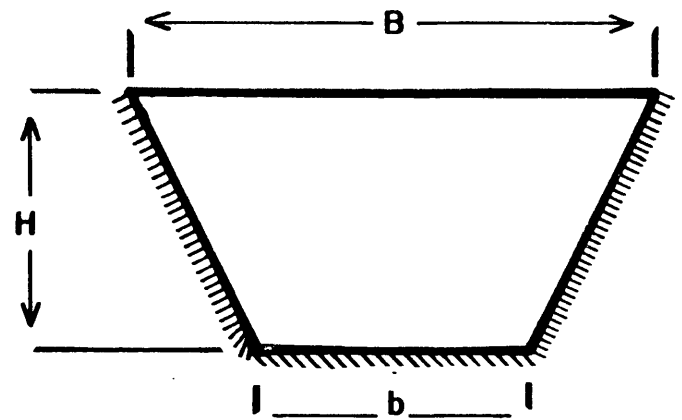
REGHOEKIG



PARABOLIES



DRIEHOEKIG



TRAPESOIDAAL

FIGUUR 2.5.1 GEOMETRIESE VALLEIVORME (volgens Kirn et al, 1955)

dat 'n dam met 'n boogvorm niks anders as 'n geboë swaartekragdam kan wees nie. Sulke terreine mag meer geskik wees vir meerboogdamme, swaartekragdamme of vuldamme (Thomas, 1976).

2.5.3 Valleisimmetrie

Perfek simmetriese valleikante word selde in die natuur aangetref. Vir boodamme is 'n simmetriese boogstruktuur egter wenslik en vir so 'n soort wal in 'n onsimmetriese vallei moet daar gewoonlik kunsmatige swaartekragstutblokke of 'n fondamentkussing voorsien word ten einde 'n bevredigende spanningsverspreiding te verkry. Ander soorte damme kan sonder veel probleme in onsimmetriese valleie gebou word (Swaminathan, 1964).

2.5.4 Flankhellings

Op grond van die vereiste K:H-verhouding van boogdamme is dit duidelik dat steil flankhellings verkies word. Vir hierdie soort damme moet die hellings ook egalig wees ten einde spanningskonsentrasies te verhoed en oneweredighede in die hellings word gewoonlik met behulp van 'n fondamentkussing van beton uitgeskakel (Copen et al, 1977).

Vuldamme word verkieslik nie in valleie met steil kanthellings gebou nie omdat dit probleme veroorsaak met toegang en beweging van swaar grondverskuiwingstoerusting. By sulke terreine kan dit ook gebeur dat daar horisontale spanningskrake in opvullings ontstaan wanneer die boonste gedeelte deur middel van boogaksie teen die flanke gestut word terwyl die onderste gedeelte vassakking ondergaan (Sherard et al, 1963).

2.5.5 Bodemwydte

'n Terrein met 'n wye, plat bodem vereis relatief groter hoeveelhede materiaal vir 'n vuldam omdat die onderste gedeeltes van sulke walle die meeste materiaal bevat. So 'n valleivorm kan dus vereis dat oorweging geskenk word aan alternatiewe ontwerpe soos stutmuur- of swaartekragwalle (Armstrong, 1977).

2.5.6 Lengteprofiel

Dit gebeur dikwels dat 'n damterrein gekies word in 'n vernouing van die vallei, net stroomop van 'n waterval of 'n skielike vermeerdering van die riviergradiënt. In sulke gevalle is daar dikwels nie voldoende spasie om 'n vuldam met sy wye basis stroomop van die waterval in te pas en steeds die topografie of fondamenttoestande wat vir die keuse van die damterrein verantwoordelik is, te benut nie. In so 'n geval bied 'n boogdam dikwels die beste kombinasie van veiligheid en ekonomie.

2.6 ANDER FAKTORE

Afgesien van die reeds genoemde faktore wat op wetenskaplike beginsels berus, is daar 'n aantal ander faktore wat niks met die bepaalde terrein of vereistes van die dam te doen het nie, van tyd tot tyd kan verander en dikwels alle ander oorwegings oorheers wanneer dit kom by die finale keuse van die terrein of die ontwerp.

2.6.1 Politieke faktore

Damme word dikwels gebou om suiwer politieke redes soos byvoorbeeld om 'n bepaalde groep kiesers tevrede te stel of langs internasionale grense om as buffersones teen militêre insurgensie te dien.

2.6.2 Prestigewaarde

Sekere projekte moet dien as toonvenster vir 'n land se finansiële en tegniese vermoëns en spesiale ontwerpe word dikwels voorgeskryf ten spyte van die feit dat hulle nie noodwendig die veiligste of mees ekonomiese strukture verteenwoordig nie.

2.6.3 Finansiële faktore

Groot projekte soos damme word dikwels deur die Owerheid= sektor aangepak om suiwer ekonomiese redes soos die

stimulering van die ekonomie, werkverskaffing of die ontwikkeling van gebiede. Die buitelandse betalingsbalansposisie van die land op 'n gegewe tydstip mag bepaal dat 'n dam eerder met behulp van plaaslike arbeid gebou moet word as met hoogs gemeganiseerde toerusting wat van oorsee af ingevoer moet word en groot hoeveelhede skaars petroleumprodukte gebruik. Die ontwerp van sulke damme is gewoonlik nie onderhewig aan dieselfde vereistes ten opsigte van doeltreffendheid as projekte wat vir hulleself moet betaal nie.

2.6.4 Ontwerper

Die persoonlike smaak, kennis en ervaring van die ontwerper van die dam speel dikwels 'n deurslaggewende rol. Deur sy aannames vir eenheidskoste van verskillende konstruksiemateriale slegs tot 'n geringe mate te manipuleer, is dit moontlik vir 'n ontwerper om die dam van sy keuse (of die soort dam wat hy in staat is of tyd voor het om te ontwerp) goedkoper te laat voorkom.

HOOFSTUK 3. SOORTE DAMME EN OORLOOPSTRUKTURE

Die mens het van die vroegste tye af damme gebou om water op te gaar en hierdie strukture het gewissel van primitiewe kombinasies van boomtakke en grond, houtplanke, klipmesselwerk, grondwalle en staalplate tot die mees gesofistikeerde samestellings van grond en rots en dun dubbelboogwalle van beton wat vandag gebou word. Dit is onmoontlik om binne die bestek van 'n enkele hoofstuk al die verskillende soorte damwalle en oorloopstrukture te beskryf en slegs die meer algemene soort ontwerpe wat vir groter damme gebruik word, sal bespreek word.

3.1 VULDAMME

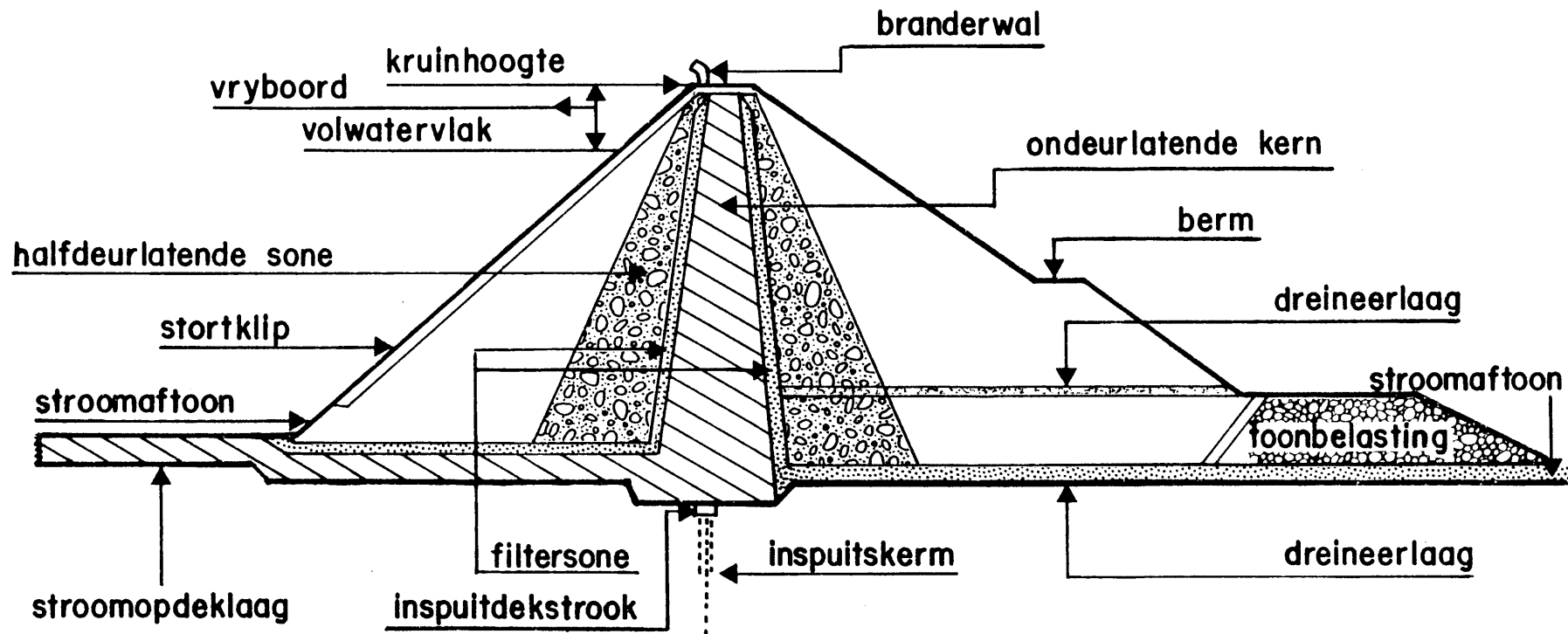
In teenstelling met 'n swaartekragdam wat gewoonlik van beton gebou word (sien paragraaf 3.2), word 'n vuldam gedefinieer as enige dam wat gebou word met uitgegraafde materiaal sonder die byvoeging van bindmateriaal anders as dit wat inherent daarin teenwoordig is. Die konstruksiemateriaal word gewoonlik by of naby die damterrein verkry (Thomas, 1976).

Hierdie definisie dek 'n verskeidenheid van ontwerpe, insluitende homogene grondvulling, gesoneerde grondvulling en ondeurlatende grondvulling met rotsbestutting. Gerieflikheidshalwe sal 'n rotsvuldam met 'n ondeurlatende membraan van beton, asfalt of metaal hierby ingesluit word.

Die belangrikste komponente van 'n vuldam en hulle benamings word in figuur 3.1.1 aangetoon.

'n Grondvuldam is 'n vuldam wat hoofsaaklik met gekompakteerde grond en/of rots (hetsy homogeen of gesoneer), gebou word en uit meer as 50 persent grond bestaan. Dit sluit dus ook in 'n dam van rots waarvan die openings deur middel van deurspoeling met fynkorrelrige materiaal gevul is (Thomas, 1976).

Foto 3.1.1 toon die Sterkfonteindam in die Nuwejaarspruit naby Harrismith. Dit is 'n gesoneerde grondvulwal en is tans (1979) die grootste vuldam in Suid-Afrika.



FIGUUR 3.1.1

DWARSSNIT DEUR GRONDVULWAL MET BENAMINGS VIR VERSKILLENDE KOMPONENTE



FOTO 3.1.1 STERKFORTEINDAM
(Foto: Departement van Waterwese)

Volgens ICOLD is 'n rotsvuldam 'n soort vuldam wat vir sy stabiliteit hoofsaaklik van rots afhanklik is. Aangesien rotsvuldamme 'n ondeurlatende sone moet bevat - deesdae meesal uitgesoekte grondvulling met filtersones wat 'n aansienlike gedeelte van die wal beslaan - impliseer die benaming dat die wal meer as 50 persent gekompakteerde of gestorte deurlatende rotsvulmateriaal moet bevat. Vir waterdigtheid is die dam afhanklik van 'n ondeurlatende stroomopmembraan of interne kern.

Foto 3.1.2 toon die Beaufort Westdam in die Gamkarivier naby Beaufort West. Dit is 'n rotsvulwal met 'n stroomopmembraan van beton en 'n kant-oorloopkanaal.

Foto 3.1.3 toon die Bridle Driftdam in die Buffelsrivier naby Oos Londen. Dit is 'n versterkte rotsvulwal met kant-oorloopkanaal.

3.1.1 Ontwerp

Die ontwerp van vuldamme met betrekking tot materiale, sonering, kanthellings en hellingsbeskerming hang af van die soort en koste van materiale wat beskikbaar is vir konstruksie- en fundamentele doeleindes, van die vereistes vir die dam en toestande waaronder dit moet funksioneer (Sherard et al, 1963).

Behalwe vir heel kleinere strukture is vuldamme gewoonlik gesoneer, met ander woorde hulle bestaan uit 'n ondeurlatende sone gestut deur die res van die wal. Die hoofrede vir sonering is om veiligheid te verleen in terme van sypelingsbeheer, sterkte en beheer van kraakvorming. Vir die meeste damme sal dit moontlik wees om verskeie veilige ontwerpe daar te stel en die finale keuse berus op die mees ekonomiese benutting van beskikbare materiale.

Die mees algemene ontwerpe vir vuldamme word in figuur 3.1.2 getoon.

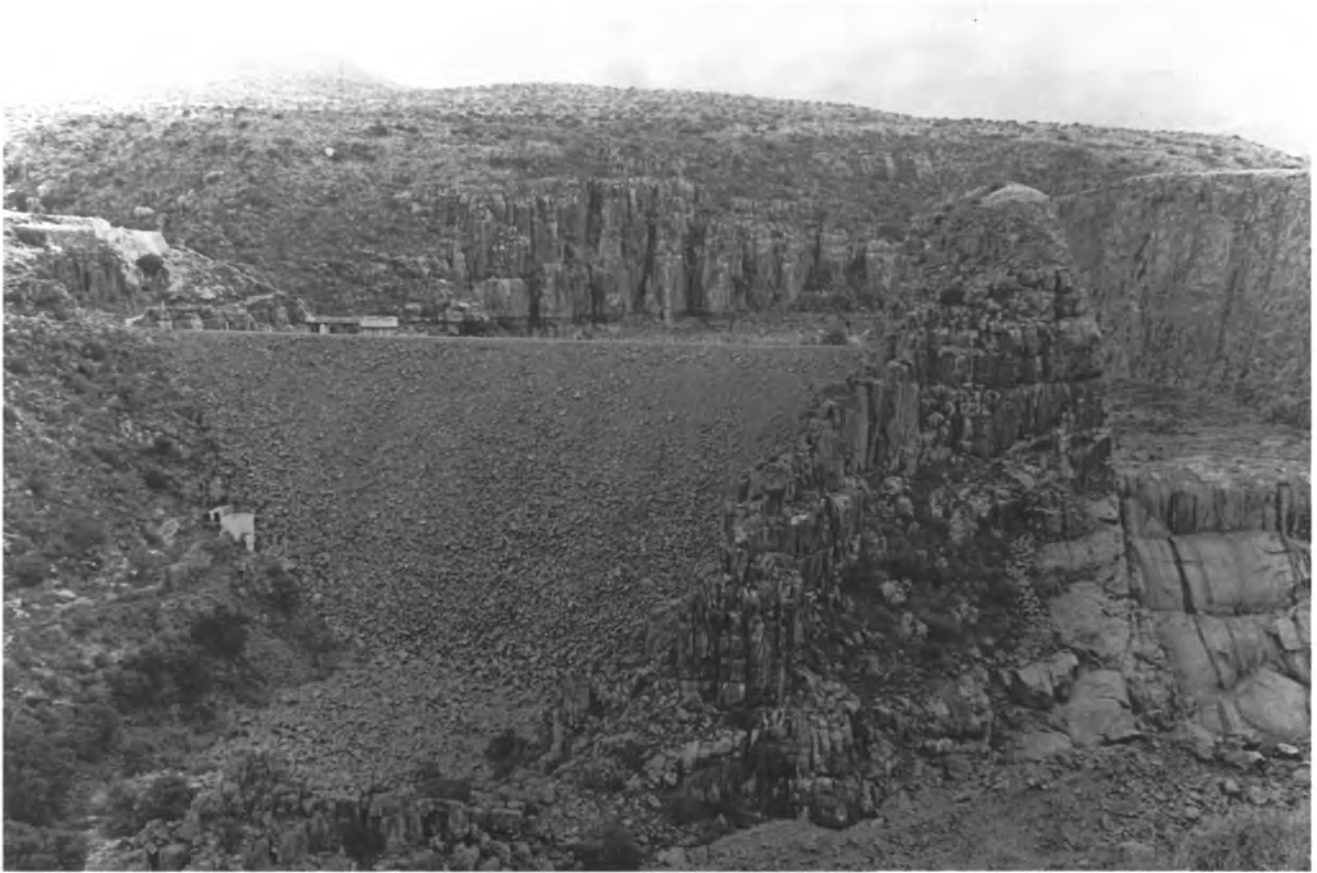


FOTO 3.1.2 BEAUFORT WESTDAM



FOTO 3.1.3 BRIDLE DRIFTDAM
(Foto: Departement van Waterwese)



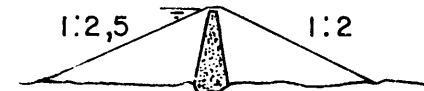
(A) HOMOGENE GRONDVULLING MET SKOORSTEENDREI-NEERGANG EN KOMBERSDREINEERLAAG



(B) HIDROULIESE VULLING MET TOONDREINEERSONES



(C) GRONDVULLING MET DIK SENTRALE KERN



(D) GRONDVULLING MET DUN SENTRALE KERN



(E) GRONDVULLING MET SKUINS KERN



(F) ROTSVULLING MET SENTRALE KERN



(G) ROTSVULLING MET BETONDEKBLAD



(H) ROTSVULLING MET ASFALTBETONDEKBLAD

FIGUUR 3.1.2

DWARSSNITTE VAN 'N AANTAL VERSKILLENDE SOORTE VUL-DAMONTWERPE (volgens Thomas, 1976)

2 Damwalvereistes

Die belangrikste vereistes vir 'n vuldam is (a) die vermoë om die belasting as gevolg van selfmassa en waterdruk (ekstern en intern) te kan weerstaan sonder om as geheel of gedeeltelik langs glijvlakke te beweeg, (b) beperking en beheer van watersypeling sodat die verliese binne ekonomiese perke bly en die veiligheid van die struktuur nie deur interne erosie (pypvorming) bedreig word nie, (c) beperking van vassakking sodat kraakvorming of oormatige verlies aan vryboord nie plaasvind nie en (d) dat voldoende beskerming aan kanthellings gebied word sodat dit nie deur golf- of natuurlike erosie beskadig word nie (Barron, 1977 en Sherard et al, 1963).

(a) Stabiliteit

Die stabiliteit van 'n vuldam berus op dieselfde beginsels as die stabiliteit van natuurlike hellings en die belangrikste faktore is die skuifsterkte (wrywingshoek en kohesie langs potensiële glyvlakke) van die vul- en fondamentmateriale en die uitwerking van waterdruk daarop.

Deur die kanthellings vlak genoeg te maak, kan stabiliteit met feitlik enige soort materiaal verkry word, maar vanweë ekonomiese en ruimte-oorwegings word daar gepoog om die steilste veilige helling met die beskikbare materiale te verkry. Damme van klei met 'n lae skuifsterkte sal die platste kanthelling hê (bv. 1:6) terwyl rotsvuldamme se kante teen die rushoek van die rots (bv. 1:1,3) gebou kan word (Sherard, et al, 1963).

Vir ontleding van die stabiliteit van damhellings word daar gewoonlik aanvaar dat swigtings langs 'n hipotetiese sirkelvormige pad deur die vulling alleen, of deur die vulling sowel as die fondament, sal plaasvind en daar bestaan verskeie metodes om die stabiliteit van so 'n segment van die wal onder verskillende toestande van belasting te bepaal. Die belangrikste toestande wat in ag geneem moet word is soos volg (Sherard et al, 1963):

(i) Stroomopkant tydens konstruksie: Omdat gekompakteerde grond se voginhoud naby aan optimum moet wees, kan hoë porieëdruk tydens kompaksie in ondeurlatende materiaal opgebou word en kan swigting gedurende die konstruksiestadium plaasvind.

(ii) Die stroomafkant tydens konstruksie: Omdat die waterdruk in die dam 'n stabiliserende uitwerking het op die stroomopkant, word die stroomafkant soms teen 'n vlakker helling gebou. Verder word die mees deurlatende materiale aan die stroomafkant gebruik en is daar gewoonlik nie 'n gevaar van swigting tydens konstruksie nie.

(iii) Stroomopkant wanneer dam vol is: Dit is vir hierdie toestand wat die damwal ontwerp word en deur inagneming van materiaaleienskappe en die invloed van porieëdruk op die effektiewe spannings, kan die helling ontwerp word met die nodige veiligheidsfaktor (gewoonlik 1,5-2).

(iv) Stroomopkant tydens vinnige aftrekking van watervlak: Hierdie toestand is kritiek omdat dit veroorsaak dat die belasting vermeerder (vermindering van drywing) terwyl die skuifsterkte nog konstant bly (porieëdruk neem stadig af namate die water uit die wal dreineer). Sekere damme word ontwerp om 'n vinnige tempo van aftrekking te weerstaan (pompopgaarskemas) maar by ander damme kan dit, vanweë ekonomiese oorwegings, nie gedoen word nie. Swigting van stroomopkante is gewoonlik beperk tot 'n segment wat grotendeels onderkant die watervlak geleë is en dus nie tot totale swigting en vloedskade aanleiding gee nie.

(v) Stroomafkant met dam vol: Die stabiliteit van hierdie kant hang grootliks af van die vloei van watersypeling deur die dam en

indien die ontwerpaannames vir die posisie van die freatiese lyn nie korrek is nie, kan dit lei tot swigting dwarsdeur die damwal met katastrofiese gevolge.

(vi) Aardskokvibrasie: Die grootste gevaar, vir veral 'n homogene vuldam, is vibrasie as gevolg van aard=skuddings. Sulke vibrasies kan lei tot verhoging van porieëdruk en skuifswigting, die ontstaan van krake in die wal as gevolg van vervorming of die oorstroming van die wal deur golwe.

Afgesien van die korrekte keuse van kanthellings, is daar nog verskeie ander metodes om die stabiliteit van vul=damme onder hierdie toestande van belasting te verseker. Die belangrikste hiervan is die korrekte sonering, vol=doende vryboord en voorsiening van interne dreinerings in die damwal en die fondament.

(b) Waterdigtheid

Vulmateriale waarmee die mees stabiele hellings verkry kan word, is gewoonlik die meeste deurlatend. Watersypeling deur damwalle veroorsaak nie alleen 'n verlies van water nie, maar dit kan aanleiding gee tot pypvorming of onstabiliteit van die stroomafkant. Sypeling kan selde of ooit heeltemal uitgeskakel word, maar dit kan doeltreffend beheer word deur die voorsiening van 'n relatief ondeurlatende sone in die damwal, die beskerming van fyn=korrelrige materiaal teen interne erosie deur doeltreffende filtersones en die verlaging van die freatiese lyn in die damwal deur dreineerstelsels.

Die vloei van water deur grond is feitlik altyd laminêr en daar word aanvaar dat dit volgens Darcy se wet geskied (Muskat, 1946):

$$q = k \cdot i \cdot A \quad \dots \dots \dots (1)$$

waar k = deurlatendheid van grond vir 'n spesifieke vloeistof,

i = hidrouliese gradiënt,

A = oppervlakte waardeur vloei plaasvind en

q = vloeitempo

Vloei in drie dimensies kan ook uitgedruk word in terme van La Place se differensiaalvergelyking (Casagrande, 1940):

$$\frac{\delta^2 h}{dx^2} + \frac{\delta^2 h}{dy^2} + \frac{\delta^2 h}{dz^2} = 0 \quad \dots\dots\dots (2)$$

waar x, y en z onderling loodregte koördinate en h die drukhoogte is.

As gevolg van probleme met die bepaling van grenstoestande kan baie min probleme egter wiskundig opgelos word en daarom word oorgegaan tot die teken van vloeinette. Die La Place vergelyking (in twee dimensies) verteenwoordig twee stelle krommes wat mekaar reghoekig kruis. Die een stel is lyne van gelyke drukhoogte en die ander stel is vloeilyne.

h Vloeinet (figure 3.1.3 en 3.1.4) word gekonstrueer deur h gerieflike aantal vloeilyne te teken sodat die hoeveelheid vloei tussen elke twee vloeilyne (vloeikanaal) dieselfde is (Casagrande, 1940).

$$\Delta q = \frac{q}{N_f} \quad \dots\dots\dots (3)$$

$$\Delta h = \frac{h}{N_e} \quad \dots\dots\dots (4)$$

waar Δq = vloei deur elke kanaal,

Δh = drukvermindering tussen lyne van gelyke druk,

N_e = aantal gelyke drukverlagings,

N_f = aantal vloeikanale,

q = totale vloeitempo en

h = totale drukverskil.

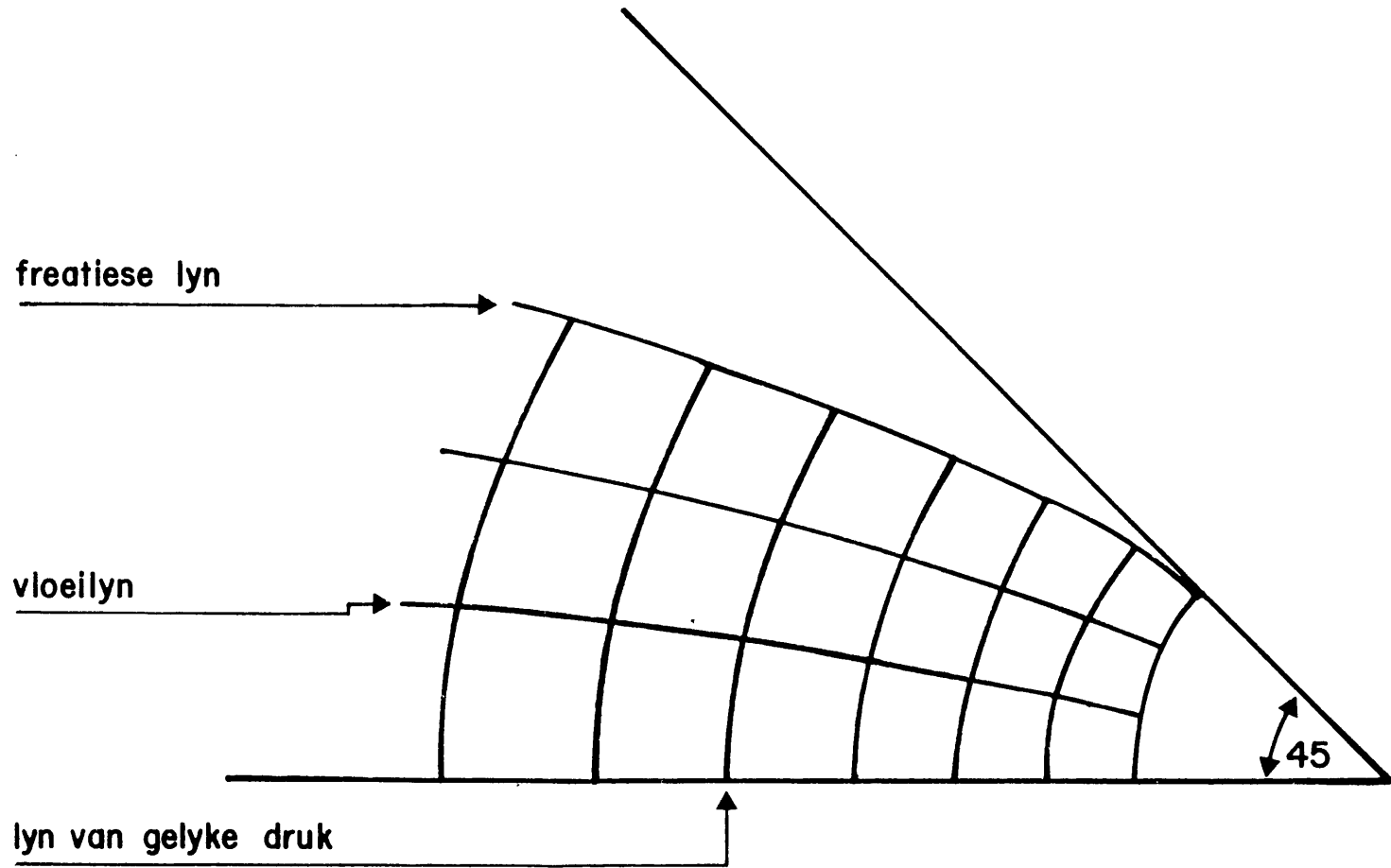
Beskou nou h element wat gevorm word deur die vloeilyne en lyne van gelyke druk (figuur 3.1.4),

waar a = afstand tussen vloeilyne en

b = afstand tussen lyne van gelyke druk.

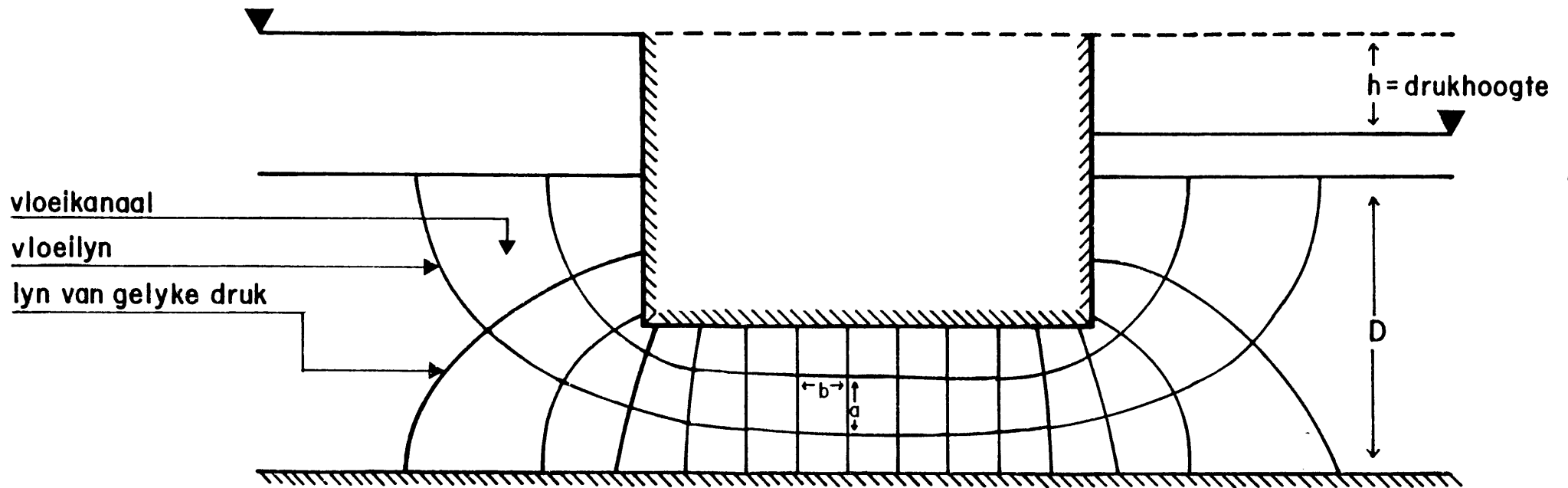
Volgens Darcy se wet vir vloei in elke kanaal:

$$\Delta q = k \cdot \frac{\Delta h}{b} \cdot (a \times 1) \quad \dots\dots\dots (5)$$



FIGUUR 3.1.3

**DWARSSNIT DEUR TOONGEDEELTE VAN HALFDEURLATENDE GRONDVUL-
DAM OP ONDEURLATENDE FONDAMENT. FREATIESE LYN, VLOEILYNE
EN LYNE VAN GELYKE DRUK WORD AANGETOON**



FIGUUR 3.1.4 DWARSSNIT DEUR ONDEURLATENDE DAMWAL OP DEURLATENDE FONDAMENT-LAAG. LYNE VAN GELYKE DRUK EN VLOEILYNE WORD GETOON.

waar $\frac{\Delta h}{b} = \frac{\text{drukverskil tussen lyne van gelyke druk}}{\text{afstand tussen lyne van gelyke druk}}$
 = die hidrouliese gradiënt en
 (ax1) = afstand tussen vloeielyne x eenheidswydte van vloei kanaal

Volgens vergelykings (3) en (4):

$$\frac{q}{N_f} = k \cdot \frac{h}{N_e} \cdot \left(\frac{a}{b}\right) \dots\dots\dots (6)$$

dus $\left(\frac{a}{b}\right) = \frac{q}{k \cdot h} \cdot \frac{N_e}{N_f}$
 = vaste verhouding vir alle elemente en word geriefshalwe as 1 geneem om die teken van vloei nete te vergemaklik (Casagrande, 1940).

Die lyn van deursypeling of freatiese lyn deur 'n homogene damwal is konkaf (behalwe by die stroomopkant) en nader die stroomafkant van die wal raaklynig. Die punt van uitsypeling is altyd bokant die stertwatervlak. Verskillende vorms van die freatiese lyn word in figuur 3.1.5 geïllustreer.

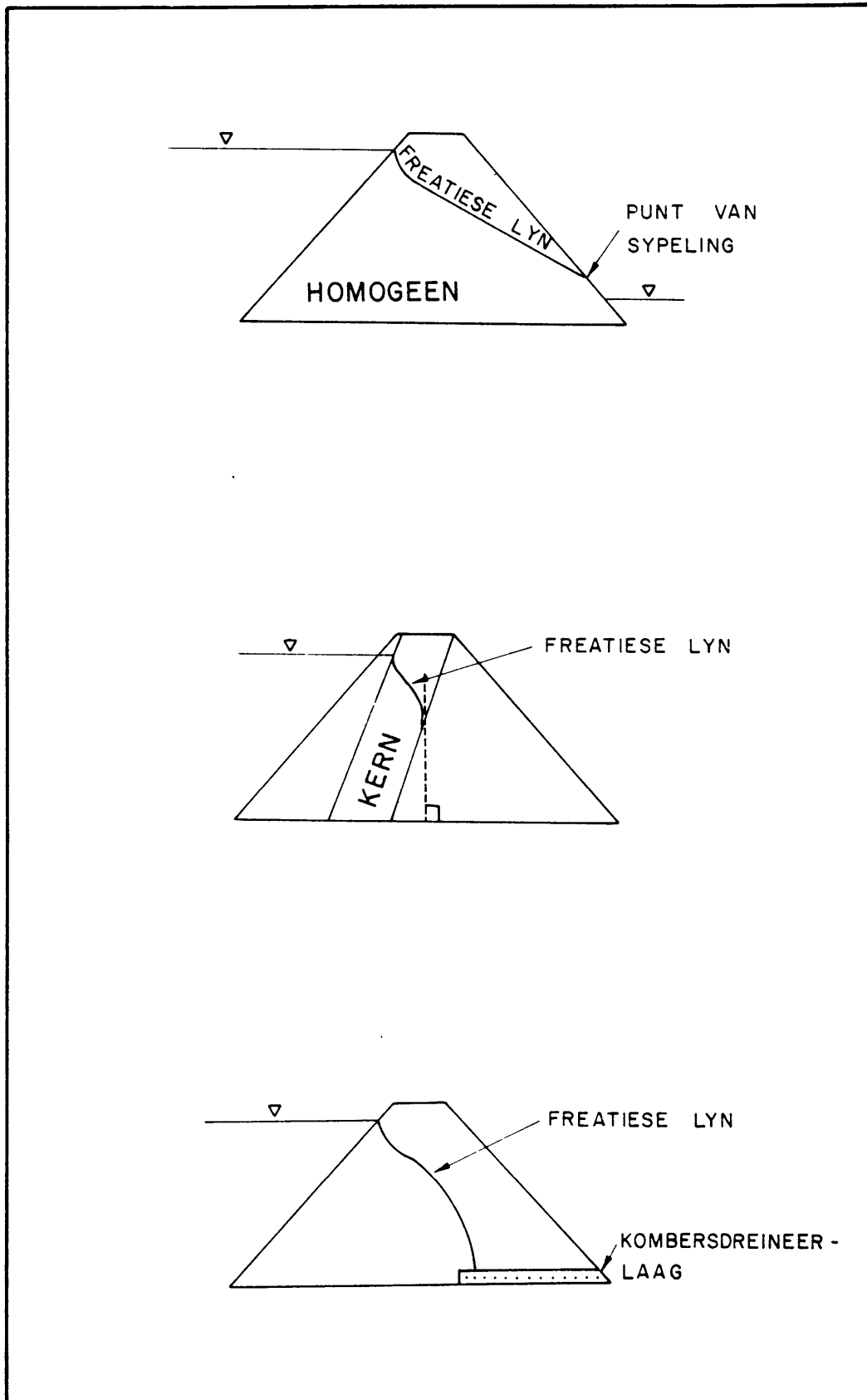
Pypvorming deur die damwal vind plaas wanneer die freatiese lyn aan die stroomafkant uitkom en 'n kritieke hidrouliese gradiënt bereik word. Hierdie probleem kan bekamp word deur die installering van een of meer van die dreineerfasiliteite wat in figuur 3.1.6 geïllustreer word.

Die hoeveelheid vloei deur 'n damwal of damfondament word soos volg bereken (Cedergren, 1967):

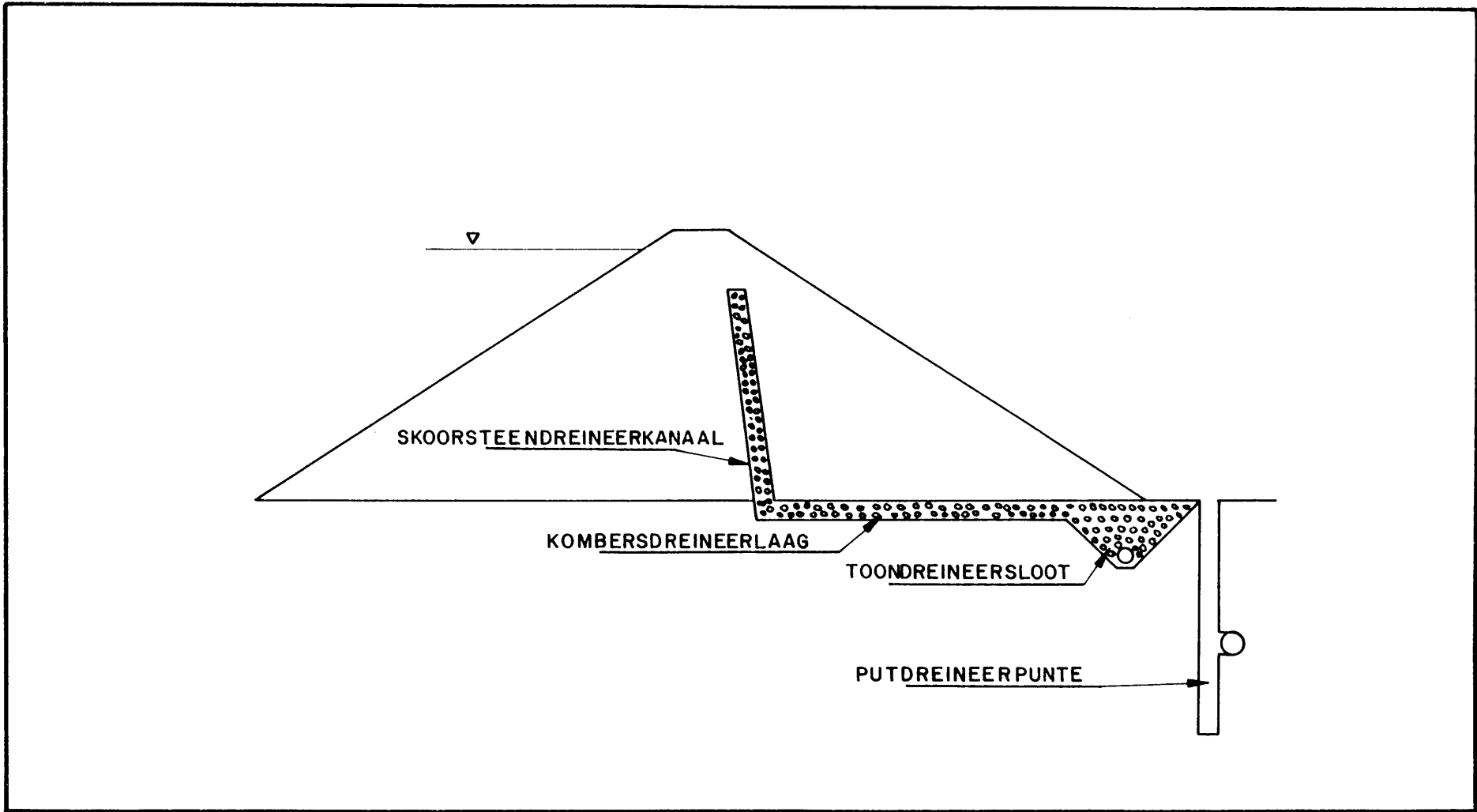
Van vergelyking (6) is die hoeveelheid vloei per eenheidslengte (1 m) van die damwal:

$$q = k \cdot h \cdot \frac{N_f}{N_e} \dots\dots\dots (7)$$

waar $\frac{N_f}{N_e}$ die vormfaktor van die vloei net is.



FIGUUR 3.1.5. DWARSSNITTE DEUR VERSKILLENDE SOORTE VULDAMME MET POSISIES EN VORMS VAN FREATIESE LYN.



FIGUUR 3.1.6 DWARSSNIT DEUR VULDAM WAT DIE VERSKILLENDE SOORTE DREINEERFASILITEITE AANTOON.

Vir anisotrope grond waar die deurlatendheid nie in alle rigtings dieselfde is nie, word 'n ekwivalente deurlatendheid \bar{k} in vergelyking (7) gebruik.

$$\bar{k} = \sqrt{k_{\text{maks}} \cdot k_{\text{min}}}$$

Pypvorming (eng. piping) deur 'n damwal of damfondament vind plaas wanneer die syfelwater instaat is om gronddeeltjies mee te sleur en sodoende erosie van die materiaal te veroorsaak. 'n Deursyfelingskrag word veroorsaak deur die neiging van die water om grond saam te voer as gevolg van wrywing en word deur die model in figuur 3.1.7 geïllustreer.

Die kragte wat op die monster in die buis (figuur 3.1.7) inwerk is soos volg:

$$P_1 = P_2 + F \quad \dots\dots\dots (8)$$

waar $P_1 = A \cdot h_1 \cdot \gamma_w$ $\dots\dots\dots (9)$
 = krag op linkerkant van monster

$$P_2 = A \cdot h_2 \cdot \gamma_w \quad \dots\dots\dots (10)$$

= krag op regterkant van monster

F = syfelingskrag
 γ_w = digtheid van water

Van vergelykings (8), (9) en (10):

$$F = A \cdot \gamma_w (h_1 - h_2) \quad \dots\dots\dots (11)$$

Die syfelingskrag per eenheidsvolume van grond is:

$$f = F/A \cdot L$$

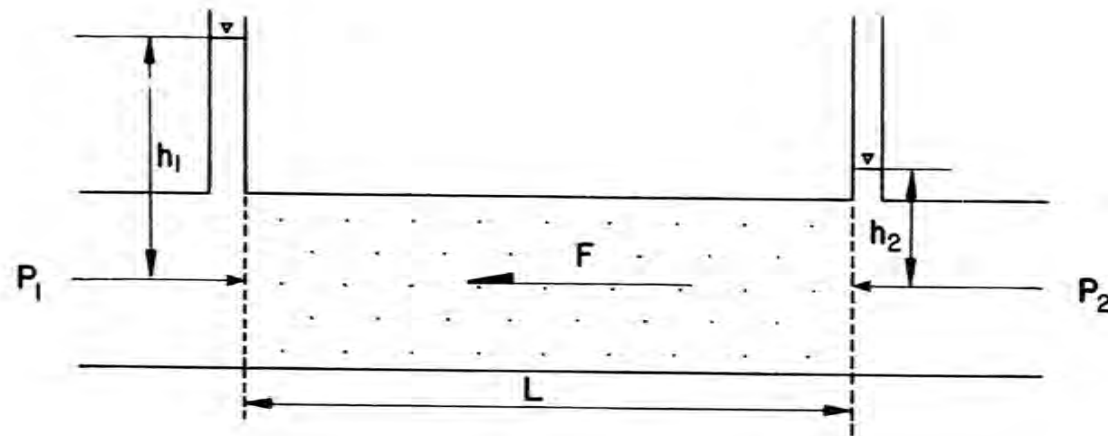
$$= \frac{A \cdot \gamma_w (h_1 - h_2)}{A \cdot L}$$

$$= \gamma_w \cdot i \quad \dots\dots\dots (12)$$

waar $i = \frac{h_1 - h_2}{L}$

= hidrouliese gradiënt

In die geval waar water met digtheid γ_w en hidrouliese gradiënt i vertikaal by die stroomafkant van 'n damwal uit die fondament syfel, kan die kragte op die grond soos volg uitgedruk word:



P₁ EN P₂ IS DIE KRAGTE OP DIE LINKER- EN REGTERKANTE VAN DIE MONSTER EN F IS DIE SYPELINGSKRAG.

FIGUUR 3.1.7 PYP MET DEURSNEË - OPPERVLAKTE A WAARIN GRONDMONSTER MET LENGTE L GEHOU WORD. WATER VLOEI VAN LINKS NA REGS DEUR PYP ONDER 'n DRUKVERSKIL VAN $h_1 - h_2$.

Opwaartse krag op gronddeeltjie = $i \cdot \gamma_w$
(van vergelyking 12)

Afwaartse krag op gronddeeltjie = γ_b
(dryfgewig)

Dryfsandtoestand vind plaas wanneer $i \cdot \gamma_w = \gamma_b$

$$\text{of } i = \frac{\gamma_b}{\gamma_w} \approx \frac{10}{10} = 1$$

Die hoogste gradiënt ontwikkel waar die kleinste vierkante in die vloei net voorkom. Onder 'n hidrouliese gradiënt van 1 (kritieke gradiënt) is water instaat om grondpartikels op te lig en pypvorming te laat ontstaan. Voorsorgmaatreëls teen pypvorming is die volgende (Cedergren, 1967):

- (i) Voeg massa by deur gedreineerde laag met 'n filtersone stroomaf te voorsien en
- (ii) Verleng die sypelingspad

Die grootste probleem met betrekking tot waterdigtheid is die vorming van kroke in die damwal of die ondeurlatende sone. Hierdie kroke ontstaan meesal as gevolg van differensiële vassakking van die damwal (veral langs steil flanke of op saamdrukbare fondamente), krimpings as gevolg van uitdroging of vervorming van die wal deur aardskokke (Barron, 1977).

Veral in die geval van rotsvuldamme is vassakking van die vulling 'n groot probleem. Punt-tot-punt kontakte tussen rotsblokke swig as gevolg van waterbelasting en benatting en 'n 30 m hoë wal kan tot soveel as 0,5 m vassak. Sulke vassakkings kan 'n interne kleikern of betonstroomopbedekking laat kraak. Die ideale kleikern bestaan uit materiaal wat kan vervorm sonder om te kraak of dit is selfhelend. Betonmembrane is egter baie sensitief en word permanent beskadig.

Die beste voorsorgmaatreëls teen watersypeling as gevolg van kraakvorming is voldoende kompaksie, die gebruik van kernmateriale wat selfhelend is en die voorsiening van wye ondeurlatende- en filtersones (Sherard et al, 1963).

In teenstelling met pypvorming wat 'n hidrouliese proses is as gevolg van hoë sypelingskragte op gronddeeltjies, is daar 'n fisies-chemiese proses genaamd dispersie wat veroorsaak dat die aantrekkingskragte (Van der Waalskragte) tussen kleideeltjies verminder word sodat hulle mekaar afstoot en maklik deur bewegende water vervoer kan word (Sherard & Decker, 1977). Die belangrikste eienskap wat die dispersiwiteit van 'n grond bepaal is die hoeveelheid uitruilbare natriumione wat in die porieëwater opgelos is in verhouding tot die ander katione. Die water wat deur grond vloei, het ook 'n uitwerking op die vatbaarheid daarvan vir dispersie en hoe minder die hoeveelheid opgeloste soute in die water is, hoe groter is die risiko van dispersie.

Die proses van dispersie kan plaasvind onder toestande van geen of baie lae vloeiempo. Waar daar reeds krake in die grond bestaan, lei dispersie direk tot erosie en pypvorming. In homogene gronde word die proses van dispersie voortgesit totdat dit 'n vry oppervlak tref waarna erosie begin.

Dispersiewe gronde kom oor groot gebiede van Suid-Afrika voor (Groepe Beaufort en Ecca en verskillende graniete) en honderde plaasdamme het al as gevolg daarvan geswig (Donaldson, 1975).

Probleme met dispersie word bestry deur gronde met gips te stabiliseer of bloot deur doeltreffende kompaksie. Daar is gevind dat gronde met 'n deurlatendheid van minder as 1×10^{-7} m/sek nie onderhewig is aan dispersiewe erosie nie (Aitchison et al, 1965).

(c) Vassakking

In die geval van gekompakteerde grondvulwalle kan vassakking van die wal tot die minimum beperk word deur voldoende kompaksie. Voorsorgmaatreëls moet egter steeds getref word teen vassakking van fondamentmateriale.

Dit is veel moeiliker om vassakking van rotsvulwalle te beperk omdat die punt-tot-punt rotskontake verswak wanneer hulle benat word en dan swig as gevolg van die addisionele belasting wanneer die dam vol word. Deeglike kompaksie

van rotsmateriaal in lae, tesame met waterdeurspoeling kan hierdie probleem gedeeltelik oplos maar dit kan nooit heeltemal uitgeskakel word nie (Wilson, 1973).

3.2 SWAARTEKRAGDAMME

Die term "swaartekragdam" verwys na 'n dam van soliede beton of klipmesselwerk met naastenby driehoekige dwarsnit wat vir sy stabiliteit afhanklik is van selfgewig en kohesie met die fondament. Die wal is gewoonlik reguit maar mag effens geboë wees in plan, en daar word onderskei tussen 'n reguit of geboë swaartekragwal (Copen et al, 1977).

Foto 3.2.1 toon die Elandskloofdam, 'n reguit swaartekragwal in die Elandsrivier naby Villiersdorp.

Foto 3.2.2 toon die Hazelmeredam, 'n geboë swaartekragwal in die Mdlotirivier naby Verulam.

Die belangrikste komponente van 'n swaartekragwal en hulle benamings word in figuur 3.2.1 aangetoon.

'n Swaartekragboogwal is nie geheel en al van swaartekrag afhanklik vir stabiliteit nie, maar 'n gedeelte van die waterbelasting mag in die vorm van boogaksie na die flanke oorgedra word. Die benaming swaartekragboogwal is geldig solank as wat die grootste deel van stabiliteit deur swaartekrag verleen word (Thomas, 1976).

Foto 3.2.3 toon die Blyderivierspoortdam, 'n swaartekragboogwal in die Blyderivier naby Hoedspruit.

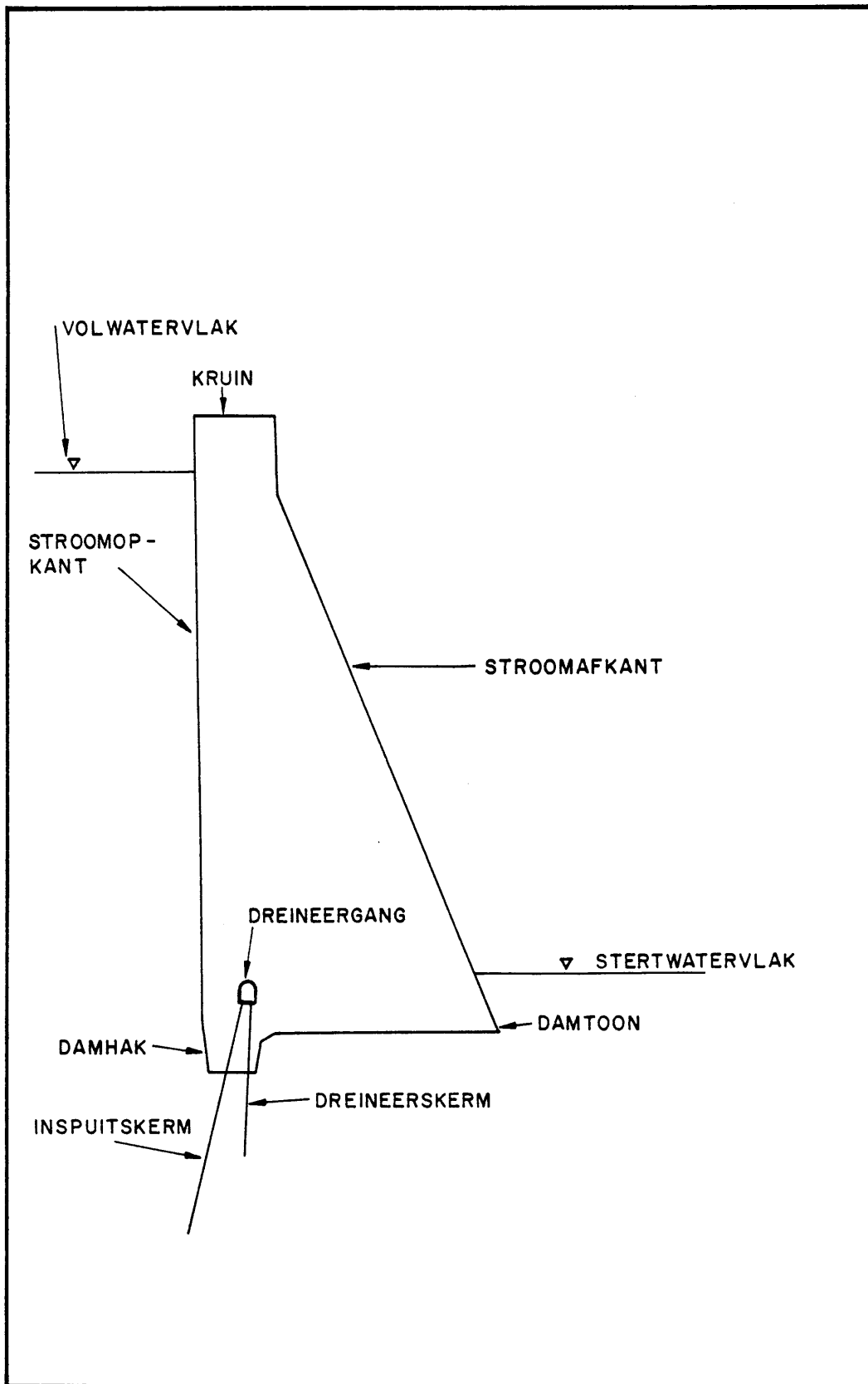
'n Swaartekragwal wat nie binnekant solied is nie, word 'n holswaartekragwal genoem. Holtes in 'n swaartekragdam word in die algemeen nie aanbeveel nie omdat dit die massa en sodoende ook die stabiliteit verminder. 'n Verdere nadeel is dat 'n aansienlike hoeveelheid bewapening in die beton om 'n holte vereis word. In spesiale gevalle kan holtes in 'n dam lei tot besparing van beton en indien dit by die kontak tussen die beton en die fondament geplaas word, kan dit dreinerings verbeter.



FOTO 3.2.1 ELANDSKLOOFDAM
(Foto: Departement van Waterwese)



FOTO 3.2.2 HAZELMEREDAM
(Foto: Departement van Waterwese)



FIGUUR 3.2.1. DWARSSNIT DEUR SWAARTEKRAAGWAL MET BENAMINGS VIR VERSKILLENDE KOMPONENTE.



FOTO 3.2.3 BLYDERIVIERSPOORTDAM
(Foto: Departement van Waterwese)



FOTO 3.2.4 LAKENVALLEYDAM
(Foto: R. Woollatt)

Foto 3.2.4 toon die Lakenvalleydam, 'n geboë swaartekragwal met 'n holte by fondamentvlak.

3.2.1 Damwalvereistes

Swaartekragdamwalle moet basies aan drie vereistes voldoen (Thomas, 1976) naamlik:

- (a) Dit moet veilig wees teen omkanteling by enige horisontale vlak in die dam, die fondament of die kontak tussen die dam en die fondament.
- (b) Dit moet veilig wees teen skuif by enige van bogenoemde vlakke.
- (c) Dit moet sodanig ontwerp wees dat die toelaatbare spannings in beide die beton en die fondament binne perke sal wees.

Die belangrikste kragte wat op 'n swaartekragdamwal uitgeoefen word, word in figuur 3.2.2 aangetoon (Thomas, 1976).

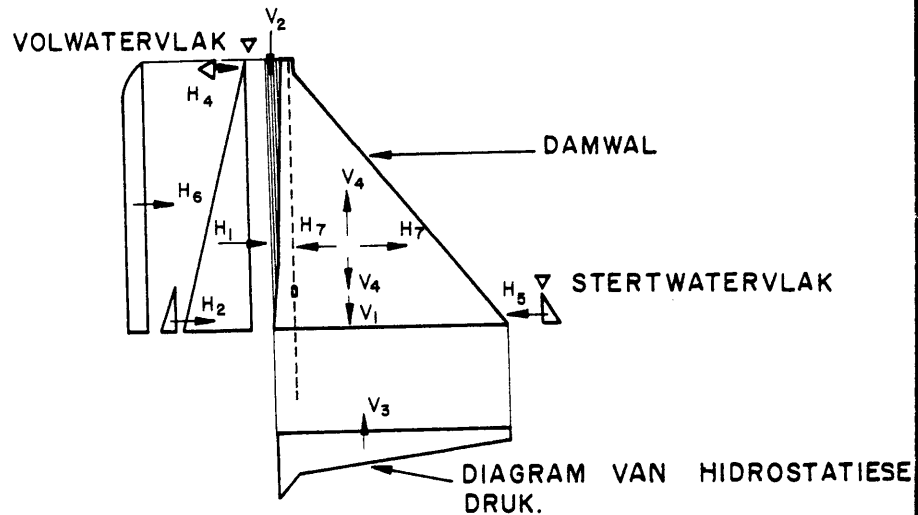
Vir die berekening van kragte word die damwal gewoonlik in vertikale skywe van 1 m breed opgedeel en elke skyf word afsonderlik ontleed. Vir 'n swaartekragdam word aanvaar dat alle gedeeltes (vertikale skywe) afsonderlik as parallelle kandelbalke optree en geen sydelingse bestuwing ontvang nie (Copen et al, 1977).

(a) Hidrostatiese druk

Horisontale waterdruk teen die stroomopkant van die wal neem lineêr toe met waterdiepte en die kragtediagram is dus 'n driehoek. Die resultantekrag ageer deur die swaartepunt van die driehoek (twee-derdes van bo af).

(b) Aardskokbelasting

Die berekening van dinamiese aardskokbelastings is baie gekompliseerd en daar word dikwels van eenvoudige statiese berekenings gebruik gemaak. Hiervoor moet daar eerstens besluit word op 'n seismiese koëffisiënt (die versnelling op die struktuur, uitgedruk as 'n persentasie van swaartekragversnelling). In gebiede waar daar



H_1 = Hidrostatiese druk op stroomopkant van wal

$$= \gamma_w \frac{h_w^2}{2} \quad \text{waar } \gamma_w = \text{digtheid van water}$$

$$h_w = \text{waterdiepte}$$

H_2 = Addisionele hidrostatiese druk a.q.v. slik teen stroomopkant

$$= \gamma_{ws} \frac{h_s^2}{2} \quad \text{waar } \gamma_{ws} = \text{digtheid van slikbelaaide water}$$

$$h_s = \text{diepte van slik}$$

H_4 = Belasting a.q.v. golfaksie

$$H_5 = \text{Hidrostatiese druk van stertwater} = \gamma_w \cdot \frac{h_{ws}^2}{2}$$

H_6 = Traagheidskrag van water teen dam a.q.v. aardkokbelasting

H_7 = Traagheidskrag van massa van dam a.q.v. aardkokbelasting

V_1 = Grawitasiekrag op massa van damwal

V_2 = Grawitasiekrag op massa van water op stroomopkant

V_3 = Opligkragte op enige horisontale vlak

V_4 = Traagheidskrag van die damwal a.q.v. aardkokbelasting

FIGUUR 3.2.2 DWARSSNIT DEUR SWARTEKRAGDAMWAL MET DRUKVERSPEIDINGDIAGRAMME AS GEVOLG VAN DIE VERSKILLENDE KRAGTE WAT DAAROP UITGEOEFEN WORD.

slegs enkele kleiner aardsskokke voorkom, word gewoonlik 'n waarde van 5 persent aanvaar. Die mees algemene seismiese koëffisiënt is egter 10 persent (ook in S.A.) en in sekere lande word tot 30 persent gebruik (Housner, 1977).

(c) Hidrostatiese druk (opligdruk)

Opligdruk is eintlik 'n misleidende term aangesien hidrostatiese druk in alle rigtings uitgeoefen word. Die vertikaal opwaartse druk is egter die komponent wat die skuifsterkte langs horisontale vlakke verlaag en die stabiliteit van 'n damwal die meeste beïnvloed. Hidrostatiese druk se rigting is altyd loodreg op die vlak waarteen dit druk en kan dus ook 'n stroomaf- of stroomopkomponent hê, afhangende van die vorm van die damfondament of die rigting van relatief ondeurlatende vlakke in die fondamentgesteente.

Opligdruk kan voorkom op enige plek in die damwal en die damfondament en vir ontwerpdoeleindes word aanvaar dat dit oor die volle oppervlakte van elke potensiële skeidingsvlak ageer (Copen et al, 1977).

Die intensiteit van druk by die verskillende punte is moeiliker om te bepaal. Al wat bekend is, is die druk by die stroomopkant wat gelyk is aan die volle waterdruk in die reservoir en die druk by die stroomafkant wat gelyk is aan die stertwaterdruk.

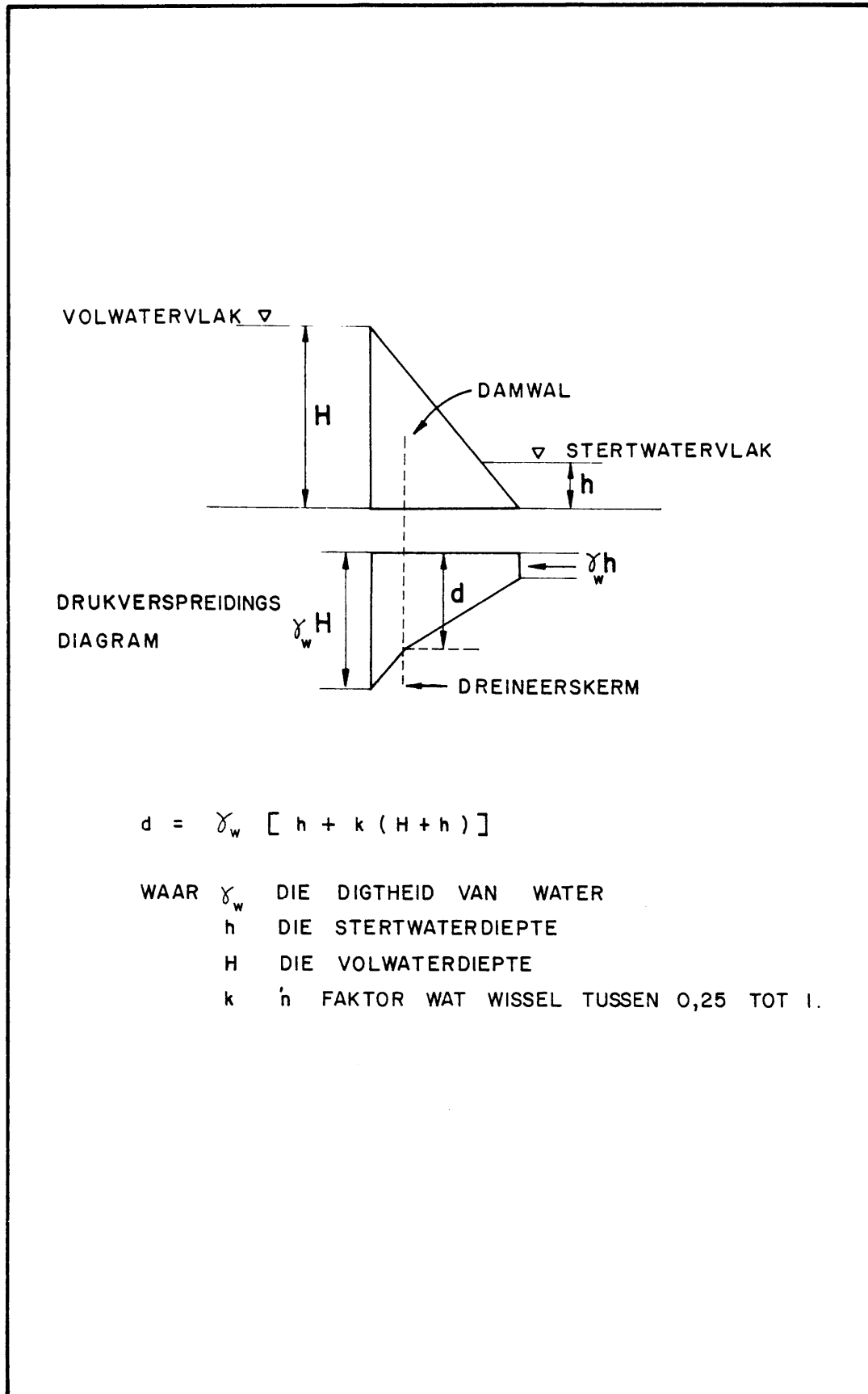
Indien geen fondamentinspuiting of dreineringsvoorsiening is, word die drukverspreiding gewoonlik as 'n reguit lyn tussen die volwaterdruk en die stertwaterdruk geneem.

Waar daar wel dreineringsvoorsiening is, word die drukverspreiding soos in figuur 3.2.3 voorgestel, gewoonlik aanvaar (Thomas, 1976).

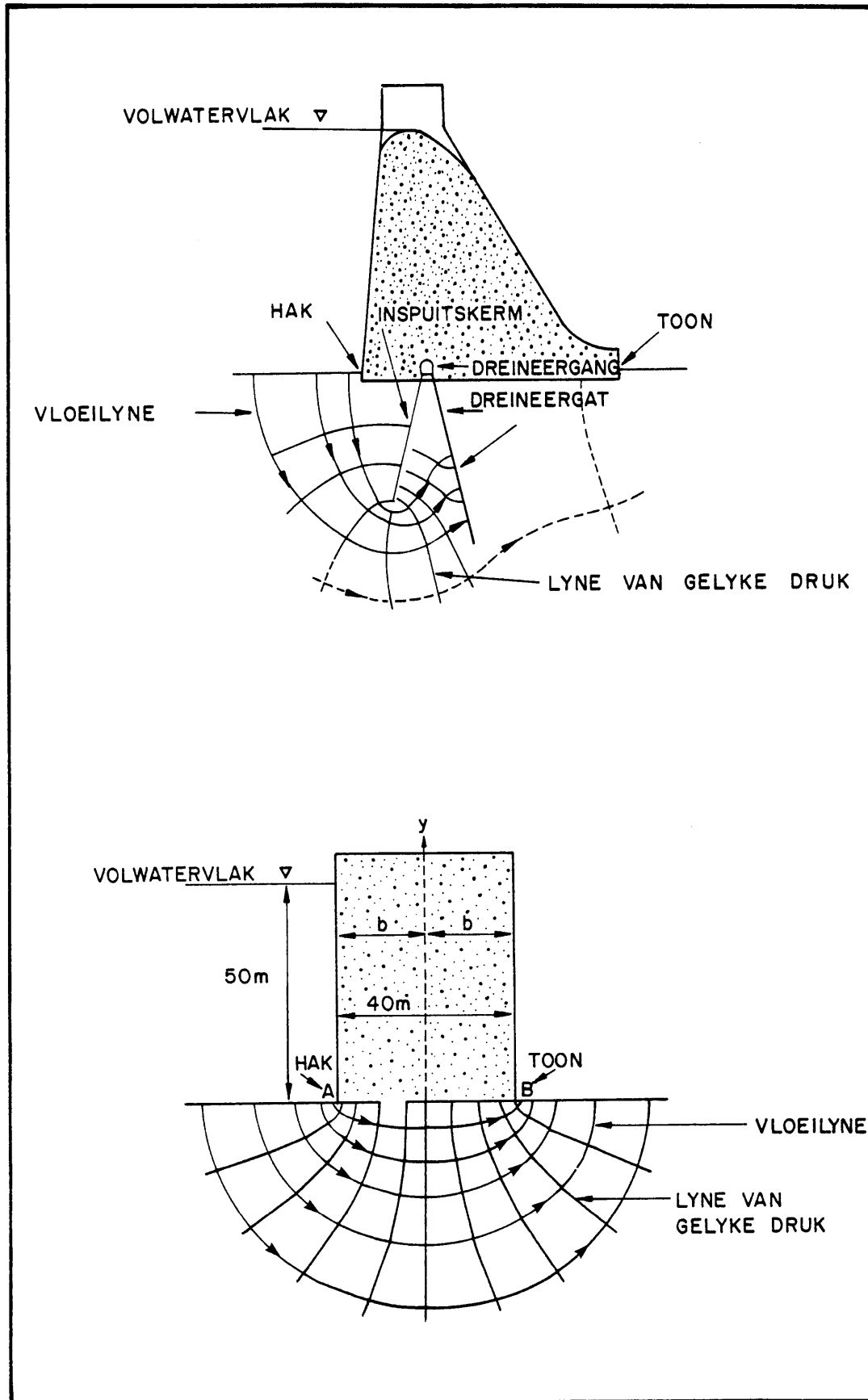
Die voordele van fondamentinspuiting en dreineringsvoorsiening word geïllustreer deur die twee diagramme in figuur 3.2.4 (Thomas, 1976).

3.2.2 Stabiliteit van damwal

Die belangrikste faktore wat in aanmerking geneem word



FIGUUR 3.2.3 DWARSSNIT DEUR DAMWAL EN DIAGRAM VAN HIDROSTATIESE DRUK WAT DIE EFFEK VAN DREINERINGSKERN OP DIE DRUKVERSPREIDING AANTOON.



FIGUUR 3.2.4 EFFEK VAN FONDAMENTINSPUITING EN DREINERING OP DIE VLOEILYNE EN DRUKVERSPREIDING ONDERKANT BETONDAMWALLE OP DEURLATENDE FONDAMENTMATERIALE (THOMAS,1976).

die veiligheidsfaktor teen omkanteling en die skuifweerstandsfaktor.

(a) Die veiligheidsfaktor teen omkanteling kan soos volg bereken word (Copen et al, 1977), (figuur 3.2.5):

$$VF_o = \frac{\text{weerstandsbiedende momente om toon}}{\text{omkantelingsmomente om toon}}$$

'n Veiligheidsfaktor teen omkanteling word gewoonlik nie gespesifiseer nie, aangesien swigting by die toon of trekspanning en kraakvorming by die hak, omkanteling gewoonlik voorafgaan.

(b) Die veiligheidsfaktor of skuifweerstandsfaktor (SWF) teen skuifswigting langs 'n bepaalde vlak word soos volg gedefinieer (Thomas, 1976), (figuur 3.2.6):

$$SWF = \frac{V \tan \phi + CA}{H}$$

waar V = som van alle vertikale kragte
(of kragte loodreg op die vlak),

ϕ = wrywingshoek langs vlak,

C = kohesie langs vlak,

A = oppervlakte van vlak en

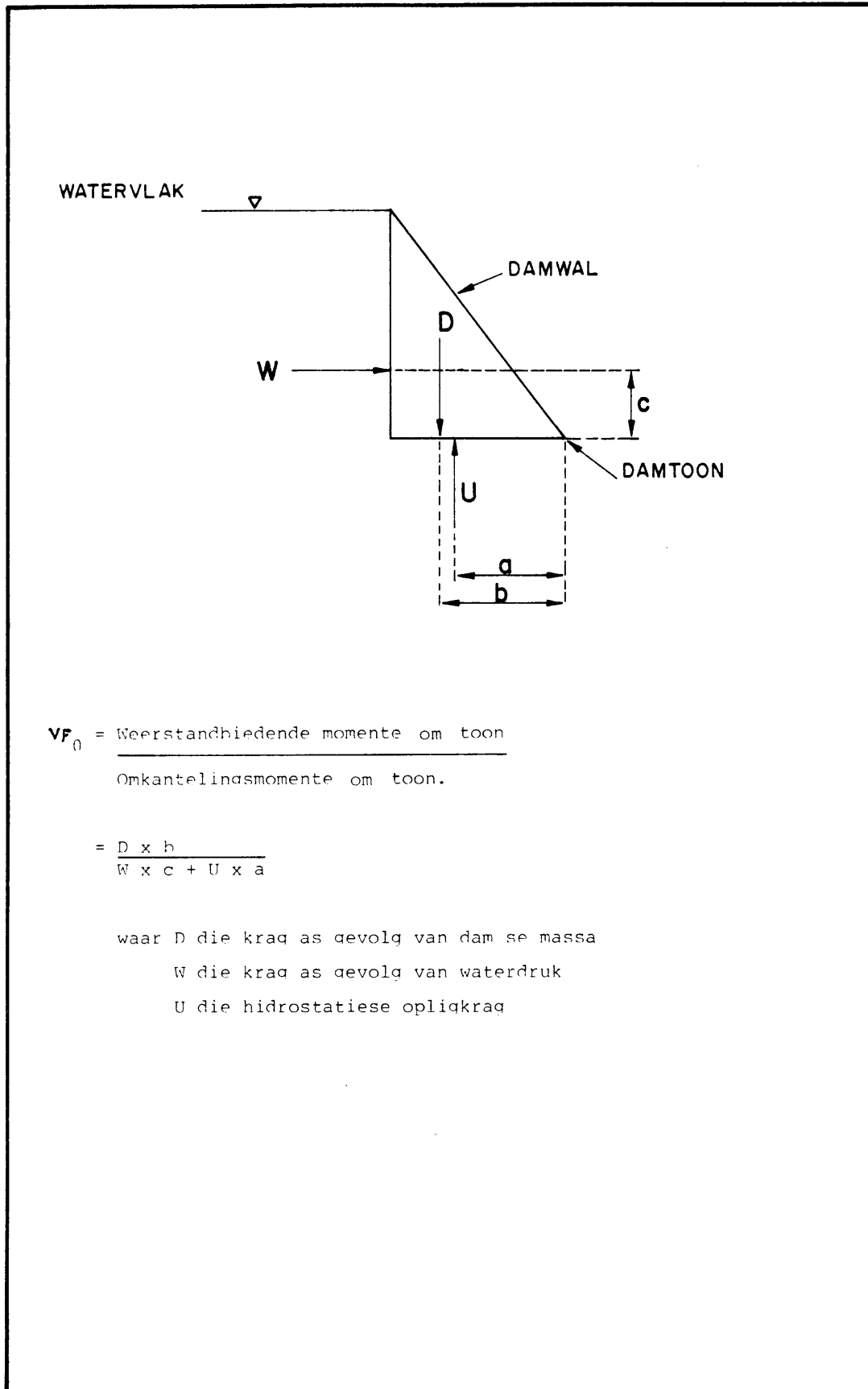
H = som van alle horisontale kragte
(of kragte parallel met vlak).

Vir normale belastingtoestande behoort die SWF nie minder as 4 te wees nie en vir uiterste toestande word 'n minimumwaarde van 3 gewoonlik vereis (Thomas, 1976).

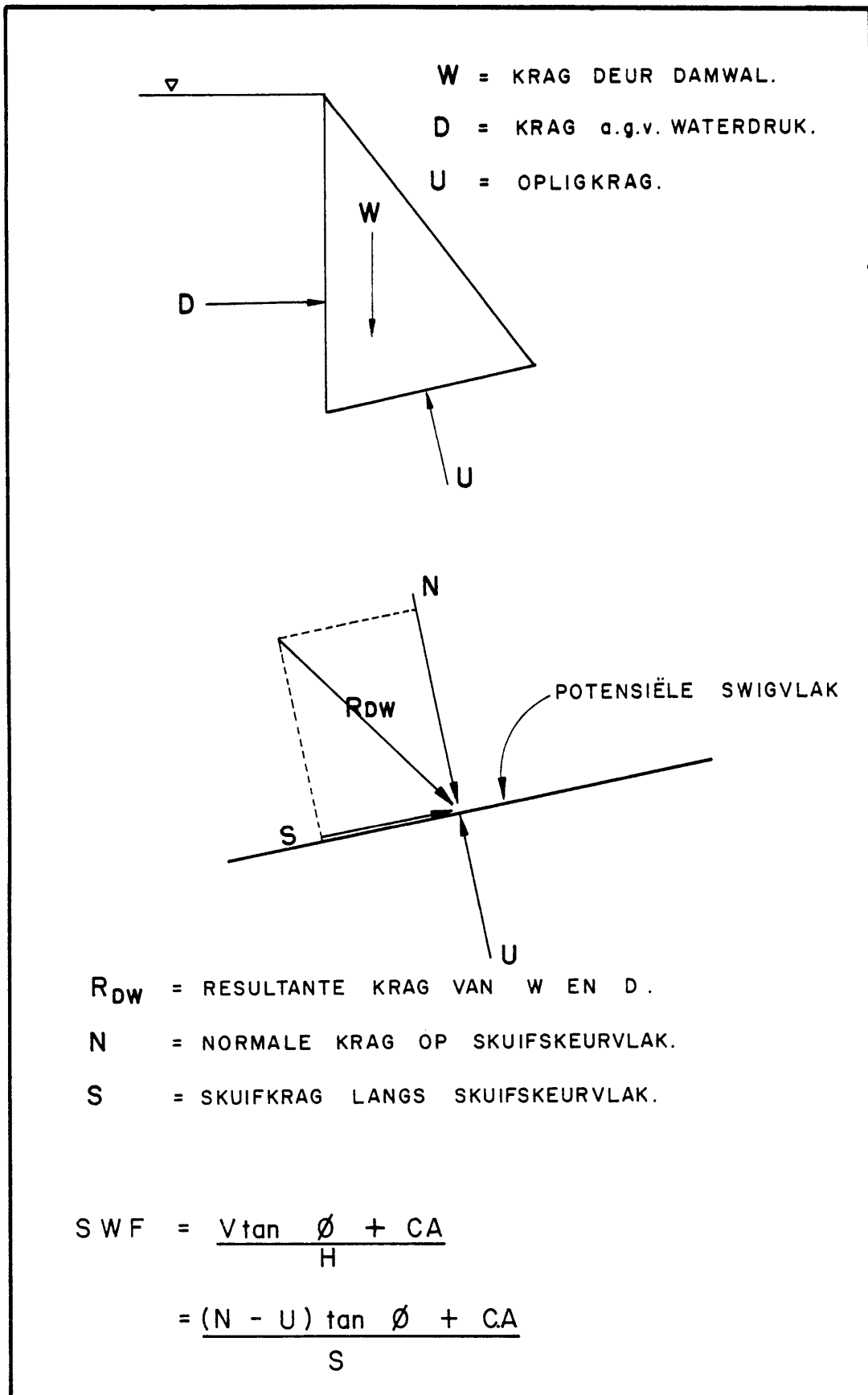
'n Algemene reël by die ontwerp van swaartekragdamme is dat die resultant van alle kragte, die basis van die dam binne die middelste derde sal sny. Dit verseker dat die wal veilig is teen omkanteling en dat daar nie trekspanning by die hak sal ontstaan nie (Thomas, 1976).

3.2.3 Spannings in beton en fundamente

Die spannings wat hier van belang is, is trekspanning, drukspanning en skuifspanning.



FIGUUR 3.2.5 DWARSSNIT DEUR SWAARTEKRAKWAL MET DIE BELANGRIKSTE KRAGTE WAT VIR DIE BEREKENING VAN MOMENTE OM DIE TOON GEBRUIK WORD.



FIGUUR 3.2.6 DWARSSNIT DEUR SWAARTEKRAGDAM MET DIE BELANGRIKSTE KRAGTE WAT VIR DIE BEREKENING VAN DIE SKUIFWEERSTANDSFAKTOR GEBRUIK WORD.

(a) Trekspanning

Aangesien die treksterkte van beton gewoonlik minder as 2 MPa is en die bindsterkte met die fondamentrots dikwels nie bekend is nie, moet daar met die ontwerp gepoog word om trekspannings heeltemal uit te skakel.

(b) Drukspanning

Die spanning in 'n betondamwal wat ontstaan as gevolg van swaartekrag, vermeerder met sowat 1 MPa vir elke 40 m hoogte van die damwal. In 'n swaartekragwal van 200 m hoog sal die spanning by die hak dus teoreties 5 MPa wees wanneer die dam leeg (sonder hidrostatische druk) is. Wanneer dieselfde dam vol is, verminder die spanning by die hak as gevolg van hidrostatische druk en dit vermeerder by die toon as gevolg van die moment wat die waterdruk veroorsaak.

Die eenassige druksterkte van beton wat in swaartekragdamme gebruik word, kan wissel tussen 10 en 50 MPa en vir ontwerpdoeleindes word daar dikwels 'n sterkte van 7 MPa aanvaar.

Fondamentrots wat voldoende skuifsterkte bied vir die stabiliteit van 'n swaartekragdam het gewoonlik meer as voldoende druksterkte en vormvastheid om die belasting as gevolg van die damwal te weerstaan sonder die gevaar van swigting of noemenswaardige vervorming.

(c) Skuifspanning

As gevolg van die horisontale waterdruk op 'n damwal word aansienlike skuifspannings langs horisontale konstruksievlakke in die wal self, die kontak tussen die damwal en die fondament en vlakke in die fondament ontwikkel. Hierdie skuifspannings moet weerstaan word deur die skuifsterkte langs sulke vlakke en die skuifsterkte hang af van die kohesie en die wrywingshoek van die materiale en die normale belasting op die vlak.

Die skuifspanning langs horisontale vlakke in en onderkant die damwal wissel van plek tot plek en die hoogste skuifspanning mag naby die hak van die wal voorkom waar die

normale belasting en dus die skuifsterkte die kleinste is. Lokale skuifswigting mag dus ontstaan en lei tot meer reëlmatige spanningsverspreiding maar gemiddeld hoër skuifspannings. Dit is om hierdie rede dat 'n betreklike groot skuifweerstandsfaktor gewoonlik gebruik word.

Alhoewel skuifspannings in swaartekragdamme gewoonlik betreklik laag is (< 2 MPa) is dit moeilik om voldoende skuifsterkte te verseker aangesien die kohesie en normale belasting moeilik bepaalbaar is.

3.3 BOOGDAMME

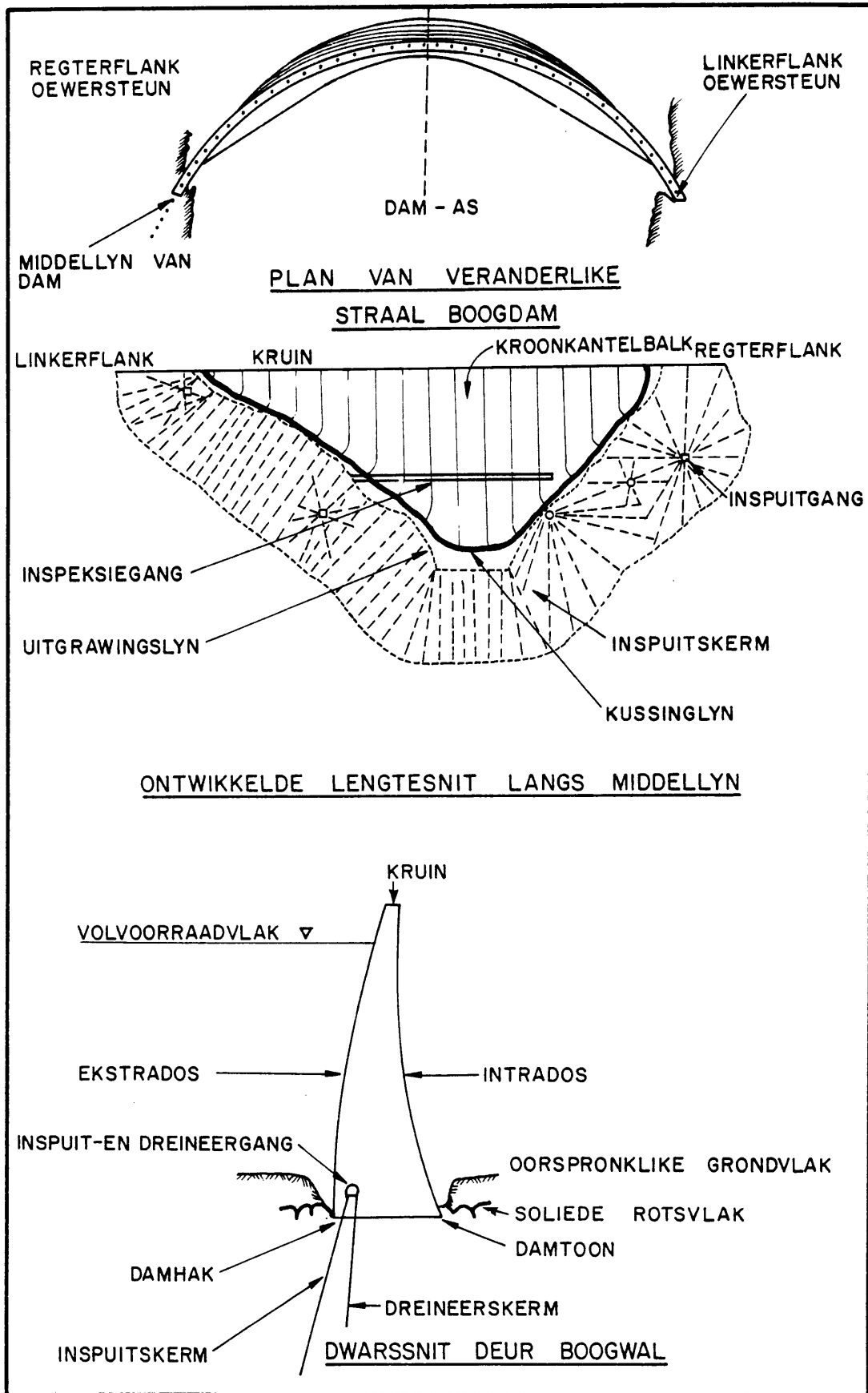
'n Boogdam, volgens die definisie van ICOLD (Thomas, 1976) is geboë in plan en het 'n basisdikte van minder as $0,6H$, waar H die hoogte van die wal is. Daar kan verder onderskei word tussen die volgende soorte boogdamme:

Dunboog:	Basisdikte $< 0,2H$
Medium dunboog:	Basisdikte $0,2H-0,3H$
Dikboog:	Basisdikte $0,3H-0,5H$
Swaartekragboog:	Basisdikte $> 0,5H$

'n Plan, lengtesnit en dwarsnit van 'n tipiese boogdam met die posisies en benamings van die belangrikste komponente word in figuur 3.3.1 getoon.

Die eienskap van 'n boogdam is dat dit die beste gebruik maak van die beskikbare terreintopografie en die sterkte van beton en fondamentgesteente om die damwalvolume tot 'n minimum te beperk (Rocha, 1964).

In teenstelling met 'n swaartekragdam wat vir sy stabiliteit slegs op die massa en skuifweerstand van 'n aantal individuele damblokke op hulle fundamente staatmaak, kan die horisontale komponent van belasting op 'n boogdam verdeel word tussen vertikale kantelbalke wat, net soos in die geval van swaartekragdamme, kragte na hulle fundamente oordra en horisontale boë wat deur boogaksie kragte na die flanke oordra (Swaminathan, 1964).



FIGUUR 3.3.1 PLAN, LENGTESNIT EN DWARSSNIT VAN BOOGDAM MET BELANGRIKSTE KOMPONENTE EN HUL BENAMINGS.

Die verdeling van kragte tussen die kantelbalke en boë hang af van die ontwerp en die topografie van die terrein en kan ook aangepas word volgens die eienskappe van die fondamentmateriaal. In 'n wye trapesoidale vallei sal die kantelbalke normaalweg die grootste deel van die belasting dra en sal die dam na 'n swaartekragstruktuur neig. In 'n nou driehoekige vallei sal die grootste gedeelte van die belasting deur boogaksie na die flanke oorgedra word.

Foto 3.3.1 toon die H.F. Verwoerddam, 'n swaartekrag=boogwal in die Oranjerivier naby Norvalspont.

Daar kan onderskei word tussen die volgende soorte boogdamme (Thomas, 1976):

- a) Silindriese of konstante straal boogdamme waar alle boë dieselfde straal het en die stroomopkant van die dam 'n vertikale silinder is.
- b) Konstante hoek boogdamme waar alle boë verskillende strale het maar die hoek wat die strale met die damas maak, konstant is.
- c) Veranderlike straal boogdamme waar die strale van boë en hoeke wat hulle met die damas maak, van boog tot boog verskil.
- d) Dubbelboogdamme: Hierdie soort damme is nie alleen geboë in die horisontale rigting nie maar ook in die vertikale rigting en word ook koepeldamme genoem.

Foto 3.3.2 toon die Jozinidam in die Pongolarivier naby Pongola. Dit is 'n medium dun dubbelboogdam.

Die keuse van soort boogdam berus op ingenieursontwerp maar die dikte van die boog word gewoonlik bepaal deur die valleiprofiel en die fondamenttoestande.

Foto 3.3.3 toon die Roode Elsbergdam, 'n dun dubbelboogdam in die Sanddriftrivier naby Worcester.



FOTO 3.3.1 H.F. VERWOERDDAM
(Foto: Departement van Waterwese)



FOTO 3.3.2 JOZINIDAM
(Foto: Departement van Waterwese)



FOTO 3.3.3 ROODE ELSBERGDAM
(Foto: R. Woollatt)

Foto 3.3.4 toon die Lubisidam, 'n medium dun dubbelboogdam in die Indwerivier naby Southeyville.

Foto 3.3.5 toon die Paul Sauerdam in die Kougharivier naby Patensie. Dit is 'n dun dubbelboogdam met ankerblok teen die regterkant.

Foto 3.3.6 toon die P.K. 1e Rouxdam in die Oranjerivier. Dit is 'n medium dun dubbelboogdam met swaartekragdeel aan die linkerflank.

Vir dun boogdamme moet die verhouding van kruinlengte tot hoogte nie meer as 3,5 wees nie terwyl dik boogdamme al gebou is op terreine met 'n verhouding van soveel as 11. Dunboogdamme en veral koepeldamme kan meer vervorming verduur as enige ander soort betondam en word dikwels op die meer vervormbare fundamente gebou. Die omvang van die rotsmassa wat deur 'n boogdam belas word, is egter veel groter as in die geval van ander damme (Thomas, 1976).

3.3.1 Damontwerp

'n Boogdam bestaan basies uit 'n kombinasie van horisontale boë en vertikale kantelbalke. Die vorms en afmetings van hierdie komponente word bepaal deur die ontwerp wat daarna streef om die volgende doelwitte te bereik (Rocha, 1964):

- a) Betreklik uniforme spanningsverspreiding in die struktuur.
- b) Uitskakeling van trekspannings.
- c) Drukspannings wat deurgaans so na as prakties moontlik aan die voorafbepaalde toelaatbare spannings is.
- d) Minimum betonvolumes.

3.3.2 Dambelasting

Die belasting op 'n boogdam is basies dieselfde as op enige ander betondam en kan soos volg opgesom word (Thomas, 1976):

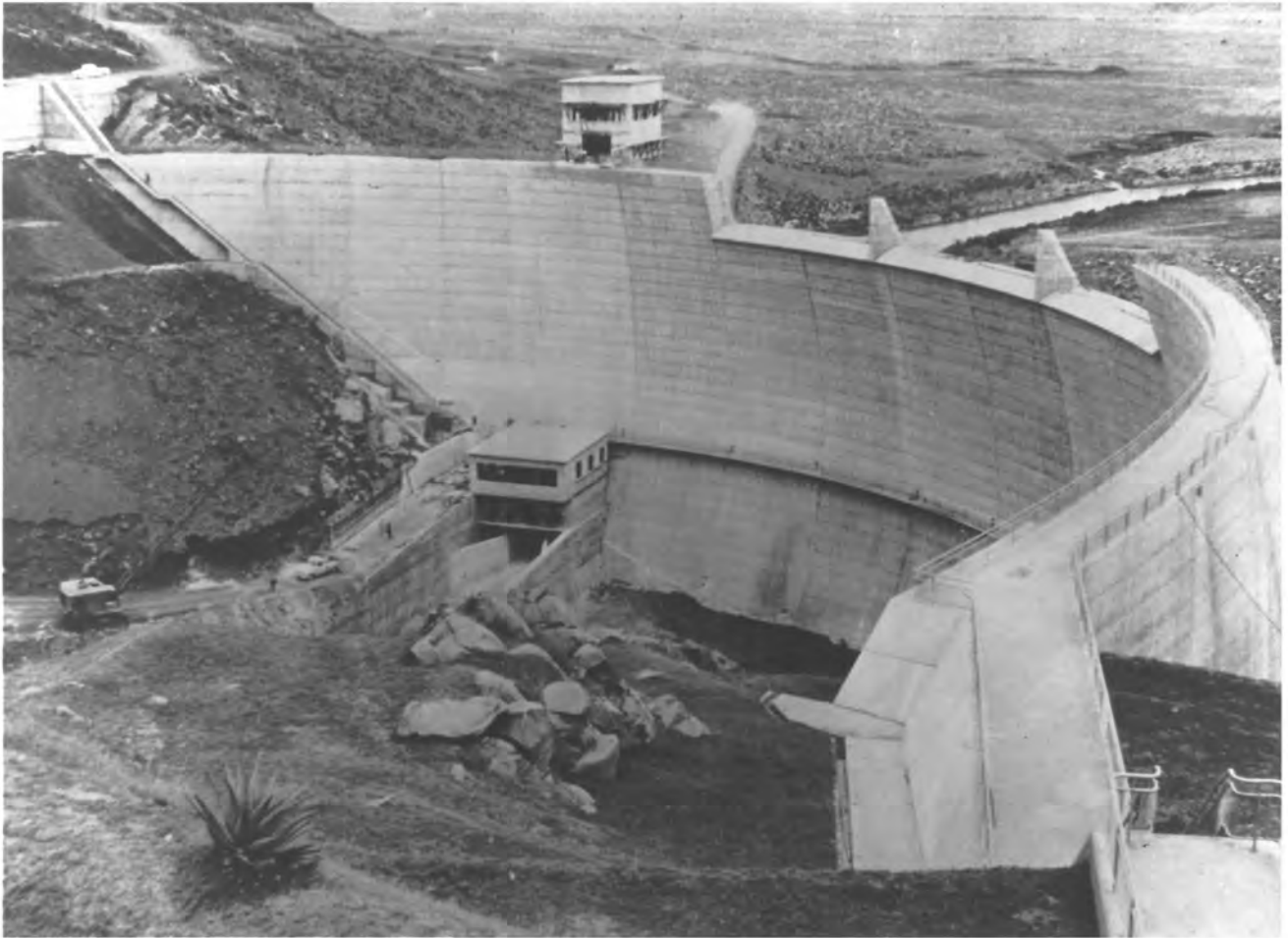


FOTO 3.3.4 LUBISIDAM
(Foto: Departement van Waterwese)



FOTO 3.3.5 PAUL SAUERDAM
(Foto: Departement van Waterwese)



FOTO 3.3.6 P.K. LE ROUXDAM
(Foto: Departement van Waterwese)

- (a) Selfmassa (dooie belasting): Dit is die massa van die beton en alle bykomstige strukture. Daar word gewoonlik aanvaar dat hierdie belasting vertikaal na die fundamente oorgedra word totdat die krimpingsnate met sement ingespuut is, waarna aanvaar word dat kragte beide vertikaal en horisontaal oorgedra kan word.
- (b) Temperatuurveranderings, gepaard met volumeveranderings, gee aanleiding tot aansienlike spannings in 'n boogdam.
- (c) Reservoir- en stertwater oefen hidrostatiese belasting op die stroomop- en stroomafkante uit.
- (d) Interne hidrostatiese druk oefen slegs geringe invloed uit op 'n boogdam en word gewoonlik verlig met behulp van interne dreinerings.
- (e) Slikdruk word gewoonlik bereken as 'n horisontale komponent vir 'n vloeistof met 'n S.G. van 1,35 en vertikale komponent vir 'n vloeistof met 'n S.G. van 1,9.
- (f) Hidrostatiese ophigkragte in die fondament is kleiner as in die geval van swaartekragdamme omdat die oppervlak waarop dit druk, kleiner is maar daar moet veral aandag geskenk word aan die rigtings waarin hierdie kragte uitgeoefen word.
- (g) Aardskokbelasting word bereken vir versnellings as gevolg van die maksimum waarskynlike aardskok vir die gebied en indien die versnelling 5 persent van swaartekrag te bowe gaan, word 'n dinamiese ontleding vereis.

3.3.3 Belastingkombinasies

Die ontwerp moet voorsiening maak vir alle redelike kombinasies van belasting. Belastingkombinasies word as gewoon, buitengewoon of uiters geklassifiseer (Thomas, 1976):

(a) Gewone belasting

Ontwerpwatervlakke plus dooie gewig plus spannings as gevolg van normale temperature.

(b) Buitengewone belasting

Maksimum watervlak plus dooie gewig plus spannings as gevolg van minimum temperature.

(c) Uiterste belasting

Belastings soos in (b) plus maksimum aardkokbelasting.

Soos die waarskynlikheid vir 'n spesifieke belasting=kombinasie verminder, kan die veiligheidsfaktor ook verminder word.

3.3.4 Toelaatbare spannings

(a) Trekspanning

Trekspanning moet uitgeskakel word indien dit enigsins moontlik is. Hoogstens 1 MPa kan egter in beperkte gedeeltes van die dam toegelaat word maar daar word gewoonlik aanvaar dat krake by 0,4 MPa kan ontstaan. Die vervormbaarheid van fondamentgesteentes oefen 'n groot invloed uit op die ontwikkeling van trekspannings in 'n boogdam (Hayashi, 1964).

(b) Drukspanning

Drukspanning in beton behoort nooit 10 MPa te oorskry nie en daar word gewoonlik gepoog om dit tot 7 MPa te beperk. In dunboogdamme kan hierdie waarde maklik bereik word en dan moet die voorsiening van bewapening in die beton opgeweeg word teen verdikking van die dam (Copen & Scrivener, 1970).

3.3.5 Ontwerpprosedure

Die normale praktyk vir die ontwerp van 'n boogdam is vir die ontwerper om 'n uitleg te kies op grond van vorige ondervinding en die spannings daarin dan met behulp van analitiese en ander metodes te ondersoek.

Die ontwerp word dan keer op keer verbeter deur veranderings aan die uitleg aan te bring totdat die optimum bereik is.

Die belangrikste tegnieke wat gebruik word om die spanningsverspreiding in 'n dam te bepaal is die proeflas=metode en sy gerekenariseerde weergawe ADSAS, die eindige elementmetode en modeltoetse. Die mees algemene gebruik is om die beste ontwerp met die proeflasmetode te bepaal en die spanningsverspreiding dan met behulp van modeltoetse te kontroleer (Copen et al, 1977).

3.4 STUTMUURDAMME

Hierdie soort damme bestaan uit 'n relatief dun waterdigte blad wat in posisie gehou word deur 'n aantal stutmure. Die blad kan vertikaal staan of na die stroomafkant toe oorhel. Dit kan een aaneenlopende reguit blad wees of bestaan uit 'n aantal blaaië, silindriese boë of koepels (meerboogdam) wat by die stutmure aanmekaar voeg.

Foto 3.4.1 toon die Katrivierdam in die Katrivier naby Seymour. Dit is 'n meerboogdam met 3 stutblokke en 2 swaartekragkantblokke.

Die voordele van stutmuurdamme is dat hulle veel minder konstruksiemateriaal as vul- of swaartekragdamme vereis en by valleie wat te wyd is vir boogdamme gebou kan word. Ander voordele is die volgende (Thomas, 1976):

- (a) Die waterdruk op die hellende blad verhoog die effek= tiewe massa en stabiliteit van die wal.
- (b) Opligkragte op die dam word beperk deur klein fondamentoppervlaktes en vry dreinerings tussens stutmure.
- (c) Die struktuur kan ontwerp word om differensiële fondamentvervorming te verduur.



FOTO 3.4.1 KATRIVIERDAM
(Foto: Departement van Waterwese)

(d) Rivierverlegging is nie 'n groot probleem nie aangesien oorstroming van die damwal tydens konstruksie toegelaat kan word.

Die belangrikste nadele van stutmuurdamme is die volgende:

(a) Goeie fondamenttoestande word vereis aangesien hoë drukke oor klein oppervlaktes aan die fundamente oorgedra word.

(b) Die spanningsverspreiding in veral meerboogdamme is baie kompleks en gevorderde eindige elementanalises of modelstudies word vereis.

(c) Vloedwaters wat oor stutmuurdamme stroom kan aanleiding gee tot nadelige vibrasies in die dun strukturele komponente.

(d) Stutmure is baie sensitief vir horisontale versnellings as gevolg van aardskokke.

(e) Goed gekwalifiseerde konstruksiepersoneel en materiaal van hoë kwaliteit word vir die bou van stutmuurdamme vereis.

3.5 SAAMGESTELDE DAMME

Saamgestelde damme bestaan uit 'n vulgedeelte (rots of grond) en 'n betongedeelte (swaartekrag of boog).

Foto 3.5.1 toon die Vaaldam, 'n saamgestelde wal met 'n swaartekragoorloopgedeelte, 'n grondwal aan die regterflank en 'n grondvul rugdamwal oor 'n nek verder aan op die regterflank.

Foto 3.5.2 toon die Fanie Bothadam, 'n saamgestelde wal met sentrale swaartekragoorloopgedeelte en grondflanke.

3.6 ORLOOPSTRUKTURE

'n Dam wat in 'n rivier gebou word, moet gewoonlik op die een of ander manier voorsiening maak vir die uitlaat van vloedwaters. Opdamming van water veroorsaak 'n verhoging in potensiële energie en wanneer hierdie water na die oorspronklike riviervlak terugkeer, word groot hoeveelhede kinetiese energie vrygestel. Hierdie energie kan nadelige



FOTO 3.5.1 VAALDAM
(Foto: Landmeter-generaal)

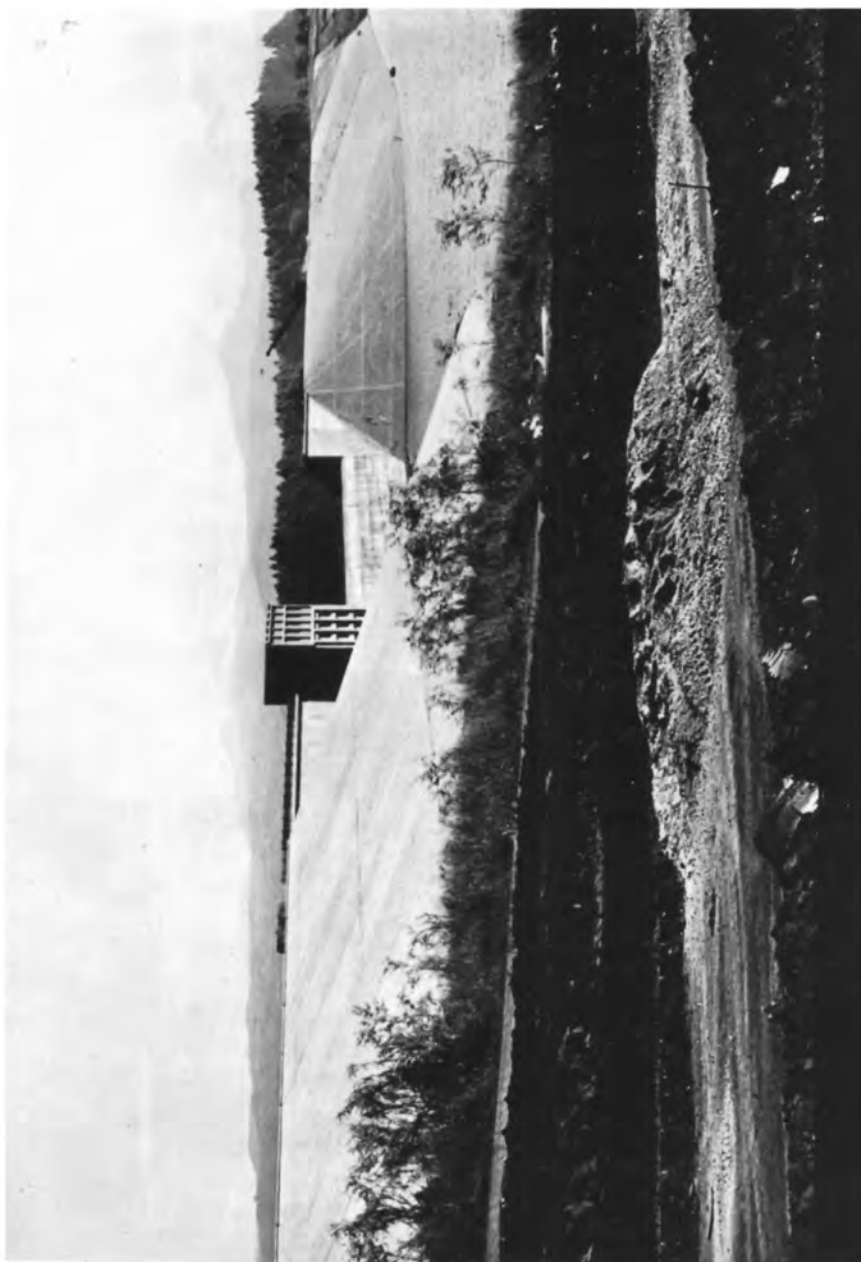


FOTO 3.5.2 FANIE BOTHADAM
(Foto: A. van Schalkwyk)

vibrasies, hoë vloeisnelhede en ernstige erosie veroorsaak indien dit nie behoorlik gedemp en beheer kan word nie en daarom is die oorloop van enige dam 'n belangrike komponent van die struktuur.

Die bepaling van die grootte van die oorloop berus op hidrologiese en ander studies en hang ook af van die sensitiwiteit van die damwal vir oorstromings of oormatige watervlakstygings.

Daar is 'n groot verskeidenheid van oorloopstrukture in gebruik en slegs die belangrikste soorte word hieronder beskryf (Hoffman, 1977):

3.6.1 Vryvaloorloop

Hier val die water vryelik van die kruin soos in die geval van dunboog- of stutmuurdamme waar die stroomafkant oorhel of feitlik vertikaal staan. Geweldige groot skokkragte word deur die water op die grond stroomaf van die damwal veroorsaak en indien daar nie 'n kunsmatige bedekking of energiedemping voorsien word nie, sal 'n kolk gat ontwikkel, selfs in rots van goeie gehalte. 'n Betonskort om die rots te beskerm is ook onderhewig aan groot vibrasies en moet derhalwe op rots van baie goeie gehalte gebou word.

Foto 3.6.1 toon die Roodeplaatdam in die Pienaarsrivier naby Pretoria. Dit is 'n medium dun wisselstraalboogdam met 'n vryvaloorloop.

3.6.2 Oorvloei(ogee)-oorloop

Hierdie oorloop het 'n S-vorm wat so ontwerp word dat die waterplaat vas teen die kant van die struktuur vloei. Dit word meesal by swaartekragdamme gebruik. Energiedemping word verkry deur stroombrekers naby die kruin of 'n stilbak met of sonder stroombrekers by die voet van die oorloop.

Foto 3.6.2 toon die Spienkopdam in die Tugelarivier naby Bergville. Dit is 'n swaartekragwal met oorvloei-oorloop.



FOTO 3.6.1 ROODEPLAATDAM
(Foto: Departement van Waterwese)



FOTO 3.6.2 SPIOENKOPDAM
(Foto: Departement van Waterwese)

3.6.3 Sykanaaloorloop

By hierdie soort oorloop word die beheerkruinmuur langs die kant en ongeveer parallel met die boonste deel van die afvoerkanaal, geplaas. Vloei oor die muur val in 'n nou trog, draai ongeveer deur 'n regte hoek en vloei dan in die kanaal. Water kan slegs van een kant af in die trog vloei of van beide kante oor 'n U-vormige kruinmuur (badskottelontwerp).

Hierdie soort oorloop word gebruik in nou valleie waar 'n groter oorvloeilengte benodig word of waar 'n oorloop teen 'n steil flank langs 'n vuldam ingepas moet word.

Foto 3.6.3 toon die Ohrigstaddam in die Ohrigstadrivier naby Ohrigstad. Dit is 'n rotsvulwal met sykanaaloorloop.

3.6.4 Geutoorloop

Hierdie benaming geld vir enige soort oorloop (sykanaal, hekbeheerde oorvloei, ens) waarvan die afloopwater met behulp van 'n oop kanaal na die stroomaf riviervlak gevoer word. Die naam word egter meesal gebruik waar die beheerstruktuur naasteby loodreg op die as van die kanaal geplaas is.

Geutoorlope word dikwels saam met vuldamme gebruik. Dit is buigbare strukture en indien dit so ontwerp word dat vibrasie beperk is, kan dit op feitlik enige soort fondament gebou word.

Foto 3.6.4 toon die Wemmershoekdam in die Wemmersrivier naby Franschoek. Dit is 'n rotsvulwal met hekbeheerde geutoorloop.

3.6.5 Skagoorloop ("glory hole")

Hierdie soort oorloop bestaan uit drie komponente nl. 'n horisontale (gewoonlik sirkelvormige) kruingedeelte, 'n vertikale skag en 'n geslote horisontale tonnel wat die water tot in die stroomaf rivierbedding voer. Die vermoë van die oorloop is uiteraard beperk maar die voor=



FOTO 3.6.3 OHRIGSTADDAM
(Foto: Departement van Waterwese)



FOTO 3.6.4 WEMMERSHOEKDAM
(Foto: Departement van Waterwese)

dele van hierdie soort oorloop spruit uit die feit dat dit in baie beperkte ruimtes (nou valleie) ingepas kan word en op terreine gebruik kan word waar diep verwerking die gebruik van konvensionele oorloopstrukture bemoeilik.

Foto 3.6.5 toon die Ebenezerdam in die Broederstroom naby Heanertsburg. Dit is 'n grondvulwal met 'n skagoorloop.

3.6.6 Natuurlike oorloop

Omdat 'n dam se oorloop goeie fondamentmateriaal vereis en gewoonlik 'n aansienlike gedeelte van die koste van die struktuur verteenwoordig, word daar, veral in die geval van vuldamme, altyd gepoog om weg van die damwal self, 'n topografies geskikte nek of ander punt met die korrekte hoogte langs die kant van die damkom as oorloop te gebruik. Die vereistes vir 'n natuurlike oorloop is die volgende:

(a) Dit moet die oorloopwater in 'n geskikte dreineringsgebied plaas.

(b) Dit moet sodanig geleë wees dat oorloopwater nie die damwal kan affekteer nie.

(c) Dit moet oorloopwater kan hanteer sonder dat ernstige erosie veroorsaak word.

(d) Indien die vlak van die natuurlike oorloop laer is as die volvoorraadhoogte van die dam, moet daar geskikte fondamenttoestande beskikbaar wees vir die bou van 'n betonbeheerstruktuur.

(e) Indien die vlak van die natuurlike oorloop hoër as die volvoorraadhoogte is, moet daar naby volvoorraadhoogte geskikte materiaal wees om aan die volgende vereistes te beantwoord:

(i) om vloedwaters deur te laat sonder dat erosie sal plaasvind of

(ii) om 'n betonstruktuur op te bou.

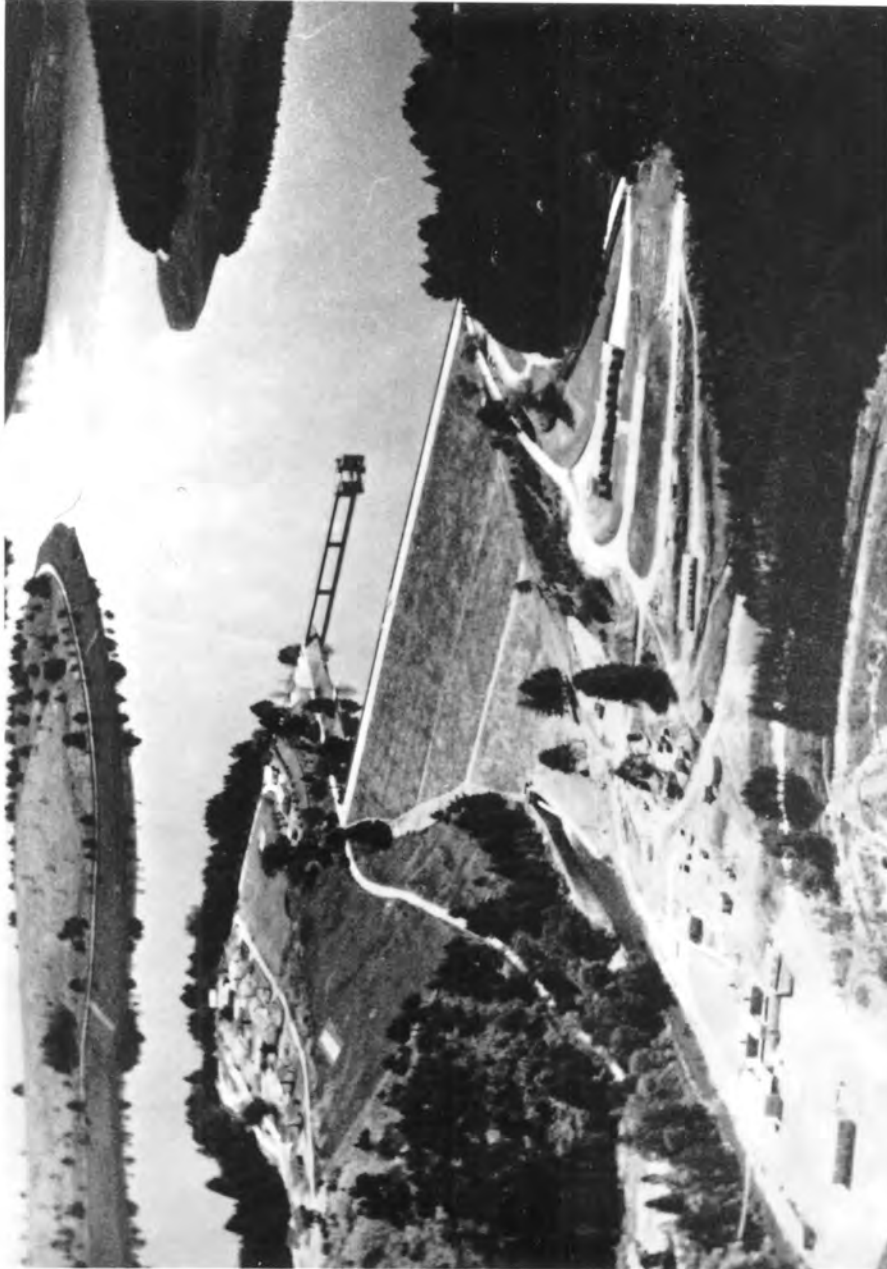


FOTO 3.6.5 EBENEZERDAM
(Foto: A. van Schalkwyk)

(f) Indien die vlak van die natuurlike oorloop baie hoër is as die volvoorraadvlak dan moet die materiaal wat deur uitgraving verwyder word, liefers in die damwal gebruik kan word.

Foto 3.1.2 toon die Beaufort Westdam met 'n natuurlike oorloop waaruit die rotsvulmateriaal vir die damwal verkry is.

3.6.7 Noodoorloop

Moderne veiligheidstandaarde vir damme vereis dat hulle oorlope die maksimum waarskynlike vloed (MWV) sal kan hanteer. Hierdie vereiste noodsaak in baie gevalle 'n oorloopkapasiteit wat nie by die damwal self of met 'n natuurlike oorloop verkry kan word nie. In sulke gevalle word daar 'n noodoorloop geskep wat nie noodwendig aan al die vereistes vir 'n gewone oorloop beantwoord nie maar tog kan verseker dat die MWV deurgelaat word sonder enige katastrofiese gevolge. Daar word gewoonlik aanvaar dat die gebruik van die noodoorloop grootskaalse erosie sal veroorsaak maar dat die duurte en frekwensie van die MWV sodanig sal wees dat die skade nie onherstelbaar sal wees nie.

'n Alternatiewe vorm van 'n noodoorloop is 'n breekgedeelte in 'n vuldam waar 'n sekere deel van die vulling opsetlik 'n laer vryboord gegee word sodat swigting slegs daar kan plaasvind. So 'n breekgedeelte is gewoonlik van die hoofwal geskei en sodanig geleë dat slegs 'n gedeelte van die dam se water daardeur kan wegvloei.

3.6.8 Oorloopbeheerstrukture

Die eenvoudigste vorm van oorloop is 'n onbeheerde kruinmuur. Wanneer daar egter nie genoeg spasie is om voldoende vloei vir 'n onbeheerde kruin te verkry nie, kan die oorloop dieper gemaak word deur 'n beheerstruktuur wat verwyder kan word om groot vloede (en slik) deur te laat of as normale uitlate te dien en wat terug geplaas kan word om die vereiste

watervlak te verkry. Die belangrikste vorme van beheer=strukture is voegplate, stopblokke, ophighekke en radiale hekke.

Foto 3.6.6 toon die Hartebeestpoortdam, 'n konstante straal boogdam in die Krokodilrivier naby Brits. Dit het 'n sykanaaloorloop wat beheer word deur radiale hekke.

3.6.9 Erosiebeskermingsmaatreëls

Vinnig vloeiende water stroomaf van 'n oorloopstruktuur het 'n groot erosiekrag en warrelstrome neig om die struktuur te beskadig. In sommige gevalle kan die vloei direk in die stroom gelei word waar die energie deur botsing, turbulensie en wrywing geabsorbeer word. So 'n reëling is bevredigend waar erosiebestande bodemrots op vlak diepte teenwoordig is of waar die oorloop so geleë is dat daar geen skade aan die dam of ander strukture aangerig kan word nie (Thomas, 1976).

Waar daar ernstige erosie by die eindpunt van 'n oorloop=struktuur verwag word, kan een of meer van die volgende voorsorgmaatreëls getref word:

- a) Wipskoop om water ver weg te laat val (foto 3.3.1 aan einde van geute).
- b) Oopsperdeflekterder om water in dun plaat te versprei (foto 3.3.1).
- c) Stilbak met kante van beton of stortklip (foto 3.2.1)
- d) Afsluitmuur tot op soliede rots by einde van oorloop=stilbak (foto 3.6.2).
- e) Rotsbestrating (foto 3.1.1 in uitlaatkanaal).
- f) Stilbak met energiedempingselemente soos hidrouliese sprong, rolskoop, kantblokskort of stroombrekers (foto 3.1.1 in uitlaatkanaal).



FOTO 3.6.6 HARTEBEESTPOORTDAM
(Foto: Departement van Waterwese)

HOOFSTUK 4. FONDAMENTVEREISTES VAN DAMME

Daar is voorheen reeds gesê dat die fondament van 'n dam net soveel deel van die struktuur is as die beton, rots of grond waarmee dit gebou word. Vanweë die feit dat dit soveel moeiliker is om die in situ eienskappe van fondamentmateriaal akkuraat te bepaal, is dit dus nie buitengewoon dat fondament=toestande verantwoordelik was vir sowat 33 persent van die swigtings en 37 persent van die probleme met 267 damme waaroor ICOLD (1973) verslag gedoen het nie.

Verskillende soorte damme stel verskillende eise aan hulle fundamente ten opsigte van vorm, waterdigtheid, vormvastheid en skuifsterkte en die keuse van die terrein, die soort struktuur, die detailontwerp en vereiste fondamentverbeterings word dus tot 'n baie groot mate beïnvloed deur die toestand van die fondament=materiaal. Fondamenttoestande by 'n terrein is ook nie orals dieselfde nie en verbeter gewoonlik met diepte. Ten einde die uitgrawingsdiepte en fondamentbehandeling vir 'n bepaalde soort damwal te kan vasstel, word die belangrikste fondamentvereistes van elk hieronder bespreek.

4.1 FONDAMENTVORM

Die invloed van die valleivorm op die ontwerp en konstruksie van damme is reeds in paragrafe 2.5.1 tot 2.5.5 beskryf en die belangrikste aspekte vir verskillende soorte strukture kan soos volg opgesom word:

4.1.1 Vuldamme

Nou valleie met steil kante bemoeilik die beweging van swaar konstruksietoerusting vir die vervoer van vulmateriaal en die ondeurlatende sones van vuldamme kan kraak as gevolg van differensiële vassakking.

4.1.2 Swaartekragdamme

Swaartekragdamme kan in valleie met enige vorm gebou word. Die enigste beperking is die groot betonvolumes wat benodig

word in wye valleie met reghoekige of trapesoidale vorms (plat wye bodems).

4.1.3 Boogdamme

Hierdie soort damme vereis 'n verhouding van kruinlengte tot hoogte van minder as 6 om boogaksie ten volle te kan mobiliseer en 'n simmetriese valleivorm om 'n bevredigende verspreiding van spannings te bewerkstellig. 'n Akkurate voorspelling van wat die valleivorm sal wees nadat fondamentuitgrawing gedoen is, word tydens die ontwerpstadium vereis.

4.2 WATERDIGTHEID

Watersypeling deur damfondamente is seker die grootste enkele oorsaak van probleme met en swigting van sulke strukture. Geen damfondament kan ooit volkome waterdig wees nie maar dit is gewoonlik moontlik om 'n struktuur aan te pas by die eienskappe van die fondament of andersins om die deurlatendheid van die fondament kunsmatig te verminder ten einde aan die vereistes vir die reservoir en die damwal te kan voldoen. Die vereistes vir die waterdigtheid van die fondamentmateriaal is afhanklik van die volgende faktore (Knill, 1972):

- (a) Waarde van die water wat mag deursyfer.
- (b) Erodeerbaarheid van die fondamentmateriaal.
- (c) Invloed van opwaartse hidrostatiese druk op die stabiliteit van die damwal.

4.2.1 Waarde van water

In die meeste gevalle waar 'n dam in 'n rivier gebou word, is daar 'n sekere minimumvloei wat vir laerliggende oewereienaars en verbruikers deurgelaat moet word en dus het klein hoeveelhede water wat uit die dam lek, geen nadelige ekonomiese gevolge nie. By balanseerdamme of pompopgaarskemas waar "duur" water gestoor word, kan groot verliese

as gevolg van lekkasie nie bekostig word nie (Wahlstrom, 1974).

Die hoeveelheid deursypeling deur 'n damfondament word gewoonlik bepaal deur vloeiëtte te teken (sien paragraaf 3.1.2 (b)). Aangesien natuurlike materiale gewoonlik anisotroop is ten opsigte van deurlatendheid, is dit noodsaaklik dat die deurlatendheidskoëffisiënte in beide die horisontale en die vertikale rigtings bepaal moet word. Indien beide deurlatendhede laer is as die ondeur=latende gedeeltes van die damwal, hoef daar gewoonlik geen verdere aandag aan die waterdigtheid van die fondament gegee te word nie (Cedergren, 1967).

In die geval van alluviale of elluviale grondmateriaal word die deurlatendheid gewoonlik met behulp van laboratorium=toetse op verteenwoordigende monsters (sien paragraaf 6.2.12) of met behulp van pomptoetse (sien paragraaf 6.2.13 (e)) bepaal.

By rotsfondamente word die deurlatendheid (Lugeonwaarde) met behulp van waterdruktoetse bepaal (sien paragraaf 6.2.14 (a)).

Vermindering van deursypeling kan bewerkstellig word deur een van die volgende metodes (Cedergren, 1973):

(a) Vermindering van deurlatendheid

Dit word gedoen deur 'n afsnymuur (vuldamme) deur die deurlatende sone te bou of fondamentinspuiting toe te pas. Hierdie tegnieke word volledig beskryf in paragrawe 7.1.1 en 7.2.

(b) Verlenging van sypelingspad

Die voorsiening van 'n gedeeltelike afsluitmuur of ondeur=latende komberslaag veroorsaak 'n verlenging van die sypelingspad, 'n verlaging van die hidrouliese gradiënt en 'n vermindering van deursypeling.

4.2.2 Erodeerbaarheid van fondamentmateriaal

Interne erosie en pypvorming van fondamentmateriaal vind plaas wanneer die hidrouliese gradiënt by die punt van uitsypeling in ongekonsolideerde materiaal meer as 1 is of indien die materiaal dispersiewe eienskappe vertoon (sien paragraaf 3.1.2 (b)).

Beskerming teen pypvorming kan soos volg verleen word (Cedergren, 1973):

(a) Verlaging van die deurlatendheid of verlenging van die deursypelingspad om die gradiënt by die punt van uitsypeling te verminder.

(b) Voorkoming van materiaalbeweging deur voorsiening van filters by die punt van uitsypeling. Dit kan gedoen word deur 'n filterkometerslaag of 'n dreineerskerm met filters by die stroomaftoon te plaas.

Betondamme word gewoonlik nie op erodeerbare fondamentmateriaal gebou nie en hierdie probleem is dus meesal beperk tot vuldamme.

4.2.3 Die invloed van hidrostatiese druk

'n Damwal met verskillende watervlakke aan weerskante daarvan, veroorsaak 'n steil drukgradiënt deur die fondament. In die geval van 'n homogeen deurlatende fondament, behoort die gradiënt konstant te wees onderkant die damwal met geleidelike vermindering van druk van die stroomopkant na die stroomafkant. Indien daar relatief meer of minder deurlatende sones in die fondament voorkom, word die gradiënt beïnvloed en die druk onder 'n spesifieke gedeelte van die wal kan daardeur verhoog of verlaag word. Deur 'n inspuitkerm naby die stroomopkant van die wal te plaas, word die steilste gradiënt en grootste drukvermindering daar bewerkstellig en die ophigdruk onder die res van die wal verminder (Thomas, 1976).

'n Ondeurlatende geologiese grens soos 'n verskuiwingsvlak of gang naby die stroomaftoon kan egter die druk onder die hele damwal konstant hou, gelyk aan die volle drukhoogte van die water in die dam.

Die invloed van hidrostatische druk op die stabiliteit van betondamme word kortliks bespreek in paragraaf 3.2.1 (c).

Die ideale fondamentmateriaal is een wat heeltemal ondeurlatend is of andersins homogeen deurlatend en doeltreffend inspuitbaar en dreineerbaar is. 'n Rotsmassa wat onverweer is maar verskeie naatstelsels met diggespasiëerde nate bevat, beantwoord aan die tweede vereiste. Enkele deurlatende nate in 'n damfondament is moeilik om doeltreffend in te spuit of te dreineer. Hulle kan egter waterdruk na kritieke gedeeltes van die damfondament oordra en ongewenste oplikragte veroorsaak (Wahlstrom, 1974 en Rocha, 1970).

4.3 VORMVASTHEID

Belasting van 'n damfondament veroorsaak dat dit vervorm met gepaardgaande nadelige uitwerking op die spanningsverspreiding in die damwal (boogwal), kraakvorming in die struktuur (betondamme en ondeurlatende vuldamsones), verlies aan vryboord (vuldamme) en moontlike lekkasie of swigting (alle damme).

Die vervormbaarheid van fondamentmateriale kan opgedeel word in die volgende drie komponente (Scott, 1974):

- (a) Elastiese vervorming (onmiddellik).
- (b) Konsolidasievassakking (langtermyn).
- (c) Swigversakking (by benatting).

(a) Elastiese vervorming

Elastiese vervorming vind onmiddellik plaas by aanwending van die belasting en die materiaal herwin sy oorspronklike posisie by verwydering van die belasting. Die hoeveelheid

vervorming hang af van die moduli van elasticiteit en die diktes van die verskillende lae fondamentmateriaal en die breedte en styfheid van die fondament. Hierdie fundamenteienskappe kan alleenlik bepaal word met behulp van boorwerk en plaatbelastingstoetse in die veld.

(b) Konsolidasievassakking

Dit vind plaas oor 'n lang tydperk indien die damwalbelasting die vorige konsolidasiedruk oorskry of indien die materiaal deur uitloging verswak is. Materiale waarin vassakking kan voorkom is alluvium, kolluvium, elluvium asook verweerde en uitgeloogde residuele gronde. Daar moet onderskei word tussen kleigronde wat moeilik dreineer en waar die tempo en hoeveelheid konsolidasie tot 'n groot mate van die deurlatendheid afhanklik is en sandgronde wat maklik dreineer. Sandgronde wat effens kleierig is, moet egter eerder soos kleigronde hanteer word vir die doel van hierdie soort ontleding. Inligting wat vir die ontleding benodig word is die dikte en grenstoestande van grondlae, konsolidasiegeskiedenis, voorgestelde belasting, voggehalte van die grondprofiel en posisie van die grondwatervlak (Sherard et al, 1963).

In die geval van sandgronde kan 'n plaatbelastingstoets of standaard penetrasietoetse gedoen word om die hoeveelheid vassakking te bepaal. Vir kleigronde is dit egter nodig om 'n konsolidasietoets uit te voer ten einde die verband tussen vassakking en belasting te verkry. Hiermee kan die mate en tempo van vassakking bereken word. Die berekening van konsolidasievassakking is 'n ingenieursprobleem maar die volgende materiaaleienskappe dien as 'n voorlopige aanduiding van probleme met konsolidasievassakking in vuldamme (Seed, 1965):

(i) Oorsprong: Ongekonsolideerde alluvium, kolluvium, elluvium, organiese gronde, fossielgronde, uitgeloogde gronde.

(ii) Deurlatendheid: Medium tot laag ($<10^{-6}$ m/sek).

(iii) Stewigheid: Los tot baie los sand en sagte tot baie sagte klei.

(iv) In situ digtheid: <1600 kg/m³.

(c) Swigversakking

Dit is 'n konsolidasieproses wat plotseling plaasvind by benatting van 'n belaste grond waarvan die korrels los gepak en deur swak bindingskragte aanmekaar gehou word. Voorbeelde van sulke gronde is fynkorrelrige windvervoerde sande en in situ verweerde graniete. Die standaardtoets vir swiggronde is die dubbele konsolidasiemetode maar 'n goeie aanduiding van swigpotensiaal is 'n massadigtheid van <1600 kg/m³ en 'n drastiese volumevermindering by benatte herwerkte grond (Jennings en Knight, 1975).

Swigversakking kan ernstige probleme van kraakvorming (ook horisontale krake in die wal) en verlies aan vryboord by vuldamme veroorsaak. Dit vind gewoonlik eers plaas nadat die dam vol water is en kan swigting veroorsaak. Swigbare materiaal behoort uit die fondament verwyder of eers verdig te word alvorens 'n damwal daarop gebou word.

4.3.1 Vuldamme

Die belasting wat vuldamme op hulle fundamente uitoefen is betreklik laag en die maksimum belasting kom voor onderkant die middellyn van die wal waar die fondamentmateriaal se skuifsterkte verhoog word as gevolg van die hoë insluitdruk wat daar heers. Die maksimum fondamentbelasting deur 'n 100 m hoë rotsvuldams is ongeveer 2,5 MPa (Thomas, 1976).

4.3.2 Swaartekragdamme

Die normale belasting wat 'n swaartekragdam op sy fondament uitoefen, bereik gewoonlik 'n maksimum by die damhak wanneer die dam leeg is en by die damtoon wanneer dit vol is.

Die maksimum drukspanning van 'n betondam op die fondament be= loop ongeveer 1 MPa vir elke 40 m hoogte bokant fondamentvlak.

Indien die toelaatbare fondamentvervorming (d_1) vir 'n 200 m hoë dam dus 5 mm is en daar word aanvaar dat die dikte (L) van 'n vervormbare laag fondamentmateriaal 5 m is, kan die vereiste minimum modulus van vervormbaarheid soos volg bereken word:

$$E = \sigma \cdot \frac{L}{d_1} = \frac{5 \times 5}{0,005} = 5 \text{ GPa}$$

waar σ die drukspanning op die fondament is
(1 MPa vir elke 40 m hoogte)

Die modulus van vervormbaarheid van 'n rotsmassa (E_m) hang af van die toestand van die rotsmassa en die modulusverhouding ($\frac{E_m}{E_\ell}$) word gewoonlik uitgedruk as 'n breukdeel van die modulus van elastisiteit van die rotsmateriaal volgens laboratoriumtoetse (E_ℓ).

Tabel 4.3.1 gee 'n aanduiding van die verband tussen die rotsmassatoestand of rotsklas en die modulusverhouding (Bieniawski, 1973):

TABEL 4.3.1 VERBAND TUSSEN ROTSKLAS EN DIE MODULUSVERHOUDING

<u>Rotsklas</u>	$\frac{E_m}{E_\ell}$
Baie goed	> 0,5
Goed	0,23-0,5
Redelik	0,15-0,22
Swak	0,10-0,14
Baie swak	< 0,1

Tipiese E_ℓ waardes vir onverweerde Suid-Afrikaanse gesteentesoorte word in die tabel 4.3.2 weergegee (Bieniawski & Robertson, 1973).

TABEL 4.3.2 TIPIESE E-WAARDES VIR SUID-AFRIKAANSE GESTEENTES

<u>Gesteentesoort</u>	<u>Groep of formasie</u>	E_ℓ (GPa)
Moddersteen	Beaufort	5 - 25
Sliksteen	Beaufort	23 - 33
Sandsteen	Beaufort	20 - 40
Tilliet	Dwyka	7 - 20
Dolomiet	Chuniespoort	20 - 70
Kwartsiet	Tafelberg	50 - 90
Kwartsiet	Wesrand	85
Filliet	Malmesbury	46 - 69
Grouwak	Malmesbury	66 - 78
Doleriet		45 - 70
Graniet	Pongola	63 - 80

4.3.3 Boogdamme

Daar is seker geen ander soort mensgemaakte struktuur wat 'n groter drukkrag op sy fondamente uitoefen as 'n boogdam nie. Vanweë die beperking van ongeveer 7 MPa op die drukspanning in beton, kan dit ook as 'n boonste perk op die fondamentbelasting beskou word. Daarbenewens word boogdamme gewoonlik op 'n kussingblok gebou ten einde 'n meer eweredige spanningsverspreiding te verkry en hierdeur word die fondamentbelasting verder verminder sodat dit selde meer as 5 MPa behoort te wees (Serafim, 1964).

Boogdamme kan ontwerp word om aansienlike vervorming van die fondament te weerstaan maar dan moet die modulus van vervormbaarheid van die fondamentmateriaal binne redelike akkuraatheid bekend wees om as uitgang in die spanningsontledings gebruik te word. Die effek van die vervormbaarheid van die fondament (E_f) word gewoonlik uitgedruk in terme van die verhouding λ tussen die modulus van die beton in die damwal (E_b), en E_f (Rocha, 1964):

$$\lambda = E_b/E_f$$

Op grond van talle modeltoetse op damstrukture het Rocha (1964) die invloed van λ op die spannings in 'n damwal soos volg opgesom:

- waar $\lambda < 1$, is die invloed gering,
- waar $1 < \lambda < 4$, is die invloed steeds gering,
- waar $4 < \lambda < 8$, is die invloed belangrik en
- waar $\lambda > 8$, is die invloed baie belangrik.

Dit blyk hieruit ook dat spannings in boogdamme nie baie sensitief is vir klein veranderings in die vervormbaarheid van fondamente nie en dat die modulus dus slegs tot 'n akkuraatheid van ongeveer 20 persent bepaal hoef te word.

Omvattende studies deur Swaminathan (1964) het ongeveer dieselfde resultate opgelewer en hy som die gevolge van 'n vermeerdering in vervormbaarheid van die fondamentmateriaal van $\lambda = 0$ tot $\lambda = 10$ soos volg op:

- a) Radiale beweging van kantelbalke neem geleidelik toe by alle vlakke.
- b) Hidrostatiese belasting wat deur die boonste boë gedra word, neem baie effens toe.
- c) Hidrostatiese belasting wat deur die onderste boë gedra word, neem baie vinnig toe vir 'n verandering van λ van 0 tot by 2 maar daarna is die toename baie gering.
- d) In die boonste gedeelte van die dam vermeerder die drukspanning op beide die ekstrados en die intrados en verdubbel ongeveer van $\lambda = 0$ tot $\lambda = 10$.
- e) In die middelste gedeeltes van die dam vermeerder die drukspanning op die ekstrados met sowat 50 persent van $\lambda = 0$ tot $\lambda = 10$ maar op die intrados kan dit afneem, konstant bly of toeneem. Die verandering is in elk geval nie so groot nie.
- f) In die onderste gedeelte van die dam vermeerder die drukspanning op die ekstrados baie (50 persent) naby die kroonkantelbalk maar slegs effens naby die flank. Op die intrados ontwikkel aansienlike trekspannings naby die kroonkantelbalk met toenemende λ maar naby die flank veroorsaak dit 'n geringe afname in drukspanning.
- g) Trekspanningsones op die ekstrados verminder maar dit vergroot op die intrados.
- h) Kantelbalkspannings in die boonste gedeelte van die dam vermeerder en dit verminder by die onderste gedeelte.

Dit is dus duidelik dat 'n mate van vervormbaarheid van die fondament help om die spannings te versprei en veral trekspannings op die ekstrados naby die fondament te verminder.

Boogdamme kan sonder veel probleme ontwerp word vir fondamente met 'n vervormingsmodulus van eenagste van dié van beton. Indien 'n E_b van 20 GPa aanvaar word, is fondamentmassas met E_f van so min as 2,5 GPa dus aanvaarbaar.

4.4 SKUIFSTERKTE

Skuiфswigting langs vlakke van swakheid in die fondament= materiaal kan plaasvind indien die skuiфspanning langs die vlak die sterkte oorskry. Volgens die Mohr-Coulomb teorie kan skuiфsterkte (τ) langs enige vlak soos volg uitgedruk word (Hoek & Bray, 1977):

$$\tau = C + \sigma \tan \phi$$

waar C die kohesie,

σ die normale spanning op die vlak,

en ϕ die interne wrywingshoek van die materiaal

Die kohesie (C) en wrywingskoeffisiënt ($\tan \phi$) van enige materiaal kan eksperimenteel bepaal word maar dit is belangrik om te verseker dat die toestande waaronder die toets uitgevoer word (tempo van skuiфskeur en voorsiening van dreinerings) aangepas word by die kritieke belasting= toestande in die werklike fondament (sien paragraaf 6.2.12 (c)).

Die normale spanning (σ) word bepaal deur die kragte wat op die vlak uitgeoefen word deur die massa van oorliggende fondament of damwal, die kragte wat deur die wal aan die fondament oorgedra word en die hidrostatische- (of porieë-) druk wat neig om die normaalspanning (en dus die skuiфsterkte) te verminder (sien figuur 3.2.1).

Die skuiфsterkte van fondamentrots self of van 'n vlak in die rots of langs die kontak tussen beton en rots, word ook bepaal deur die kohesie en die wrywingshoek volgens die Mohr-Coulomb vergelyking.

In 'n homogene isotrope rotsmassa is hierdie vergelyking soos volg:

$$\tau = C_m + \sigma \tan \phi_m$$

waar C_m en ϕ_m die kohesie en wrywingshoek van die rotsmateriaal en σ die normale spanning is.

Die kohesie C_m van rotsmateriaal is ongeveer een-sesde van die eenassige druksterkte en wissel dus van 1 MPa vir baie swak rots tot meer as 40 MPa vir baie sterk rots. Die wrywingshoek van rotsmateriaal wissel van 25° tot 60°.

Tipiese waarde vir C_m en ϕ_m word in tabel 4.4.1 gegee (Bieniawski & Robertson, 1973).

TABEL 4.4.1 KOHESIE EN WRYWINGSHOEKE VIR TIPIESE SUID-AFRIKAANSE ROTSMATERIALE

GESTEENTESOORT	DRUKSTERKTE (MPa)	KOHESIE (MPa)	WRYWINGHOEK (grade)
Andesiet	130	28	45
Basalt	170	31	48 - 50
Graniet	160	25	55
Kalksteen	110	18	37 - 58
Kwartsiet	250	40	64
Sandsteen	90	17	45 - 50
Skis	70	9	26 - 70
Skalie	70	8	40 - 65
Sliksteen	28	5	50

In tipiese genate rotsmassas, speel die kohesie C_n en wrywingshoek ϕ_n langs naatvlakke ook 'n rol, afhangend van die rigting waarlangs die skuifkrag aangewend word en die eienskappe van die nate. In die geval waar die skuifkrag parallel met 'n aaneenlopende klei= gevulde naatvlak aangewend word, is die skuifsterkte dan:

$$\tau = C_n + \sigma \tan \phi_n$$

Die aaneenlopendheid van 'n naatvlak kan beskryf word deur 'n aaneenlopendheidsfaktor K wat kan wissel tussen 0 en 1 (Jennings en Robertson, 1973).

$$K = \frac{\text{oppervlakte van glyvlak wat saamval met naatvlak}}{\text{totale oppervlakte van glyvlak}}$$

vir $K = 1$, is $\tau = C_n + \sigma \tan \phi_n$

$K = 0$ is $\tau = C_m + \sigma \tan \phi_m$

$0 < K < 1$, is $\tau = C_n \Sigma A_n + \sigma \Sigma A_n \tan \phi_n$
 $+ C_m \Sigma A_m + \sigma \Sigma A_m \tan \phi_m$

waar C_m die kohesie van die rotsmateriaal,
 ϕ_m die wrywingshoek van rotsmateriaal,
 ΣA_n die som van alle naatoppervlaktes langs die vlak en
 ΣA_m die som van alle rotsmateriaaloppervlaktes langs die
vlak

$$\text{en } \tau = C_g + \sigma \tan \phi_g$$

waar $C_g = C_n K + C_m (1-K) + (1-K_n) \tan \phi_m$
= skynbare kohesie

en $\tan \phi_g = K \tan \phi_n$
= skynbare wrywingshoek

Dit kan egter gebeur dat swigting plaasvind langs 'n kombinasie van naatvlakke met skuifswigting langs sommige en trekspannings langs ander. Die bepaling van C_g en ϕ_g word hierdeur so gekompliseerd dat dit makliker is om sekere aannames volgens die rotsmassaklassifikasie van Bieniawski (1973) te maak. Tipiese waardes vir C_g en ϕ_g word in die tabel 4.4.2 aangegee.

TABEL 4.4.2 TIPIESE WAARDES VIR KOHESIE EN WRYWINGSHOEK

<u>Rotsklas</u>	<u>C_g (kPa)</u>	<u>ϕ_g</u>
Baie goed	> 300	> 45°
Goed	200 - 300	40° - 45°
Redelik	150 - 200	35° - 40°
Swak	100 - 150	30° - 35°
Baie swak	<100	< 30°

Bogenoemde waardes vir C_g en ϕ_g kan gebruik word tensy daar swakker diskontinuiteitsvlakke in die fondament teenwoordig is wat sodanig georiënteer is dat swigting daarlangs kan plaasvind. In daardie geval moet die werklike C en ϕ waardes vir sulke vlakke eksperimenteel bepaal en gebruik word.

4.4.1 Vuldamme

Die belasting wat 'n vuldam op sy fondament uitoefen is betreklik laag en verder word die gebied van maksimumbelasting langs die middellyn onderwerp aan die insluitingsdruk van die wal as geheel sodat daar drie-assige belastings=toestande heers.

Die damwal se hellings (en dus die spannings in die wal) word ontwerp om aan te pas by die eienskappe van die vulmateriaal (Sherard et al, 1963). Daar kan dus oor die algemeen gesê word dat die fondamentmateriaal se skuifsterkte minstens gelyk moet wees aan dié van die vulmateriaal. Dit beteken dat in die geval van 'n homogene grondvulwal met hellings van 1:3 of platter, 'n fondamentmateriaal met 'n wrywingshoek van sowat 20° en geen kohesie waarskynlik voldoende sal wees. Vir 'n rotsvulwal met hellings van 1:1,4 sal die fondamentmateriaal egter 'n wrywingshoek van minstens 36° moet hê.

'n Belangrike faktor om in aanmerking te neem, is die feit dat daar kontrole is oor die plasing van vulmateriaal en daar is dus minder onbekende faktore om in aanmerking te neem as in die geval van natuurlike fondamentmateriale. Veral kritiek in die fondament is die moontlikheid van potensiële horisontale of naby-horisontale glyvlakke of vlakke waarlangs hoër hidrostatische druk kan opbou en wat nie noodwendig met behulp van toetswerk op grondmonsters opgespoor kan word nie (Barron, 1977).

Daar is twee meganismes van swigting wat in aanmerking geneem moet word nl.:

(i) Skuifskur langs horisontale vlak: Hierdie vlak kan in die fondament of by die kontak tussen die damwal en die fondament wees. Die versteurende (horisontale) belasting is dié van die water wat op die stroomopvlak van die ondeurlatende sone ageer en dit word weerstaan deur skuifsterkte langs horisontale vlakke. Hoe verder stroomop die ondeurlatende sone geleë is, hoe groter is die weerstand as gevolg van die groter oppervlakte en hoër normale belasting. Oor die algemeen kan aanvaar word dat swigting langs die basis van 'n vuldam slegs kan voorkom indien daar 'n vlak van buitengewone lae skuifsterkte iewers onderkant die damwal teenwoordig is (Little, 1969).

(ii) Swigsirkel deur damwal en fondamentmateriaal: By die ontleding van damwalstabiliteit moet die eienskappe van die fondamentmateriaal altyd in aanmerking geneem word ten einde te bepaal of swigting moontlik deur beide die wal en die fondament kan plaasvind. Aangesien swigsirkels dikwels deur sowel die wal (veral kernsones) as die fondamentmateriale gaan, is dit uiters belangrik om die eienskappe van alle fondamentmateriale te toets en veral alle moontlike vlakke van swakheid onderkant die damwal op te spoor en in die ontleding te gebruik (Sherard et al, 1963).

4.4.2 Swaartekragdamme

Swaartekragdamme is vir hul stabiliteit afhanklik van die skuifsterkte van vlakke in die beton self, die kontak tussen die beton en rots en van vlakke (gewoonlik diskontinuiteitsvlakke) in die fondamentrots (Copen et al, 1977).

Die veiligheidsfaktor teen skuifswigting langs die kontakvlak tussen die damwal en die fondamentrots word die skuifweerstandsfaktor (SWF) genoem en soos volg bereken (Thomas, 1976):

$$\text{SWF} = \frac{CA + N \tan \phi}{H}$$

waar N = som van alle kragte loodreg op potensiële skuifvlak,

ϕ = wrywingshoek langs vlak,

C = kohesie,

A = oppervlakte van vlak

en H = som van alle kragte parallel met potensiële skuifvlak.

Vir normale belasting behoort die skuifweerstandsfaktor nie minder as 4 te wees nie en vir uiterste belasting word 'n minimumwaarde van 3 gewoonlik vereis.

Indien die skuifweerstandsfaktor onvoldoende is, kan die damwal dikker gemaak word of dit kan veranker word

(vermeerdering van N) of die helling van die fondament= kontak kan in 'n stroomoprigting uitgegrawe word. Indien die fondamentkontakvlak byvoorbeeld 5 grade afwaarts vanaf die horisontaal in 'n stroomoprigting hel, beteken dit in effek dat die wrywingshoek (ϕ) met 5 grade vermeerder word.

Bogenoemde benadering geld natuurlik slegs vir die kontak= vlak tussen die damwal en die fondament en indien daar natuurlike naatvlakke met ongunstige oriëntasies in die rotsmassa bestaan, moet afsonderlike ontledings vir die skuifweerstandsfaktore langs elk van hulle onderneem word (Thomas, 1976).

Die mees kritieke oriëntasie vir 'n potensiële swigvlak is horisontaal. Vlakke met 'n stroomafhelling is teoreties meer kritiek omdat die hellingshoek vanaf die horisontaal in effek van die wrywingshoek afgetrek moet word. In die praktyk waar damfondamente gewoonlik verskeie meter diep uitgegrawe word, bied die materiaal stroomaf van die dam heelwat passiewe weerstand wat natuurlik baie vinnig toeneem hoe steiler die helling van die potensiële swigvlak raak. Vir 'n stroomophellende vlak vermeerder die effektiewe wrywingshoek hoe steiler die vlak se helling is en wanneer die resultante krag van die dam en die fondament= blok bokant daardie vlak, 'n regte hoek met die skuifvlak maak, is die skuifkomponent nul en vir steiler hellings kan beweging langs so 'n vlak nie plaasvind nie.

Potensiële swigvlakke wat steil stroomaf hel kan slegs gevaar= lik wees indien daar byvoorbeeld 'n steil val in topografie (waterval) stroomaf van die dam voorkom of indien daar ook 'n stroomophellende vlak is waarmee dit kan kombineer om 'n wig te vorm. Stroomafhellende vlakke bied ook dikwels toegang vir waterdruk in 'n baie ongunstige rigting wat die rigting van die resultante krag op die skuifvlak kan laat verander.

Diskontinuiteite waarvan die strekking nie parallel met die damas is nie, kan ook stroomop of stroomafkomponente hê en swigting kan ook langs hulle voorkom. Vertikale of steil= hellende vlakke met strekking loodreg op die damas, verdeel

die fondament in sones wat onafhanklik van mekaar kan beweeg en sodoende onstabiliteit op ander vlakke veroorsaak (Copen et al, 1977).

4.4.3 Boogdamme

Die bepaling van die skuifsterkte vir die fundamente van boogdamme berus op dieselfde beginsels as vir swaartekragdamme en die leser word derhalwe verwys na paragraaf 4.4.2.

Anders as in die geval van 'n swaartekragbetonwal waar die kragte almal in 'n vertikale vlak, loodreg op die damas werk, oefen 'n boogdam ook sydelingse krag uit en is daar nie alleen 'n groter kombinasie van vlakke waarlangs swigtings kan plaasvind nie, maar die kritieke oriëntasies is verskillend vir die riviergedeelte en elk van die flanke (Thomas, 1976).

(a) Riviergedeelte

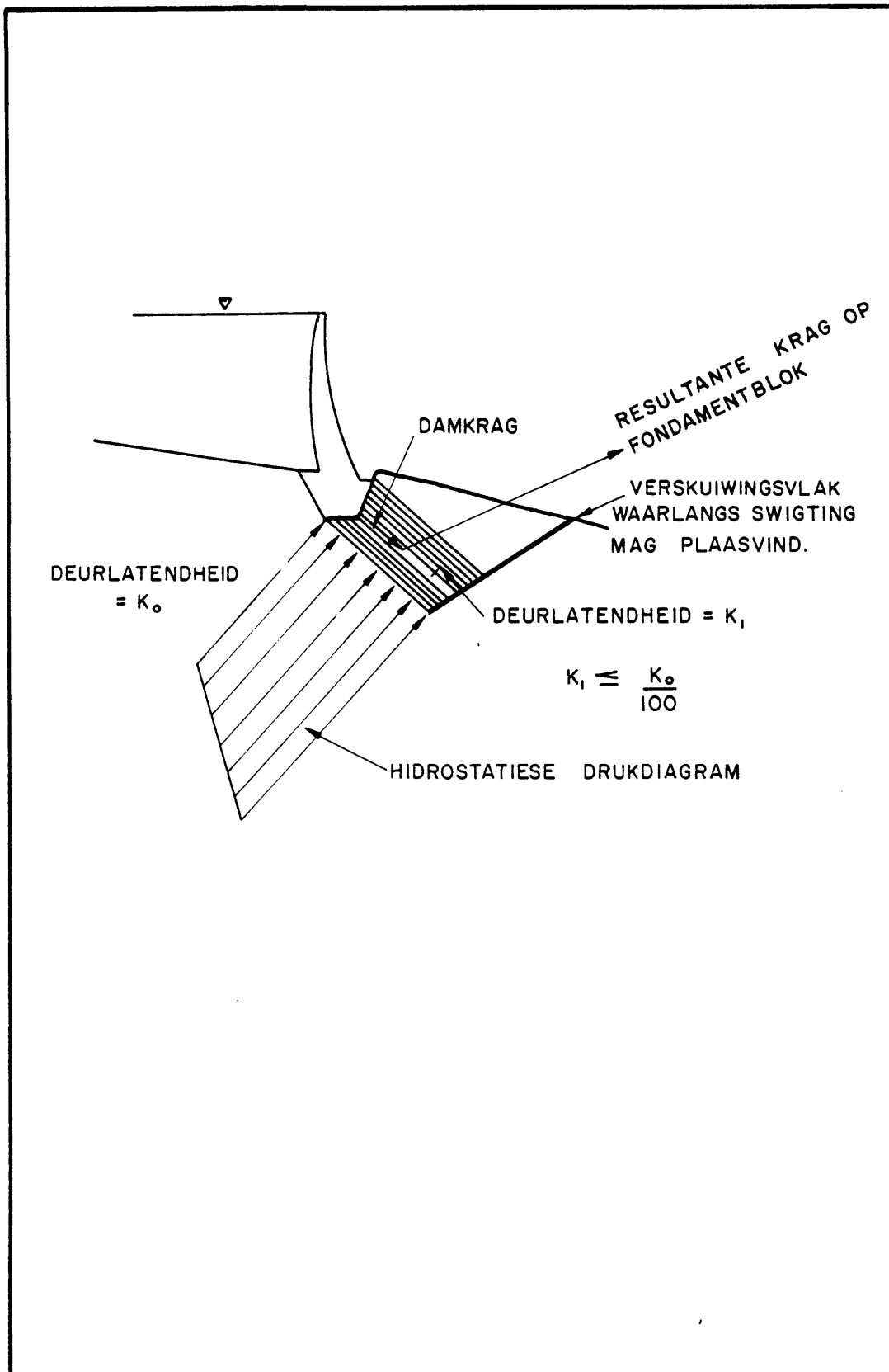
Aangesien 'n groot gedeelte van 'n boogdam se kragte aan die flanke oorgedra word, is die stabiliteit in die riviergedeelte minder kritiek as in die geval van swaartekragdamme. Die rigting van die resultante kragte is egter ongeveer dieselfde as in die geval van swaartekragdamme en die oriëntasie van potensiële swigvlakke is soortgelyk (sien paragraaf 4.4.2).

Stroomafhellende vlakke bied ook dikwels toegang vir, en veroorsaak, 'n waterdruk in 'n baie ongunstige rigting wat die rigting van die resultante krag op die skuifvlak kan laat verander (sien figuur 4.4.1) (Londe, 1975).

(b) Flanke

Die enigste vlakke waarlangs skuifswigting nie kan plaasvind nie is dié wat loodreg op die rigting van die resultante drukkrag georiënteer is. Soortgelyke oriëntasies in die ander flank kan egter betreklik ongunstig geleë wees ten opsigte van die resultante krag aldaar.

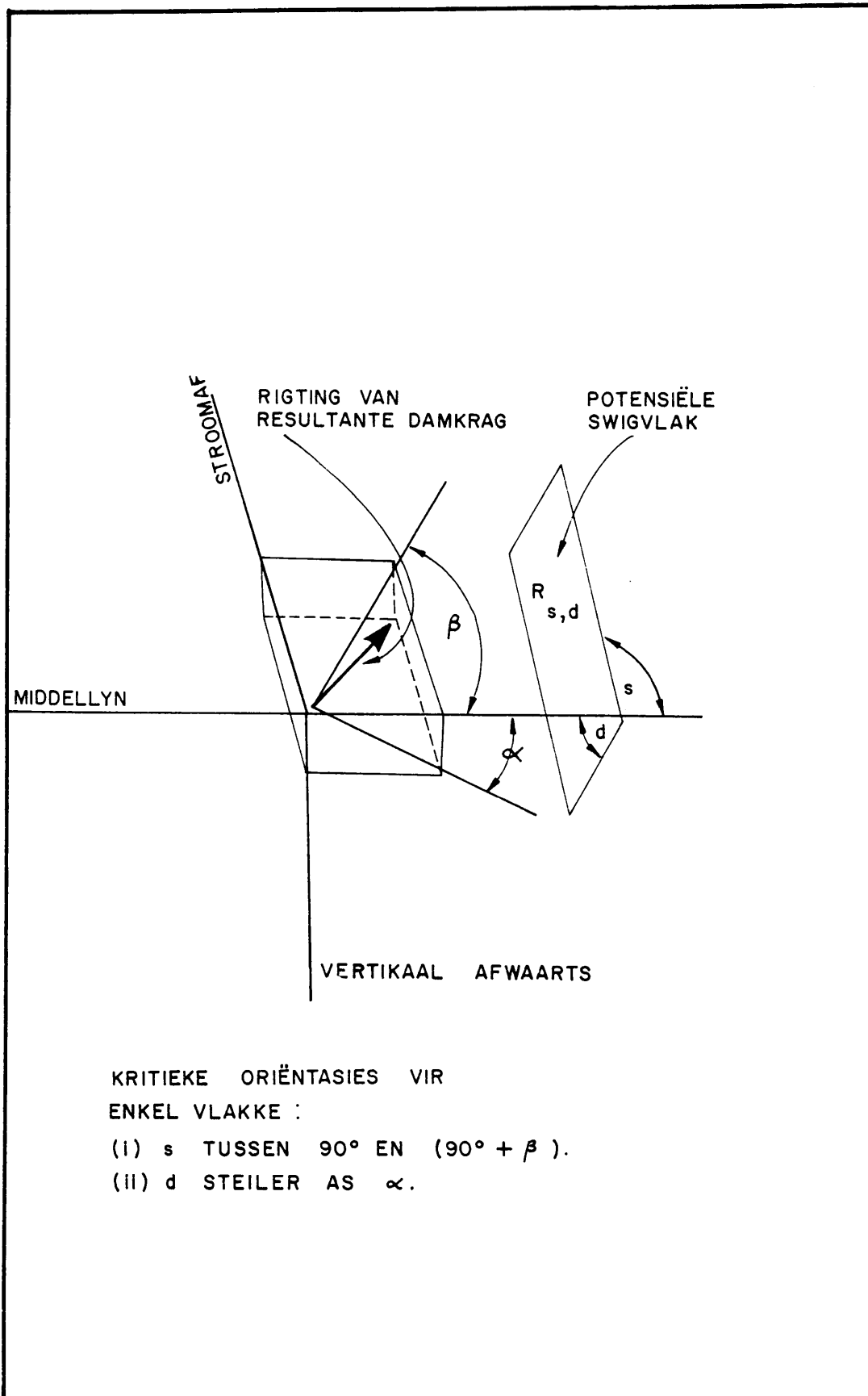
Die mees kritieke oriëntasie is gewoonlik vertikale vlakke ongeveer loodreg op die damas wat, tesame met horisontale vlakke en ander ondergeskikte naatrigtings, aanleiding kan



FIGUUR 4.4.1 DWARSSNIT DEUR BOOGDAM EN FONDAMENT WAT DIE UITWERKING VAN VERMINDERDE DEURLATENDHEID (K_1) IN DIE SONE VAN DAMBELASTING OP DIE RIGTING VAN DIE HIDROSTATIESE DRUK EN DIE RESULTANTE KRAG AANTOON.

gee tot swigting (sien vlak $R_{s,d}$ in figuur 4.4.2).

Die effek van diskontinuiteite hang grootliks af van die vorm van die flank en massa materiaal wat gemobiliseer kan word om skuifkragte te weerstaan. In die geval van 'n geïsoleerde rotsneus wat die flank vir 'n boogdam vorm, is alle naatoriëntasies gewoonlik belangrik. Die wat nie kritiek is vir skuifskur nie, kan swig as gevolg van omvalaksie.



FIGUUR 4 . 4 . 2 KRITIEKE ORIËNTASIES VIR POTENSIËLE SWIGVLAK IN FLANK VAN BOOGDAM.

HOOFSTUK 5. KONSTRUKSIEMATERIAAL VIR DAMME

Die koste - en dus die uitvoerbaarheid - van enige damkonstruksieprojek hang grotendeels af van die hoeveelhede en eenheidskoste van die verskillende materiale wat in die struktuur gebruik moet word. Die koste van materiale hang weer af van die wyse en plek waarop hulle in die natuur voorkom, die afstand wat hulle vervoer moet word en die behandeling wat hulle voor of tydens gebruik in die struktuur moet ontvang.

Vir 'n gegewe damterrein berus die beskikbaarheid van verskillende konstruksiemateriale op die geologie, die topografie en die klimaat van die onmiddellike omgewing en die mees ekonomiese en steeds veilige ontwerp word verkry deur die beste gebruik van plaaslik beskikbare materiale in die struktuur te maak (Sherard et al, 1963).

Dit is dus duidelik dat die hoeveelhede, soorte en liggings van die beskikbare konstruksiemateriale die hele ontwerp van die dam kan domineer en verder dat dit die ontwerper se belangrikste strewe moet wees om daardie materiale te gebruik wat plaaslik beskikbaar is.

Uit die voorgaande bespreking kan daar afgelei word dat feitlik enige soort materiaal op een of ander plek in 'n dam gebruik kan word. Dit is wel waar in die geval van sekere soorte vuldamme, maar ten einde die beste gebruik van beskikbare materiale te kan maak, is dit nodig om te kyk na die vereistes van die verskillende soorte damme, die ideale eienskappe vir die materiale wat daarin gebruik kan word en die grense waartussen hierdie eienskappe kan varieer om steeds die nodige veiligheid van die struktuur te verseker.

5.1 BETONAGGREGAAT

Beton bestaan uit 'n mengsel van sand, gruis en rotsfragmente wat deur 'n verharde pasta van sement en water aanmekaar gebind word. Wanneer die onderskeie bestanddele in die regte verhoudings gemeng word, ontstaan 'n plastiese stof wat in enige vereiste vorm gegiet of gevorm kan word. Na 'n proses van hidrasie word die beton hard en kan dus vir die bou van 'n groot verskeidenheid strukture gebruik word.

Die vervaardiging van goeie kwaliteit beton vereis beheer oor die volgende aspekte:

- (i) die kwaliteit van die bestanddele,
- (ii) die verhoudings in die mengsel en
- (iii) die vermenging, hantering en na-behandeling.

Die volgende eienskappe van beton behoort tot 'n meerdere of mindere mate aandag te geniet, afhangende van die vereistes wat daaraan gestel gaan word (Fulton, 1977).

(a) **Bewerkbaarheid**

Die bewerkbaarheid van beton is die gemak waarmee die bestanddele vermeng en daarna hanteer, vervoer en geplaas kan word met die minste versteuring van die eenvormigheid van die mengsel. Goeie bewerkbaarheid berus op plastisiteit en kleefeienskappe en word bepaal deur die eienskappe van die bestanddele - veral dié van die aggremaat (Fulton, 1977).

(b) **Duursaamheid**

Duursaamheid is die eienskap van beton wat sy weerstand teen werkstoestande soos verwering, chemiese aanval en slytasie bepaal. Verwering van beton vind meesal plaas as gevolg van bevriësing en ontdooiing asook uitsetting en inkrimping as gevolg van veranderings in temperatuur en voggehalte. Chemiese aanval kom voor as uitloging van oplosbare soute (kalsiumhidroksied) van deurlatende beton, korrosie deur suur waters of ander aggressiewe bestanddele in die grond of die water. Slytasie is die gevolg van die beweging van skuurmateriaal, deurvloeiende water, verkeer of kavitasie (Van Aardt en Fulton, 1977).

(c) **Waterdigtheid**

In die geval van damme is die waterdigtheid van beton van groot belang en spesiale voorsorg moet getref word by die ontwerp van die mengsel, veral ten opsigte van die hoeveelheid fynstof en water, en daar moet gewaak word teen kraakvorming as gevolg van volumeveranderings (Du Plessis, 1968 en Fulton, 1977).

(d) Sterkte

Sterkte van beton word grotendeels bepaal deur die sterkte van die sementpasta maar die sterkte van die aggremaat speel ook 'n rol indien dit minder is as die sterkte van die bindmateriaal. Die sterkte van die sementpasta word bepaal deur die verhouding van water tot sement en vermeerder met 'n vermindering van die waterinhoud. Sterkte van beton neem toe met verloop van tyd en die tempo van toename word beïnvloed deur temperatuur en voggehalte. Die gemiddelde eenassige breeksterkte vir beton is ongeveer 30 MPa (Zietsman en Fulton, 1977).

(e) Elastisiteit

Die modulus van elastisiteit vir beton wissel tussen 7 en 20 GPa en 'n gemiddelde waarde van 10 GPa word dikwels aanvaar (Kaplan, 1977).

(f) Kruip

Wanneer beton aan volgehoue belasting onderwerp word, ondergaan dit beide elastiese vervorming (wat heeltemal herwinbaar is) en kruipvervorming wat geleidelik ontwikkel en slegs gedeeltelik herwin kan word.

(g) Eenheidsmassa

Die ontwerp en stabiliteit van talle strukture berus op die massa van hulle onderskeie komponente. Die eenheidsmassa van beton word bepaal deur die eenheidsmassa van die aggremaat en vir spesiale toepassings kan hoë of lae digtheid aggremaat gebruik word. In die meeste gevalle wissel die eenheidsmassa van beton tussen 2 100 en 2 600 kg/m³.

Al hierdie eienskappe van beton kan binne sekere perke beheer word om aan ontwerpvereistes te voldoen. Die doel van 'n betonmengselontwerp is dus om met die beskikbare materiaal die mees ekonomiese geskikte mengsel te verkry.

5.1.1 Growwe aggremaat

Growwe aggremaat is daardie deel van die betonmengsel wat bestaan uit deeltjies wat 4,75 mm of groter is (SABS, 1975). Die belangrikste funksies van growwe aggremaat in beton is die volgende (Fulton, 1977):

(a) Dit is 'n betreklik goedkoop vulmateriaal vir die sementpasta.

(b) Dit voorsien 'n bestanddeel in die beton wat bestand is teen die aanwending van kragte, slytasie, volume=verandering en watersypeling.

Aggregaat word dus nie slegs vanweë ekonomiese oorwegings in die mengsel gebruik nie, maar ook vir die aansienlike verbeterings aan die fisiese eienskappe daarvan wat dit veroorsaak. Aangesien minstens 50 persent van die volume van beton uit growwe aggregaat bestaan, is dit te begryp dat die kwaliteit daarvan van groot belang is.

Goeie aggregaat moet skoon, gaaf (eng. sound), chemies onaktief, duursaam, hard, taai, homogeen, ongeveer kubies in vorm en van geskikte gradering wees (SABS, 1975).

Bogenoemde eienskappe kan kortliks soos volg beskryf word:

(a) Gradering

Die gradering vir growwe aggregaat is nie so kritiek as dié vir fyn aggregaat nie. Daar moet egter gepoog word om die tussenruimtes tot 'n minimum te beperk en om die grootste moontlike aggregaatgrootte te gebruik ten einde die water en sementinhoud so klein as moontlik te hou. Die beperkings op die maksimum aggregaatgrootte is dat dit kleiner as een-vyfde van die kleinste afmeting van die betonstruktuur en minstens 5 mm kleiner as die kleinste afstand tussen wapeningstawe moet wees. 'n Tipiese mengsel vir growwe aggregaat met 'n maksimum partikelgrootte van 75 mm word in tabel 5.1.1 aangegee (Barnard, 1979).

TABEL 5.1.1 TIPIESE MENGSEL VIR GROWWE AGGREGAAT

Grootte (mm)	75	37,5	19	9,5
Persentasie van massa	46	31	15	8

Damme is waarskynlik die enigste strukture waarin daar aggregaat met 'n maksimumgrootte van meer as 75 mm gebruik word.

(b) Vorm

Kubiese partikels word bo skerfagtige partikels verkies omdat dit 'n kleiner oppervlakte en minder ruimtes per eenheidsvolume besit en derhalwe minder sement vereis. Skerfagtige partikels neig om hulleself horisontaal te lig tydens plasing van beton en vang dan water wat uit die beton syfer aan hulle onderkante vas sodat daar openings gevorm en die deur-latendheid van die beton verhoog word.

Die skerfagtigheidsindeks van gebreekte klipaggregaat is die verhouding tussen die lengtes van die langste en kortste asse van die partikels. Daar word gewoonlik gespesifiseer dat aggremaat nie meer as 25 persent deeltjies met 'n skerfagtigheidsindeks van meer as 3 mag bevat nie (Oberholster, 1980).

(c) Oppervlaktekstuur

Die oppervlak van partikels kan glansagtig, glad, grof of gepok wees, afhangende van die oorspronklike samestelling, tekstuur en struktuur van die rots en die prosesse van verwerking, vervoer of behandeling wat dit ondergaan het. Die sterkte van die binding tussen die aggremaat en die sementpasta hang af van die oppervlaktekstuur en 'n effense grofheid bied beter binding. Partikels met gladde oppervlakte bied minder weerstand teen beweging in 'n mengsel en veroorsaak dus beter bewerkbaarheid maar vir eenderse water-sementverhoudings en partikelvorm sal sterker beton van 'n aggremaat met 'n ruwe oppervlaktekstuur verkry word (Oberholster, 1980).

(d) Sterkte

Twee belangrike faktore speel hier 'n rol, naamlik die hardheid van individuele minerale in 'n rots en die sterkte van die binding tussen hulle. Aggremaat word aan ruwe behandeling blootgestel tydens uitgraving, vergruising en vermenging en in die beton self moet dit spannings, temperatuurverskille en slytasie weerstaan.

Die weerstand van 'n rots teen opbreek of verkrummeling is dus van groot belang en vorm ook die basis vir die belangrikste sterkte-toetse naamlik die Aggremaatvergruisingswaarde

(AVW) en die 10 persent Fynstof Aggregaatvergruisings=toets (10% FAVT) waaraan aggregaat onderwerp word. In die AVW toets word aggregaat met 'n gradering van tussen 9,5 en 13,2 mm met behulp van 'n 400 kN belasting in 'n vorm saamgepers en die persentasie materiaal wat tot kleiner as 2,36 mm vergruis word, is die AVW (SABS, 1975).

Die 10% FAVT word op dieselfde manier as die AVW toets uitgevoer en daar word bepaal welke krag nodig is om 10 persent van die monster tot kleiner as 2,36 mm te vergruis (SABS, 1975).

Die vereistes vir sterkte volgens SABS spesifikasie 1083 word in tabel 5.1.2 aangedui.

TABEL 5.1.2 SPESIFIKASIE VIR AGGREGAATSTERKTE (SABS, 1975)

Gebruike vir aggregaat	Toestand	10% FAVT	AVW
Onderworpe aan oppervlak=slytasie	Droog	>110 kN	< 29%
	Nat	>75% van droog	< 29%
Nie aan oppervlak=slytasie onderworpe	Droog	>70 kN	< 29%
	Nat	>75% van droog	< 29%

(e) Krimping

Die gebruik in beton van aggregaat wat groot veranderings in volume ondergaan by verandering in voggehalte, is 'n oorsaak vir die krimping van beton. Krimping is veral nadelig waar dit beperk word deur bewapening of andersins en lei tot kraakvorming of vervorming van dun struktuurelemente (soos die raamwerk van 'n gebou waar die voggehalte maklik kan wissel) terwyl dit gewoonlik nie 'n groot invloed op massa= betonstrukture het nie. Die hoeveelheid krimping van beton met 'n bepaalde soort aggregaat word gemeet deur beton= prisma's daarvan te vergelyk met prisma's wat met 'n standaard= aggregaat gemaak is. Volgens SABS 1083 mag die krimping nie meer 150 persent wees as dié van beton wat met Witwatersrand= kwartsiet gemaak is nie (Oberholster, 1980).

(f) Gaafheid (eng. soundness)

Die gaafheid van aggregaat word bepaal deur sy weerstand teen fisiese disintegrasië soos volumeveranderinge as gevolg van wisseling in temperatuur en voggehalte. Die natrium (of magnesium)-sulfaattoets word algemeen gebruik om die gaafheid en duursaamheid van aggregaat te bepaal. Sakkies aggregaat met verskillende sifgroottes word vir 5 siklusse in 'n versadigde oplossing van die sulfaat geweek en dan in 'n oond gedroog. Die persentasies wat na 5 siklusse deur dieselfde sifgroottes verlore gaan, word gebruik as 'n maatstaf vir gaafheid (SABS, 1975).

Hierdie toets is in sekere opsigte baie straf en word nie gebruik as 'n absolute basis vir aanvaarding of verwerping van 'n aggregaat nie. 'n Lae verlies (<5%) dui egter gewoonlik op goeie duursaamheid, terwyl 'n hoë verlies (> 18%) nie noodwendig die materiaal diskwalifiseer nie (Oberholster, 1980).

(g) Waterabsorpsie

Die waterabsorpsievermoë van 'n aggregaat is 'n aanduiding van sy gaafheid en daar is gewoonlik 'n goeie korrelasie tussen die resultate van die sulfaattoets en die waterabsorpsietoets. 'n Groot waterabsorpsievermoë lei gewoonlik tot 'n hoë krimpingswaarde terwyl dit ook vereis dat aanpassings gemaak word by die bepaling van die netto hoeveelheid water wat by die betonmengsel gevoeg moet word. SABS 1083 (1975) vereis 'n absorpsie van hoogstens 1 persent maar daar is gevind dat waardes van meer as 1 persent toelaatbaar is vir gesteentes soos puimsteen of tuf terwyl stolrotse met 'n soortgelyke absorpsie reeds in 'n gevorderde stadium van verwerking is (Oberholster, 1980).

(h) Slytweerstand

Hierdie eienskap van aggregaat is belangrik vir beton wat onderworpe gaan wees aan voortdurende dinamiese kragte. In die Los Angeles-skuurtoets word gegradeerde aggregaat en staalballe in 'n staaldrom met 'n uitstaande rak binne in roteer. Die persentasie verliese deur 'n 1,68 mm sif word na elke 100 omwentelings bepaal en die verlies na 500 omwentelings is die Los Angeles-skuurwaarde. Die

vereistes volgens SABS spesifikasie 1083, (1975), is soos volg:

Vir beton wat aan slytasie onderworpe is en vir padoppervlakke: <40%

Vir beton wat nie aan slytasie onderworpe is nie en vir stutlae van paaie: <50%

(i) Skadelike bestanddele

Dit behels (i) minerale wat met Portlandsement mag reageer, die hidrasie van die sement kan beïnvloed of veranderings soos oksidasie of hidrasie kan ondergaan, (ii) oppervlakbedekkings wat goeie binding tussen die aggregraat en die sement kan benadeel en (iii) swak of onstabiele bestanddele. Die belangrikste groepe skadelike bestanddele is die volgende:

Sulfiede soos pirië, chalkopirië, chalkosiet, sfaleriet en galeniet kan oksideer en sulfate vorm wat met Portlandsement kan reageer om ettringiet, 'n jel wat uitsetting en verbrokkeling van beton kan veroorsaak, te vorm. Ysterpirië kan oksideer en die beton vlek.

Gips en ander sulfate beïnvloed die hidrasie van sement en kan ook daarmee reageer om ettringiet te vorm.

Opaal, chalsedoon, tridimiet, kristobaliet en ander silika-ryke gesteentes reageer met die alkalië in sement en veroorsaak aansienlike volumeveranderings. Hierdie reaksie vind meesal slegs plaas met sement wat meer as 0,6%

Na_2O ekwivalent* bevat maar daar bestaan aanduidings dat sekere filliete en gesteentes wat illiet bevat, ook met lae-alkali sement kan reageer.

Uit sewe soorte Suid-Afrikaanse sement, het vyf meer as 0,6 persent Na_2O ekwivalent bevat en volgens Oberholster (1978) is dit die gevolg van veranderde prosesse en energiebesparingsmaatreëls in die sementvervaardigingsbedryf en beperkte hoeveel-

$$* \% \text{Na}_2\text{O}_{\text{ekwivalent}} = \% \text{Na}_2\text{O} + 0,658\% \text{K}_2\text{O}$$

hede lae-alkali ru-materiale wat beskikbaar is.

Onlangse werk deur Oberholster (1978) het aan die lig gebring dat selfs waar die bogenoemde vorms van silika afwesig is, ongewenste reaksies met vry kwarts kan ontstaan waar die gesteentes aan aansienlike spannings onderworpe was. Die groter reaktiwiteit van vervormde kwarts kan toegeskryf word aan die groot aantal mikrokrakies in die kristaltralie en die verswakking van silikon-suurstofbindings.

Gesteentes wat kleiminerale soos montmorilloniet, swelchlo=riet, swelvermikuliet en illiet bevat, ondergaan groot volumeveranderinge met verandering van voggehalte. Die krimpings van beton wat met sulke aggremaat gemaak is, kan baie hoog wees.

'n Ysterhoudende olivien mag ontbind tot swart chloriet met vermeerdering in volume.

Sekere ysterhoudende horingblendes ontbind in soutwater om lelike geel limonietvlekke op beton te vorm.

Ysterryke biotiet kan opbreek in die teenwoordigheid van water en lei tot verswakking van beton.

Dit is nie moontlik om te spesifiseer hoeveel van hierdie bestanddele in 'n aggremaat toelaatbaar is nie. Indien sulke bestanddele dus teenwoordig is, moet die aggremaat aan fisiese toetse onderwerp word om te bepaal wat die effek daarvan is. Daar word hoofsaaklik van petrografiese metodes gebruik gemaak om hierdie bestanddele in die aggremaat te identifiseer.

5.1.2 Fyn aggremaat

Fyn aggremaat of betonsand is daardie deel van die aggremaat wat kleiner is as 4,75 mm. Die fynste materiaal wat as aggremaat beskou kan word, is 0,075 mm (SABS, 1975).

Bousand kan geklassifiseer word op grond van verskeie eienskappe soos oorsprong, bronmateriaal, vervoermiddel, gradering en vorm. In die eerste plek moet daar egter onderskei word tussen natuurlike sand en vervaardigde sand (Oberholster, 1980).

Natuurlike sand word gevorm deur die verwerking van rots en verdere prosesse van vervoer en afsetting. Die mees algemene voorkomste van natuurlike sand is in situ verweerde materiaal, bergpuin, putsand, riviersand, duin=sand en strandsand. Dit is dikwels nodig om hierdie sande te was om van fyn of ander ongewenste bestanddele ontslae te raak.

Vervaardigde sand word verkry deur die meganiese vergruising van rotse en gruis en die term gruisersand word gebruik vir materiaal wat vergruis, gewas en gesif is met die doel om dit as betonsand te gebruik. Mynsand, asook kunsmatig vervaardigde sand van klinkers en slak word soms ook gebruik vir die maak van boustene.

Net soos in die geval van growwe aggremaat, is daar 'n aantal vereistes waaraan betonsand moet voldoen. Die belangrikstes daarvan word kortliks hieronder bespreek:

(a) Gradering

Dit is waarskynlik die belangrikste enkele eienskap van 'n betonsand en beïnvloed nie alleen die water- en sementinhoud van die mengsel nie, maar ook die sterkte en waterdigtheid van die beton.

Die fynheidsmodulus is 'n empiriese faktor wat algemeen gebruik word om 'n aanduiding te gee van die fynheid of grofheid van die sand. Dit word verkry deur die kumulatiewe totaal van die persentasies van materiaal wat behou word op al die siewe van 'n bepaalde reeks tot by, en insluitende die 0,150 mm sif, met 100 te deel. 'n Baie fyn sand kan 'n fynheidsmodulus van so laag as 0,5 hê, terwyl 'n growwe sand 'n waarde van tot 3,5 kan hê.

Die SABS spesifikasie 1083 vir betonsand (SABS, 1975), vereis dat dit aan die grense van gradering en fynheidsmodulus volgens tabel 5.1.3 sal voldoen:

TABEL 5.1.3 GRADERINGSVEREISTES VIR BETONSAND (SABS, 1975)

Soort sand	Persentasies volgens massa deur sifgroottes (mm)			Fynheidsmodulus
	4,75mm	0,15mm	0,075mm	
Natuurlik	90-100%	0-15%	0-5%	1,6 - 3,5
Vervaardig	90-100%	0-20%	0-10%	1,6 - 3,5

Alhoewel 'n groot verskeidenheid graderings dikwels met sukses gebruik kan word, is dit belangrik om op die volgende punte te let:

Die hoeveelheid materiaal groter as 4,75 mm moet sover moontlik beperk word ten einde volledige vermenging met die growwe aggregraat te verseker (Davis et al, 1977).

'n Fyn sand vereis meer water as 'n growwe sand om 'n sekere bewerkbaarheid te verkry en het dus 'n nadelige uitwerking op die krimpings, porositeit en sterkte van beton. 'n Vermindering van 0,2 in die fynheidsmodulus byvoorbeeld, vereis dat die hoeveelheid growwe aggregraat in 'n mengsel met sowat 3 persent vermeerder moet word om dieselfde uiteindelijke massa te verkry (Oberholster, 1980).

Vir waterhoudende strukture gebruik die Departement van Waterwese 'n strengere spesifikasie vir betonsand soos in tabel 5.1.4 uiteengesit (Barnard, 1979).

TABEL 5.1.4 GRADERINGSVEREISTES VIR BETONSAND VIR GEBRUIK
IN WATERHOUDENDE STRUKTURE

Fynheidsmodulus:		2,5 - 3,25
Sifgrootte (mm)	Persentasie deur	
6,7	98 - 100	
4,75	95 - 100	
2,36	80 - 95	
1,18	60 - 90	
0,60	40 - 60	
0,30	15 - 35	
0,15	0 - 10	
0,075	0	

(b) Vorm en oppervlaktekstuur

Goed geronde sferiese korrels vereis minder water in 'n mengsel as skerfagtige, hoekige korrels en 'n beter gehalte beton kan dus daarmee vervaardig word. As 'n algemene riglyn kan aanvaar word dat die watervereiste vir fynaggregaat nie meer as 220 liter/m³ vir beton behoort te wees nie (Davis et al, 1977).

(c) Krimping

Effense krimping van beton is normaal, maar sekere soorte sand gee aanleiding tot ernstige kraakvorming en vervorming van strukture. Hierdie soort sande is hoofsaaklik afkomstig van fynkorrelrige sandsteen, slijksteen en moddersteen van die Groepe Ecce en Beaufort en van basalt van die Groep Drakensberg (Davis, 1977).

Net soos in die geval van growwe aggregaat, word die krimpingseienskappe van fyn aggregaat bepaal deur die gedrag van betonprismas wat met die betrokke sand vervaardig is, met betonprismas gemaak van standaardsand te vergelyk. Die maksimum krimping wat toegelaat word is 150 persent van dié van die standaardmengsel (Oberholster, 1980).

(d) Ongewenste bestanddele

Sand bevat dikwels bestanddele wat ongewenste eienskappe in beton tot gevolg het. Die belangrikste ongewenste bestanddele

dele is die volgende (Oberholster, 1978 en 1980 en SABS, 1975):

(i) Fynstof: Fynstof is die materiaal wat kleiner is as 0,075 mm en bestaan uit slik (0,002-0,075 mm) en klei (<0,002 mm). Hierdie soorte materiaal het groot spesifieke oppervlaktes en vereis dus baie water en 'n hoë sementinhoud. Klei vorm oppervlakbedekkings op sandkorrels wat lei tot swak binding en kleiminerale kan aanleiding gee tot volumeveranderinge. Oor die algemeen word aanvaar dat daar nie meer as 3 persent materiaal fyner as 0,075 mm in die sand teenwoordig moet wees nie.

(ii) Organiese onsuiverhede: Die teenwoordigheid in betonsand van organiese stowwe afkomstig van verrottende plantemateriaal, suiker of afvalstowwe van houtmeulens, veroorsaak 'n vertraging van die verhardingsproses of kan lei tot geleidelike uitsetting van die beton. Die spesifikasie vir oplosbare stowwe vereis dat beton wat met 'n gegewe sand gemaak is, minstens 85 persent van die sterkte van beton wat met dieselfde sand na 'n deeglike wasproses gemaak is, moet hê.

(iii) Oplosbare soute: Natriumsulfaat en natriumchloried in sand veroorsaak onaansienlike effloressensie en dikwels verbokkeling van beton. Natriumsulfaat reageer ook met Portlandsement en vorm ettringiet wat uitsetting en verbokkeling van beton veroorsaak.

(iv) Chloriedinhoud: Chloried in sand veroorsaak korrosie van bewapening en verbokkeling van die beton. In voorgespanne beton mag die hoeveelheid chloried (uitgedruk as Cl^-) nie 0,01 persent oorskry nie en in ander beton is die maksimuminhoud 0,03 persent.

(v) Sulfate: Sulfate soos gips vertraag die hidrasie van sement en kan ook met die sement self reageer om ettringiet te vorm.

(vi) Sulfiede: Piriet, chalkopiriet, markasiet en ander sulfiede reageer met water en suurstof om sulfate te vorm wat ongewenste reaksies veroorsaak. Dit kan ook lelike vlekke op die beton veroorsaak.

(vii) Mika: So min as 3 persent muskoviet veroorsaak swakker bewerkbaarheid en betonsterkte. Biotiet kan in hoeveelhede van 10 tot 15 persent teenwoordig wees sonder om die eienskappe van beton ernstig te benadeel.

(viii) Skulpinhoud: Daar bestaan geen vaste voorskrifte vir skulpinhoud nie en verdere verrigtingstoetse word aanbeveel vir sand wat meer as 30 persent gebreekte skulp of 5 persent ongebreekte skulp bevat.

(ix) Ander bestanddele: Sand wat meer as 1 persent materiaal van lae digtheid soos steenkool of ligniet of meer as 5 persent sagte, plaatvormige bestanddele soos skalie bevat, behoort aan verrigtingstoetse onderwerp te word.

5.2 STORTKLIP

Stortklip (eng. rip-rap) is materiaal wat bestaan uit rots= blokke van verskillende groottes wat teen die stroomopkant van vuldamme geplaas word om erosie van die damwal as gevolg van golfaksie van die water te verhoed (ICOLD, 1978).

Golwe wat in die water ontstaan, breek teen die damwal en hulle energie word vernietig deur turbulensie en opspoeling teen die wal met gepaardgaande erosie in die sone net bokant die watervlak en afsetting van materiaal of strandvorming net daaronder. In die sone wat aan erosie onderworpe is, word die damwalhelling al hoe steiler en kleinskaalse swigtings kan progressief plaasvind totdat die vryboord sodanig verminder dat golwe bo-oor die damwal breek en verdere erosie of totale swigting van die wal veroorsaak (Sherard et al, 1963).

Die erosiekrag van golwe word bepaal deur hulle hoogte wat 'n funksie is van die windsnelheid en die afstand wat dit oor die water waai.

Soos die benaming aandui, word stortklip gewoonlik met wipbakvragmotors op die damwal gestort en daarna met behulp van stootskrapers oor die wal versprei. 'n Ander vorm van hellingbeskerming wat in die verlede dikwels in Suid-Afrika toegepas is, is handgepakte klip. Dit voorsien 'n baie netjiese afwerking en vereis minder materiaal, maar as gevolg van die toenemende koste van handarbeid, word daar deesdae feitlik uitsluitlik van gestorte klip gebruik gemaak. Die voordele van stortklip bo ander vorms van hellingbeskerming is dat die ruwe oppervlak baie energie absorbeer, dit min deur vassakking van die damwal beïnvloed word en dit die mees ekonomiese metode van beskerming is, mits die rots binne 10km van die terrein beskikbaar is. Vervoer van groot hoeveelhede rots oor langer afstande is onprakties omdat die soort vragmotors wat daarvoor geskik is, nie op openbare paaie gebruik mag word nie en hulle bande neig om oorverhit te raak indien hulle onafgebroke lang afstande moet aflê.

Stortklip word oor lang tydperke aan skokbelastings, vibrasie, slytasie, erosie, alternatiewe toestande van benetting, uitdroging, verhitting en afkoeling blootgestel en ten einde te verhoed dat die materiaal ophig, opbreek of uitspoel, word die volgende vereistes ten opsigte van gradering, vorm, duursaamheid en digtheid daaraan gestel:

(a) Gradering

Die doel met 'n spesifieke gradering vir die stortklip is om te verseker dat daar voldoende blokke van sodanige massa is dat die golwe hulle nie kan ophig nie en dat hulle 'n natuurlike filter vorm om te verhoed dat fyner materiaal nader aan die damwal deur die terugspoeling van water verwyder kan word. Gradering

van die materiaal word gespesifiseer in terme van die persentasie van die totale massa van 'n monster wat deur verskillende sifgroottes gaan. 'n Materiaal met 'n D_{60} van 100mm, bevat 60 persent fragmente wat kleiner is as 'n sif met grootte van 100mm.

Volgens algemene beginsels van grondbeganika, is 'n materiaal goed gegradeer indien sy uniformiteitskoëffisiënt (C_u) groter is as 10.

$$\text{m.a.w. } C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 10$$

Spesifikasies vir die rotsblokgruotteverspreiding om aan bogenoemde vereistes te voldoen word in tabel 5.2.1 gegee (Taylor, 1973).

TABEL 5.2.1 SPESIFIKASIE VIR STORTKLIPGRADERING
VOLGENS TAYLOR (1973)

Maks. golfhoogte (m)	D_{50} (mm)	Maks. rotsgruotte (kg)	Laagdikte (m)
0 - 0,3	200	45	0,3
0,3 - 0,6	250	90	0,38
0,6 - 1,2	310	227	0,46
1,2 - 1,8	380	680	0,61
1,8 - 2,4	460	1134	0,76
2,4 - 3	610	1814	0,91

(b) Duursaamheid

Daar bestaan geen standaard spesifikasie vir die duursaamheid van stortklip nie. Aangesien die materiaal egter aan sulke strawwe toestande onderwerp word, gebruik talle instansies die sulfaattoets vir gaafheid (paragraaf 5.1.1 (e)) en 'n maksimum verlies van 5 persent word aanvaar (De Puy, 1965). 'n Alternatiewe spesifikasie wat veral gebruik word in gebiede waar bevriësing kan voorkom, is 'n waterabsorbsievermoë van hoogstens 1 persent.

(c) Vorm

Plaatvormige rotsfragmente het dikwels voorkeur geniet waar handgepakte bedekkings geplaas moes word. Vir stortklip is ruwe kubiese vorms egter noodsaaklik ten einde 'n digte pakking en stewige ineensluiting van rotsblokke te verkry.

(d) Digtheid

Gesteentes met 'n digtheid van minder as 2400 kg/m^3 sal normaalweg nie vir gebruik as stortklip aanbeveel word nie.

Werk deur Saltzman (1975) het getoon dat die ultrasoniese kavitasietoets die vinnigste en mees akkurate metode is om defekte in die tekstuur en mineralogie van gesteentes mee te bepaal. Die toets maak gebruik van 'n ultrasoniese sonde waaraan 'n klein skyfie van die rotsmonster vasgeheg word en dan vir 'n periode van 1 minuut aan 'n vibrasie van 20 000 Hz onderwerp word. Verswakking van die monster word met behulp van 'n mikroskoop bepaal en 'n tienvoudige klassifikasie is voorgestel. Monsters wat glad nie aangetas word nie of slegs effens gepok raak, word as aanvaarbare stortklip beskou.

Ander toetse wat deur De Puy (1965) en Saltzman (1975) voorgestel is, behels bepaling van die soortlike gewig, Schmidt-hamerwaarde, Los Angeles-slytwaarde en verlies as gevolg van vries-dooisiklusse.

5.3 ROTSVULLING

Tot betreklik onlangs was daar geen probleme met die definisie van rotsvulmateriaal nie en die spesifikasie daarvoor was eenvoudig dat dit uit sterk duursame rots moet bestaan (Sherard et al, 1963). Met verloop van tyd is rots en grond alhoemeer saam (dog in afsonderlike sones) in een dam gebruik en die tradisionele grondvul- of rotsvuldamme moes plek maak vir grond-rotsdamme wat beter gebruik van alle beskikbare materiale op 'n terrein kon maak. Ten spyte van die kombinasie van hierdie soort materiale is daar egter duidelik onderskei tussen rots- en grondsones en rotsvulmateriaal het steeds gedui op harde rotsfragmente wat vry dreinerings toelaat.

As gevolg van toenemende konstruksiekoste, beperkings op konstruksietye en tekorte aan geskikte grond- of rotsmateriale, is daar gedurende die afgelope vyf jaar 'n aantal damme ontwerp met rotsvulsones wat nie uit die tradisionele sterk, duursame rotsmateriaal bestaan nie. In hierdie damme word skalie, sagte sandsteen of verweerde gesteentes wat voorheen nooit vir enige soort vuldam oorweeg is nie gebruik en daar is waarskynlik geen rede waarom dit nie volkome suksesvol sal wees nie.

Die belangrikste funksie van die rotsvulsone in 'n vuldam is om bestutting te verleen aan die ondeurlatende sone, hetsy kleikern of stroomopmembraam. Vry dreinerings en hoë skuifsterkte van tradisionele rotsvulmateriaal het dit moontlik gemaak om met steil kanthellings en klein totale damwalvolumes, stabiele strukture te bou. Halfdeurlatende sones in grondvuldamme vervul egter presies dieselfde funksie as rotsvulsones maar vereis platter kanthellings en gevolglik meer materiaal. Daar kan dus aanvaar word dat materiale met eienskappe van dreinerings en skuifsterkte wat tussen dié van grond en rots val, ook in vuldamme gebruik kan word, mits die nodige aanpassings ten opsigte van sonering, dreinerings en kanthellings gemaak word. Die groot probleem was egter die onsekerheid oor die gedrag van sulke materiaal tydens konstruksie en die langtermyn veranderings wat dit in 'n damwal kan ondergaan. Vir die beoordeling van hierdie soort vulmateriaal moet die volgende kombinasies van aanvanklike sterkte en langtermyn duursaamheid dus in aanmerking geneem word (George, 1977):

(a) Hoë sterkte en hoë duursaamheid

Hierdie soort materiaal is deur die jare as rotsvulling gebruik en het goeie diens gelewer vanweë die inherente hoë deurlatendheid en skuifsterkte daarvan.

(b) Hoë sterkte en lae duursaamheid

Hierdie materiaal breek nie op tydens die plasing en kompaksie nie maar verswak mettertyd, rots-tot-rots kontakpunte breek af en groot vassakking van die wal kan plaas-

vind met gepaardgaande verlaging in deurlatendheid en skuifsterkte.

(c) Lae sterkte en hoë duursaamheid

Indien die belasting as gevolg van kompaksie die sterkte van kontakpunte en die belasting van die opvulling oortref, dan behoort daar geen probleme met verdere vassakking van so 'n wal te wees nie. Aanpassings aan die ontwerp sal egter nodig wees om voorsiening te maak vir die laer deurlatendheid en skuifsterkte van verbrokkelde materiaal wat punt-tot-punt rotskontakte verhoed.

(d) Lae sterkte, lae duursaamheid

Indien die kompaksie voldoende is om te verseker dat die materiaal sodanig opbreek dat alle openings gevul word, dan behoort daar geen verdere verswakking of kompaksie van die vulmateriaal plaas te vind nie. Die ontwerp moet egter aangepas word volgens die eienskappe van die materiaal ná plasing.

In die geval van kombinasie (a) hierbo, geld die tradisionele spesifikasies vir rotsvulmateriaal. Dit behels (i) goeie gradering ($C_u > 10$), (ii) hoë deurlatendheid ($D_{10} > 0,02$ mm), (iii) maksimumgrootte van 0,2-0,3 m en (iv) wrywingshoek van minstens 50 grade (Marsal, 1973).

Dit is belangrik om daarop te let dat die skuifsterkte afneem met groter blokgroottes en ook dat die wrywingshoek kan verminder van byvoorbeeld 70 grade onder lae insluitdruk tot 60 grade onder hoë insluitdruk (Marsal, 1973).

Vir kombinasies (c) en (d) hierbo is dit noodsaaklik dat grootskaalse laboratoriumtoetse gedoen of proefwalle gebou word ten einde die gedrag en eienskappe van die materiaal te bepaal.

5.4 GRONDVULMATERIAAL

Ondeurlatende grondvulmateriaal word gebruik as kern of stroomopbekleding in gesoneerde grondvul- of rotsvuldamme en vir die konstruksie van ondeurlatende kombeslae aan die stroomopkant van verskeie soorte damme. Die belangrikste vereistes vir hierdie soort materiaal is dus waterdigtheid, plastisiteit (vermoë om te kan vervorm sonder dat krake vorm) en weerstand teen pypvorming en dispersie.

Halfdeurlatende en deurlatende grondvulmateriaal word gebruik in homogene damwalle asook in die kante van gesoneerde walle. Hierdie materiaal moet groter stabiliteit verleen teen skuifswigting en moet bestand wees teen pypvorming.

Grondmateriaal kan, nadat dit kunsmatig gekompakteer is, aan verskeie fisiese toetse onderwerp word om bogenoemde eienskappe te bepaal. Gedurende die vroeë ondersoekstadium vir hierdie soort materiaal word daar egter van 'n aantal standaard indikatortoetse soos gradering, Atterberg-grense en voggehalte gebruik gemaak om dit te klassifiseer.

(a) Gradering

Gradering of bepaling van die korrelgrootteverspreiding van grond word uitgevoer deur sif- en hidrometeranalises. Vir die sifanalise word 'n monster van die grond deur 'n stel siwe van verskillende standaardgroottes geskei. So 'n meganiese skeiding is moontlik met deeltjies groter as 0,075 mm. Die hidrometermetode word uitgevoer op deeltjies kleiner as 0,075 mm en dit behels die suspensie van die materiaal in gedistilleerde water en die meting van die soortlike gewig daarvan op verskillende tye met behulp van 'n hidrometer.

Die resultate van die graderingsanalise word as 'n graderingskurwe (persentasie van die monster volgens massa wat deur 'n sekere sifgrootte gaan, teen die sifgrootte op 'n

logskaal) uitgeteken (figuur 5.4.1). Van die posisie en vorm van hierdie kurwe kan 'n hele aantal afleidings omtrent die eienskappe van die grond gemaak word:

(i) Effektiewe grootte (D_{10}): Die effektiewe grootte van 'n materiaal is daardie sifgrootte waardeur 10 persent van die materiaal gegaan het. Dit beteken dus dat 10 persent van die monster fyner is as die effektiewe grootte. Daar bestaan 'n redelike goeie korrelasie tussen die effektiewe grootte van 'n grondmateriaal en die deurlatendheidskoeffisiënt (k) daarvan (Cedergren, 1973):

$$k = C \cdot (D_{10})^2 \text{ in cm/sek}$$

waar D in mm

en C 'n konstante met waarde tussen

1 en 1,5

(ii) Uniformiteitskoeffisiënt (C_u): 'n Plat graderingskurwe dui op 'n goed gegradeerde grond (wye reeks van korrelgroottes) terwyl 'n steil kurwe kenmerkend is van 'n uniforme materiaal (korrels almal byna dieselfde grootte).

Die uniformiteitskoeffisiënt (C_u) word soos volg bereken:

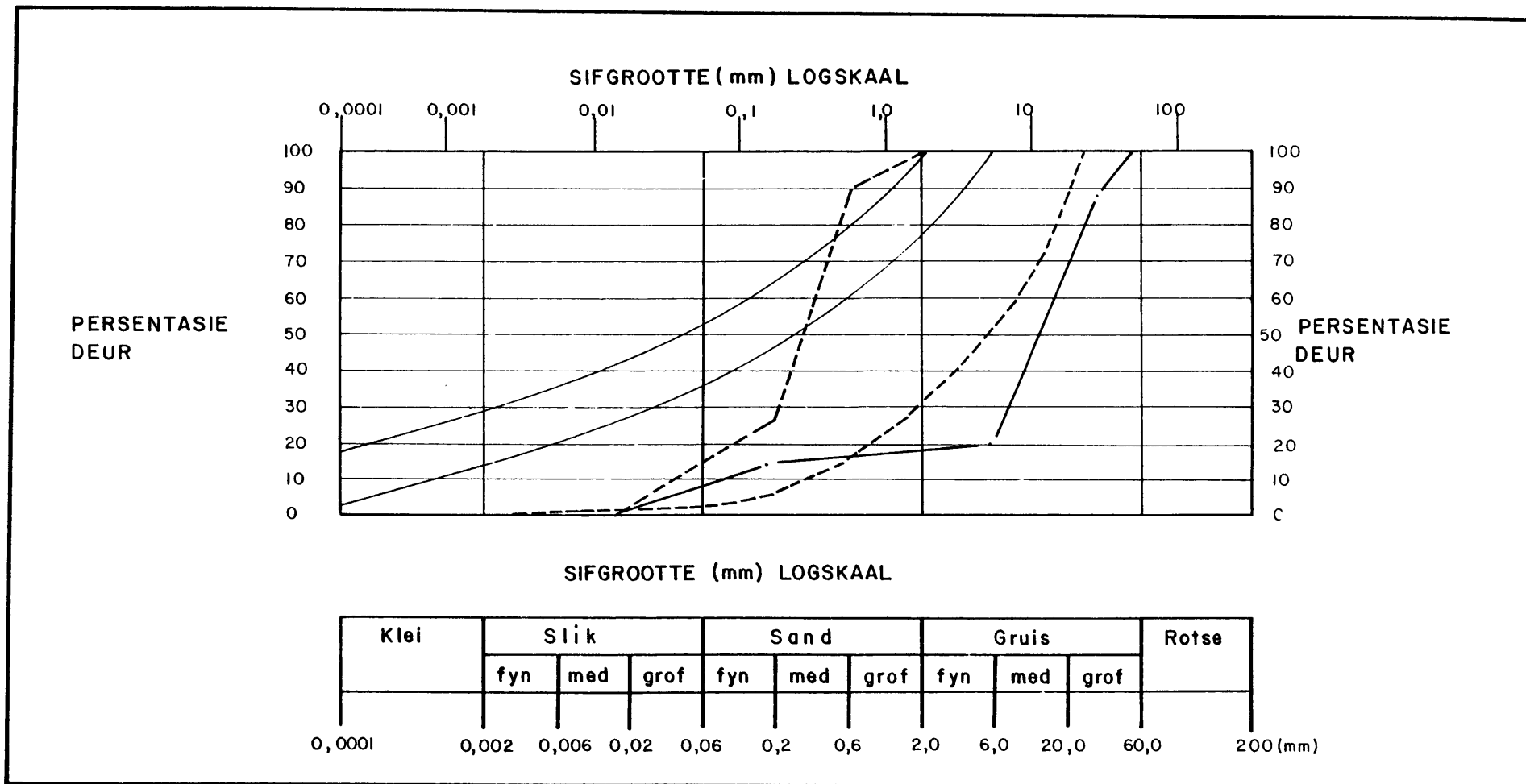
$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

Gronde met 'n C_u van minder as 4 word as uniform geklas= sifiseer terwyl gronde met C_u groter as 10, goed gegradeer is.

(iii) Krommingskoeffisiënt (C_c): Die kromming van 'n graderingskurwe bepaal ook die verspreiding van die korrel= groottes en die krommingskoeffisiënt (C_c) word soos volg bepaal:

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} \times D_{10}}$$

Goed gegradeerde gronde het 'n C_c wat wissel tussen 1 en 3.



FIGUUR 5.4.1 VOORBEELDE VAN GRADERINGSKURVES (PERSENTASIE VAN GRONDMONSTER DEUR - OF FYNER AS - BEPAALDE SIFGROOTTES).

(b) Atterberg-grense

Toetse om die Atterberg-grense van grondmateriale te bepaal word uitgevoer ten einde die effek van verskillende voggehaltes op die stewigheid van fynkorrelrige gronde te bepaal.

- (i) Die vloeigrens (VG) word gedefinieer as daardie voggehalte waarby grond 'n sekere minimum skuifsterkte bereik. By hierdie skuifsterkte vloei 'n groef van standaardgrootte in 'n grondmonster toe nadat die monster vir 25 keer in 'n standaardhouer op 'n rubberbasis getik word.
- (ii) Die plastisiteitsgrens (PG) is die voggehalte waarby 'n grondmonster begin kraak en breek wanneer dit met die hand in rolletjies van sowat 3 mm in diameter gerol word.
- (iii) Die krimprens (KG) is die voggehalte waarby die monster nie verder van volume verander nie en nie meer versadig is nie. Dit kan bepaal word deur 'n grondmonster stadig droog te maak en die voggehalte daarvan te bepaal sodra dit van kleur verander.

(c) plastisiteitsindeks (PI)

Die plastisiteitsindeks is die vloeigrens minus die plastisiteitsgrens:

$$PI = VG - PG$$

(d) Voggehalte (W)

Grondvog speel 'n uiters belangrike rol by die fisiese eienskappe van die materiaal en die bepaling van voggehalte is 'n belangrike indikatortoets. Dit word soos volg bereken:

$$W = \frac{M_w}{M_s} \times 100\%$$

waar M_w die massa water en

M_s die massa soliede korrels in 'n monster is.

(e) Casagrande se plastisiteitskaart

Casagrande (1948) het vasgestel dat die verband tussen die plastisiteitsindeks en die vloei-grens gebruik kan word om fynkorrelrige gronde te klassifiseer en sy plastisiteitskaart bevat 'n sogenaamde A-lyn wat die grens vorm tussen kleigrond en slikgrond (figuur 5.4.2).

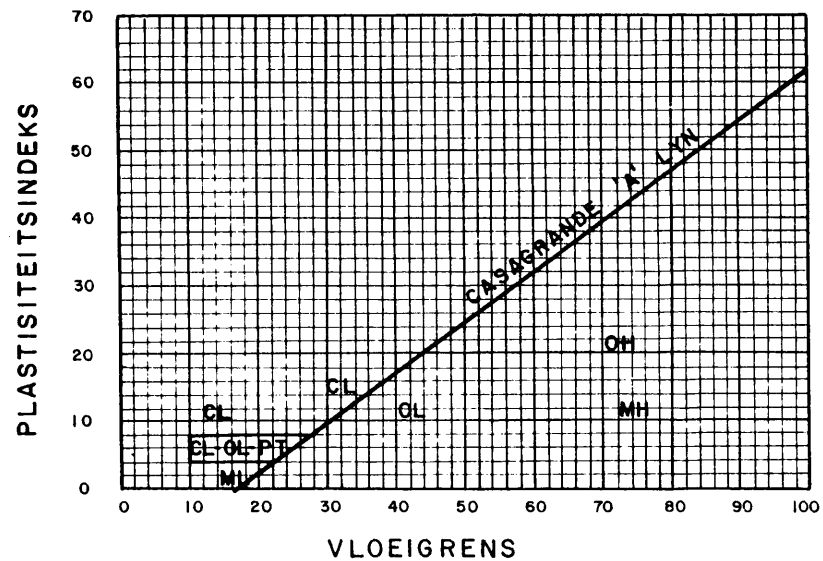
(f) Die Unifiedgrondklassifikasiestelsel

Daar bestaan verskeie stelsels vir die klassifikasie van grond vir verskillende gebruike. Die stelsel wat die beste eienskappe van meeste ander stelsels kombineer en as baie geskik bewys is vir die klassifikasie van damkonstruksie-materiale, is die Unifiedstelsel van die U.S. Corps of Engineers (1953). Hierdie stelsel berus hoofsaaklik op die korrelgrootteverspreiding en plastisiteit van grondmateriaal en word soos volg toegepas (sien ook tabel 5.4.1):

- (i) Klassifikasie volgens korrelgrootteverspreiding en organiese bestanddele in growwe, fyn of organiese (Pt) groepe.
- (ii)a) Klassifikasie volgens korrelgrootteverspreiding van die growwe groep as gruis (G) of sand (S).
 - b) Klassifikasie volgens Casagrande se plastisiteitskaart van die fyn groep as slik (M), klei (C) of organiese (O) materiaal.
- (iii) Klassifikasie volgens korrelgrootteverspreiding van gruis of sand as skoon of met fynstof.
- (iv)a) Klassifikasie volgens uniformiteitskoëffisiënt en krommingskoëffisiënt van skoon gruis of skoon sand as goed (G) of swak (P) gegradeer.
 - b) Klassifikasie volgens Casagrande se plastisiteitskaart van fynstof in gruis of sand as slik (M) of klei (C).
 - c) Klassifikasie volgens vloei-grenswaarde van slik, klei of organiese materiaal in fyngroep as van hoë (H) of lae (L) plastisiteit.

Tabel 5.4.1. Unified Grondklassifikasiesistelsel.

GROF (meer as 50% >75 µm)								FYN (minder as 50% >75 µm)						ORG.
GRUIS (G) meer as 50% van growwe deel val tussen 2 - 60 mm				SAND (S) minder as 50% van growwe deel val tus= sen 2 - 60 mm				SLIK Onder A-lyn	KLEI Bo A-lyn		ORG Onder A-lyn kleur, reuk.			
SKOON minder as 5% deur 75 µm		MET FYNSTOF meer as 12% deur 75 µm		SKOON minder as 5% deur 75 µm		MET FYNSTOF meer as 12% deur 75 µm			H L	H L	H L	H L		
GOED GEGRADEER W $C_u > 4$ $1 < C_c < 3$ GW	SWAK GEGRADEER P CP	SLIK M PI onder A-lyn PI <4 GM	KLEI C PI bo A-lyn PI >7 GC	GOED GEGRADEER W $C_u > 4$ $1 < C_c < 3$ SW	SWAK GEGRADEER P SP	SLIK M PI onder A-lyn PI <4 SM	KLEI C PI bo A-lyn PI >7 SC	Vloei-grens >50 MH					Vloei-grens <50 ML	Vloei-grens >50 CH



VIR DIE BETEKENIS VAN DIE SIMBOLE SIEN TABEL 5.4.2

FIGUUR 5.4.2 PLASTISITEITSKAART WAARIN DIE VERBAND TUSSEN DIE PLASTISITEITSINDEKS EN DIE VLOEIGRENS GEBRUIK WORD OM FYNKORRELIGE GRONDE TE KLASSIFISEER (CASAGRANDE, 1948).

Die vyftien klasse waarin grond gegroepeer word en tipiese benamings vir die verskillende grondklasse word in tabel 5.4.2 gegee (volgens U.S. Corps of Engineers, 1953).

TABEL 5.4.2 TIPIESE BENAMINGS VIR GRONDKLASSE VOLGENS UNIFIEDSTELSEL

SIMBOOL	TIPIESE NAAM
GW	Goed gegradeerde gruiſe of gruiſ-sand mengsels met geen of min fynstof
GP	Swak gegradeerde gruiſe of gruiſ-sand mengsels met min of geen fynstof
GM	Slikkerige gruiſe of gruiſ-sand-slik mengsels
GC	Kleierige gruiſe of gruiſ-sand-klei mengsels
SW	Goed gegradeerde sande of gruiſhoudende sande met min of geen fynstof
SP	Swak gegradeerde sande of gruiſhoudende sande met min of geen fynstof
SM	Slikkerige sande of sand-slik mengsels
SC	Kleierige sande of sand-klei mengsels
ML	Anorganiese slikke en fyn sande, slikkerige of kleierige fyn sande of kleierige slikke met effense plastisiteit.
CL	Anorganiese kleie van lae of min plastisiteit, gruiſhoudende-, sanderige- of slikkerige kleie
OL	Organiese slikke en slikkerige kleie met lae plastisiteit
MH	Anorganiese slikke, mikaryke, fyn, sanderige of slikkerige gronde of plastiese slikke
CH	Anorganiese kleie met hoë plastisiteit
OH	Organiese kleie met medium tot hoë plastisiteit of organiese slikke
Pt	Veen en ander hoogs organiese gronde

'n Opsomming van die algemene ingenieurseienskappe van die verskillende grondklasse en hulle relatiewe geskiktheid vir gebruik in die verskillende sones van vuldamme word in tabel 5.4.3 gegee (Sherard et al, 1963).

5.4.1 Ondeurlatende grondvulling

Die belangrikste eienskappe vir ondeurlatende grondvul- of kernmateriaal is lae deurlatendheid, voldoende plastisiteit en weerstand teen pypvorming. Ten einde aan hierdie vereistes te kan voldoen, moet die materiaal dus genoeg fynstof bevat om deeglike kompaksie te verkry, 'n redelike hoë plastisiteitsindeks hê vir buigbaarheid en min of geen organiese materiaal bevat nie (Sherard et al, 1963).

(a) Deurlatendheid

Die tempo van waterdeursypeling (Q) deur 'n damwal of kernsone hang af van die deurlatendheidskoëffisiënt (k), hidrouliese gradiënt (i) en oppervlakte waardeur syfering kan plaasvind (A). Volgens Darcy se Wet:

$$Q = k.i.A$$

$$= \frac{k.(h_1 - h_2).A}{D}$$

waar $h_1 - h_2$ die verskil in druk tussen die stroomop- en stroomafkante van die sone en D die dikte van die sone is.

Dit blyk dus dat met 'n gegewe deurlatendheidskoëffisiënt, die vloeiempo verminder kan word deur die lengte van deursypeling of die dikte (D) van die ondeurlatende sone te vermeerder. Hoe dikker die ondeurlatende sone egter word, hoe groter effek het dit op die stabiliteit van die damwal en die mees ekonomiese ontwerp word verkry met die dunste en mees ondeurlatende damkern. Die maksimum toelaatbare deurlatendheid vir gekompakteerde kernmateriaal wat deur die Departement van Waterwese in Suid-Afrika gespesifiseer word is 1×10^{-7} m/sek (Barnard, 1979).

TABEL 5.4.3 ALGEMENE INGENIEURSEIENSAPPE VAN GRONDKLASSE VOLGENS DIE UNIFIEDKLASSIFIKASIESTELSEL

SIMBOOL	ALGEMENE EIENSAPPE VAN GEKOMPakteERDE MATERIAAL			RELATIEWE GESKIKTHEID AS GRONDVULLING		
	DEURLATENDHEID (m/sek)	SKUIF=STERKTE	SAMEDRUK=BAARHEID	HOMOGENE VULLING	KERN	KANT
GW	$10^{-6} - 10^{-4}$	1	1	-	-	1
GP	$10^{-5} - 10^{-2}$	2	1	-	-	2
GM	$10^{-10} - 10^{-7}$	2	1	2	4	-
GC	$10^{-11} - 10^{-8}$	2 - 3	1	1	1	-
SW	$10^{-5} - 10^{-6}$	1	1	-	-	3
SP	$10^{-5} - 10^{-3}$	2	1	-	-	4
SM	$10^{-10} - 10^{-5}$	2	2	4	5	-
SC	$10^{-11} - 10^{-8}$	2 - 3	2	3	2	-
ML	$10^{-11} - 10^{-8}$	3 - 4	3	6	6	-
CL	$10^{-11} - 10^{-9}$	3	3	5	3	-
OL	$10^{-11} - 10^{-8}$	4	3	8	3	-
MH	$10^{-12} - 10^{-10}$	4	4	9	9	-
CH	$10^{-13} - 10^{-11}$	3 - 4	4	7	7	-
OH	$10^{-13} - 10^{-10}$	5	5	10	10	-
Pt	-	-	-	-	-	-

SLEUTEL TOT SYFERS

SKUIFSTERKTE

BAIE HOOG = 1
 HOOG = 2
 MED. = 3
 LAAG = 4
 BAIE LAAG = 5

SAMEDRUKBAARHEID

BAIE MIN = 1
 MIN = 2
 MATIG = 3
 HOOG = 4
 BAIE HOOG = 5

GESKIKTHEID: 1 = BESTE
 10 = SWAKSTE

(b) Gradering

Ten einde aan die nodige vereistes ten opsigte van deur=
latendheid en plastisiteit te voldoen, moet tussen 40 en
50 persent van die materiaal kleiner wees as 0,425 mm
en 20-30 persent kleiner as 0,075 mm (Barnard, 1979).

(c) Vloeiërens en lineêre krimp

Materiaal met 'n vloeiërens van tussen 25 en 40 persent
en lineêre krimp van tussen 5 en 8 persent word normaalweg
gebruik. Vloeiërens van tot 65 persent en lineêre krimp
tot 14 persent is egter al in spesiale gevalle gebruik
(Barnard, 1979).

(d) Voggehalte en digtheid

Daar is 'n bepaalde (optimum) voggehalte (OVG) waarby 'n
materiaal tot die maksimum droë digtheid (MDD) deur
middel van 'n bepaalde kompaksiëpoging gebring kan word.
Kernmateriaal word gewoonlik by 'n voggehalte effens
hoër as die OVG gekompakteer om groter plastisiteit te
verseker. Die OVG van geskikte kernmateriaal val gewoon=
lik tussen 12 en 20 persent en behoort nooit 30 persent
te oorskry nie. Die minimum digtheid vir kernmateriaal is
 1400 kg/m^3 (Barnard, 1979).

(e) Dispersiwiteit

Kleigronde kan disperseer wanneer die elektriese oppervlak=
ladings op kleideeltjies (afstootkragte) die Van der Waals=
kragte oortref. Wanneer sulke gronde in aanraking kom met
water, kom kleideeltjies los van mekaar en as die water
beweeg, word die los deeltjies weggevoer en vind pypvorm=
ing in die grond plaas.

Dispersiewe gronde kom oor groot gebiede in Suid-Afrika
voor (Groepe Beaufort en Ecca en verskeie graniëte) en
talle plaasdamme het as gevolg daarvan geswig. Dit is nie
moontlik om dispersiewe gronde met behulp van die normale
grondmeganikatoetse te identifiseer nie en spesiale chemiese
of fisiese toetse moet uitgevoer word. Studies in Suid-
Afrika (Donaldson, 1965) en die V.S.A. (Sherard et al, 1977)
het aangetoon dat die belangrikste faktore wat dispersiwi=
teit bepaal (i) die hoeveelheid opgeloste natriumsoute in

die porieëwater van die grond en (ii) die oplosbare soutinhoud van die water wat deursyfer is.

(i) Opgeloste natriumsoute in porieëwater: Natriumione in die porieëwater vermeerder die dikte van die gediffundeerde dubbel waterlaag wat grondpartikels van mekaar skei en vergemaklik dispersie. Hoe hoër die verhouding van oplosbare natrium tot die totale oplosbare soute, hoe meer dispersief is die klei.

(ii) Oplosbare soutinhoud van syferwater: Hoe laer die oorspronklike soutinhoud van die water, hoe meer natriumsoute kan dit oplos en hoe hoër is die risiko vir dispersie. Reënwater wat deur 'n damwal syfer bied dus die grootste risiko ten opsigte van dispersiewe erosie.

5.4.2 Halfdeurlatende grondvulmateriaal

Hierdie soort materiaal word gebruik in homogene grondwalle en in die kante of willekeurige sones van gesoneerde grondwalle. Die doel van halfdeurlatende sones is om die kernmateriaal wat 'n laer skuifsterkte het, te stut. Die vereistes waaraan halfdeurlatende grondvulmateriaal moet voldoen is derhalwe 'n hoë skuifsterkte, hoë digtheid, redelike hoë deurlatendheid en weerstand teen pypvorming of dispersie. Dit is egter moontlik om die ontwerp (kanthellings, sonering en dreinerings) van 'n damwal sodanig aan te pas dat feitlik enige soort materiaal gebruik kan word.

a) Deurlatendheid

Vir homogene damwalle word 'n deurlatendheid van hoogstens 1×10^{-6} m/sek verlang terwyl die deurlatendheid van kantsones tussen 1×10^{-2} (rotsvulling) tot 1×10^{-10} m/sek mag wissel (Barnard, 1979).

b) Voggehalte en digtheid

Die optimum voggehalte van hierdie soort materiale behoort gewoonlik tussen 10 tot 15 persent te val en digthede tussen $1700-1900 \text{ kg/m}^3$ (Barnard, 1979).

5.5 FILTERMATERIAAL

Die doel van filtersones tussen sones van fynkorrelrige materiale in damwalle is om te verhoed dat die fyner materiaal onder die invloed van swaartekrag of 'n hidrou= liese gradiënt (syferingskrag) in die ruimtes van die growwer materiaal beweeg en sodoende aanleiding gee tot pypvorming, holtevorming, vassakking of the verstopping van materiaal wat vryelik moet kan dreineer. Die korrel= grootteverspreiding van 'n filtersone moet dus sodanig wees dat dit genoeg fynmateriaal bevat om beweging van fyner partikels van die fynkorrelrige sone af te verhoed en ter= selfdertyd genoeg growwe materiaal bevat om nie self na die grofkorrelrige materiaal te beweeg nie. In die geval waar die korrelgroottes van twee sones baie verskil (byvoorbeeld kleikern teen rotsvulling) is een enkele filterlaag dikwels nie voldoende nie en moet van verskillende filters wat progressief growwer word, gebruik gemaak word.

'n Algemeen aanvaarbare spesifikasie van filtermateriaal ten opsigte van die grond wat in posisie gehou moet word, is soos volg (Thomas, 1976):

$$(a) \quad 5.D_{85}^* (\text{grond}) \geq D_{15}^* (\text{filter}) \geq 5.D_{15}^* (\text{grond})$$

(b) Die graderingskurwes vir die filter en die grond moet ongeveer dieselfde vorms hê.

(c) Die filter mag nie meer as 5 persent materiaal kleiner as 0,075 mm bevat nie.

(d) As die grond baie gruis bevat moet die filterontwerp baseer word op die gedeelte van die grond wat kleiner as 25 mm is.

* Die D_{85} en D_{15} van 'n grond is daardie sifgrootte waardeur 85 en 15 persent onderskeidelik van die grond sal gaan.

HOOFSTUK 6. INGENIEURSGEOLOGIESE ONDERSOEKE

Ingenieursgeologiese ondersoeke vir damme vereis gewoonlik die gebruik van die volle spektrum van tegnieke wat die ingenieursgeoloog tot sy beskikking het. Die rede hiervoor is die streng vereistes wat damme stel ten opsigte van hulle ligging (hoofstuk 2), fundamente (hoofstuk 4) en konstruksiemateriaal (hoofstuk 5).

6.1 STADIA VAN ONDERSOEK

Die verskillende ondersoektegnieke word nie gelyktydig aangewend nie, maar word gewoonlik ingedeel in stadia van verkenning, uitvoerbaarheid, ontwerp en konstruksie en word ongeveer gelyktydig met soortgelyke stadia in die ingenieursontwikkeling van die projek uitgevoer (Fookes, 1967, Stevenson en Moore, 1976).

6.1.1 Verkenningsondersoek

'n Ingenieursgeologiese verkenningsondersoek behels twee dele naamlik (i) 'n lessenaarstudie waartydens alle beskikbare inligting ingesamel en bestudeer word en (ii) 'n vlugtige veldbesoek om die korrektheid van inligting en die interpretasie daarvan te kontroleer en om sekere addisionele inligting in te win. Gedurende hierdie stadium word daar gewoonlik nie boorwerk, geofisiese opnames of laboratoriumtoetswerk uitgevoer nie.

Die oogmerke van 'n verkenningsondersoek is om (a) alle bestaande inligting te versamel, (b) belangrike geologiese probleme te identifiseer, (c) algemene fondamenttoestande te bepaal, (d) 'n voorlopige keuse te maak tussen alternatiewe terreine, (e) 'n voorlopige beraming te maak van die beskikbaarheid van konstruksiemateriaal en (f) aanbevelings te maak vir die uitvoerbaarheidsondersoek (Edwards, 1971).

(a) Versameling van inligting

Die doel hiermee is om te verseker dat inligting wat reeds beskikbaar is, nie teen hoë koste gedupliseer word nie en

om die veldondersoek te beplan en te vergemaklik. Die belangrikste bronne van beskikbare inligting is topografiese en topo-kadastrale kaarte, ortofotokaarte, lugfoto's, geologiese, geohidrologiese en geofisiese kaarte, publikasies en verslae asook die kennis van bepaalde gebiede of terreine waaroor sekere persone mag beskik.

(b) Identifikasie van geologiese probleme

Die doel hiervan is om op 'n vroeë stadium die aandag van die beplanningsingenieur te kan vestig op geologiese faktore wat moontlik die terrein ongeskik sal maak vir die bou van 'n dam of die koste van 'n struktuur buite verhouding kan laat styg. Voorbeelde van sulke probleme is die teenwoordigheid van aktiewe verskuiwings, deurlatende of samedrukbare intrusiewe gange, potensiële grondverskuiwings by die terrein self of in die damkom, dik lae hoogsdeurlatende alluvium, diep verwering, diskontinuiteite met ongunstige oriëntasies ten opsigte van die rigting van dambelasting, die tekort aan een of ander soort damkonstruksiemateriaal en die teenwoordigheid van oplossingsholtes of potensieel onginbare bronne van strategiese minerale in die damkom. Hierdie inligting word ingesamel deur 'n deeglike studie van die beskikbare inligting, lugfotovertolking en ingenieursgeologiese kartering.

(c) Bepaling van algemene fondamentoestande

Die doel hiermee is om die ingenieur in staat te stel om te bepaal welke soort struktuur vir die terrein oorweeg kan word en om dit met ander alternatiewe terreine te kan vergelyk.

Die inligting wat hiervoor benodig word, is die verspreiding en die eienskappe van verskillende gronde (vervoer en residueel), gesteentes en diskontinuiteite op die terrein. Aangesien daar gewoonlik geen boor- of toetswerk gedurende hierdie stadium gedoen word nie, berus gegewens omtrent die eienskappe en verspreiding in diepte van hierdie materiale hoofsaaklik op die kennis en ondervinding van die geoloog. Die oppervlakverspreiding van materiale en diskontinuiteite kan egter bepaal word met behulp van lugfotostudies en waar-

nemings in die veld en beskikbaar gestel word in die vorm van 'n voorlopige ingenieursgeologiese kaart.

(d) Keuse tussen alternatiewe terreine

Gedurende hierdie stadium moet alle alternatiewe terreine geïdentifiseer en die geologiese beperkinge van elk aan die beplanningsingenieur uitgewys word sodat ooglopend swakker terreine op 'n vroeë stadium uitgeskakel kan word.

(e) Beskikbaarheid van konstruksiemateriale

Die doel van hierdie ondersoek is om die soorte en hoeveelhede van verskillende konstruksiemateriale wat by of naby die terrein beskikbaar is, aan te dui ten einde te bepaal welke soorte damme by die terrein gebou kan word. Die verspreiding en eienskappe van natuurlike voorkomste van grond en rots hang grotendeels af van geologiese prosesse waaronder die grond en rots gevorm, verander en vervoer is. Ook vir hierdie doel is ingenieursgeologiese kartering dus van die allergrootste nut. Aangesien daar in hierdie stadium gewoonlik nog nie besluit is watter soort dam gebou sal word nie, is dit nodig om 'n aanduiding te gee van die beskikbaarheid van alle konstruksiemateriale, insluitende rots vir betonaggregaat, stortklip of rotsvulling, sand vir fyn aggregaat of filtersones, grond vir ondeurlatende of halfdeurlatende grondvulling en water.

(f) Aanbevelings vir uitvoerbaarheidsondersoek

Uitvoerbaarheidsondersoeke vir damme behels 'n aantal tegnieke soos boorwerk, geofisiese opnames en laboratoriumtoetse wat heelwat tyd en koste verg. Die beplanning van sulke ondersoeke vereis dus 'n deeglike kennis van die terrein, veral ten opsigte van toeganklikheid en die aard en opeenvolging van die materiale waarvoor inligting verkry moet word. 'n Deeglike verkenningsondersoek stel die ingenieursgeoloog in staat om sinvol aanbevelings te doen ten opsigte van die toepassing van tegnieke soos detailkartering, geofisiese opnames, boorwerk, toetsputte, grondprofilering, naatopnames en ander metodes van ondersoek wat toepaslik mag wees.

6.1.2 Uitvoerbaarheidsondersoek

Die oogmerke van ingenieursgeologiese ondersoek tydens die uitvoerbaarheids stadium is die verkryging van voldoende inligting om (a) die finale keuse tussen alternatiewe terreine te kan maak, (b) 'n voorlopige ontwerp van die struktuur te kan doen en (c) 'n redelike akkurate koste=beraming vir die projek te kan uitvoer (Edwards, 1971).

Gedurende hierdie stadium word daar van 'n hele aantal ondersoek tegnieke soos ingenieursgeologiese kartering, geofisiese opnames, boorwerk, toetsgate, grondprofilering en naatopnames gebruik gemaak met die doel om die fondament- en konstruksiemateriale te beskryf en te klassifiseer in terme van hulle ingenieurseienskappe. Die intensiteit van ondersoekwerk by 'n bepaalde plek word beperk en daar word beoog om die algemene geologiese toestande by 'n aantal alternatiewe terreine te ondersoek eerder as om die fundamenteienskappe langs 'n bepaalde middellyn in groot detail te bepaal. Die rede hiervoor is dat dit nie die ontwerper aan 'n bepaalde posisie sal bind nie maar voldoende inligting beskikbaar sal stel sodat hy gedurende die ontwerp stadium die optimumposisie vir die struktuur kan bepaal.

6.1.3 Ontwerponderzoek

Die doel van ingenieursgeologiese ondersoek tydens die ontwerp stadium is om spesifieke kwantitatiewe inligting omtrent fondamenttoestande en konstruksiemateriale te voorsien sodat die finale uitleg van die skema bepaal en die detail ontwerp tekening voorberei kan word.

Verskeie van die ondersoekmetodes wat gedurende die uitvoerbaarheids stadium toegepas is, kan weer gebruik word, maar die klem verskuif nou na die akkurate meting van die fisiese eienskappe van materiale by kritieke punte. Vir hierdie doel word daar meer gesofistikeerde ingenieurs=toetse, beide in die laboratorium en die veld uitgevoer. Die hantering van toerusting vir hierdie toetse en interpretasie van die resultate is die verantwoordelikheid van

die ontwerpingenieur en die belangrikste funksies van die ingenieursgeoloog tydens hierdie stadium is om hulp te verleen met die uitsoek van werklik verteenwoordigende monsters of toetspunte, die interpretasie van toetsresultate aan die hand van gedetailleerde geologiese beskrywings en advies oor die ekstrapolasie van toetsgegevens na ander punte.

6.1.4 Konstruksie-ondersoek

Wanneer fondamentuitgrawings gedoen of leengebiede en steengroewe oopgemaak is, word die geologiese toestande wat met groot moeite en koste tydens die vorige stadia van ondersoek voorspel is, meteens blootgestel. Vir die ingenieursgeoloog is dit die geleentheid om bevestiging te kry vir sy geologiese interpretasies of om uit sy foute te leer. Die ondersoeke gedurende hierdie stadium word op die volgende aspekte toegespits (Rawlings, 1971):

- (a) Kartering van blootgestelde materiale in uitgrawings.
- (b) Addisionele ondersoekwerk na aanleiding van ongewagte geologiese toestande.
- (c) Advies in verband met ad hoc probleme met uitgrawings, ontwatering, grondverskuiwings, ens.
- (d) Advies in verband met kontrakteurseise.
- (e) Advies tydens fondamentinspuiting, dreinering en verankering in fondamentrots.
- (f) Saamstel van fotografiese, diagrammatiese en skriftelike rekords van fondamenttoestande.

6.1.5 Instandhoudingsondersoek

In die meeste van ICOLD se ledelande word gereelde inspeksies van groter damme deur 'n span van bevoegde persone deur wetgewing vereis ten einde die doeltreffendheid en veiligheid van die strukture te verseker.

Moderne damme is ook toegerus met 'n groot aantal instrumente waarmee die gedrag van die struktuur gemonitor kan word.

Gegewens en waarnemings van beweging in die struktuur en sy omgewing, watersypeling deur die fondamente of enige ander verskynsels moet noukeurig bestudeer word in die lig van bestaande inligting oor die struktuur en sy fondamente en aanbevelings moet gemaak word omtrent verdere waarnemings, ondersoeke of herstelwerk wat nodig mag wees.

6.2 METODES VAN ONDERSOEK

Die metodes wat algemeen gebruik word vir die ingenieursgeologiese ondersoeke vir damme en die verskillende ondersoekstadia word in tabel 6.2.1 aangedui en verder in paragrawe 6.2.1 tot 6.2.14 bespreek.

6.2.1 Ingenieursgeologiese kartering

Ingenieursgeologiese kaarte verskil van gewone geologiese kaarte in dié opsig dat hulle gewoonlik in groter detail gedoen word (skale wissel van 1:20 000 tot 1:100) en dat hulle die verspreiding en ingenieurseienskappe van materiale aan die oppervlak sowel as in diepte weergee. Die soort inligting wat op ingenieursgeologiese kaarte aangetref word, is die volgende (Dearman & Fookes, 1974):

(a) Algemene geologie

Die verspreiding in plan van onderliggende geologiese formasies vorm die basis van enige ingenieursgeologiese kaart. Addisionele inligting wat van groot waarde kan wees, is aanduidings van die akkuraatheid van geologiese kontakte soos op die kaart aangedui, moontlike laterale en vertikale veranderings in die litologie en die struktuur van die gesteentes.

Tabel 6.2.1. Ingenieursgeologiese ondersoekmetodes gedurende verskillende stadia van ondersoek.

Kode ++Feitlik seker dat toets gedoen word. + Moontlik dat toets gedoen word. ONDERSOEKMETODE.	ONDERSOEKSTADIUM.			
	Verkenning.	Uitvoerbaar= heid.	Ontwerp.	Konstruksie.
Ingenieursgeologiese kartering	++	++	+	+
Geofisiese opnames	+	+	+	
Toetsgate of groot diameter awegaargate	+	+	+	
Grondprofilering	+	++	+	+
Klein diameter awegaargate	+	+		
Grondklassifikasie	+	++	+	+
Diamantboorwerk		++	++	+
Boorkernbeskrywing		++	++	+
Toetse op boorkernmonsters		++	++	+
Rotsmassaklassifikasie		++	+	+
Onversteurde grondmonsterneming		+	+	+
<u>In situ</u> grondtoetse			+	+
Toetse in boorgate		+	++	+
Grootskaalse veldtoetse			+	+

(b) Ingenieursgeologie

Gesteentes op die terrein word geklassifiseer in terme van kleur, maaksel, struktuur, diskontinuiteite, verweringsgraad, rotssterkte en gesteentesoort en die grense (lateraal sowel as vertikaal) tussen verskillende rotsklasse word op die kaart aangedui (IAEG, 1979).

Gronde word geklassifiseer in terme van voggehalte, kleur, stewigheid, struktuur, grondsoort en oorsprong en as verskillende grondeenhede op die kaart aangedui. 'n Grondeenheid word gedefinieer as 'n gebied met 'n een= derse grondprofiel, met ander woorde 'n gebied waar dieselfde opeenvolging van grondsoorte voorkom ten spyte daarvan dat die diktes van verskillende lae in die profiel mag wissel (Engineering Group, 1972).

(c) Geomorfologie

Die vorming, vervoer, verspreiding en eienskappe van gronde word grootliks beïnvloed deur die topografie en die landvorm waarop dit voorkom. Landvorm word geklassifiseer in landvormgroepe (TRH 2, 1978) soos byvoorbeeld bergkruin, rotswand, konvekse syhelling, vlakke, rivierterras, sakkingsgebied, dam, strandterras, ens. en word verder omskryf in terme van ingenieurs= probleme soos potensiële hellingstabiliteit, swak dreinerings of sinkgate wat daarmee geassosieer word.

(d) Geohidrologie

Alle beskikbare gegewens oor die grondwatervlak, boorgatlewerings, fonteine, artesiese bronne, syferingslyne, grondwatergradiënte en piësometriese vlakke word aangedui.

(e) Algemene inligting

Alle bestaande ontwikkeling soos geboue, paaie, myne, opvullings, plaasgrense, ens. moet aangedui word asook alle inligtingspunte wat vir die opstel van die kaart gebruik is soos boorgate, toetsputte, ens.

Die belangrikste hulpmiddel by die samestelling van ingenieursgeologiese kaarte is die gebruik van lugfoto's. Vir die skale waarop daar tydens die verkenningstadium gekarteer word, is die gewone swart-en-wit lugfoto's op skale wat wissel van 1:30 000 tot 1:60 000 wat van die Driehoeksmetingkantoor verkrygbaar is, gewoonlik geskik. Spesiale lugfotodekking word soms verlang vir meer gedetailleerde kaarte in latere ondersoekstadia.

6.2.2 Geofisiese opnames

Geofisiese tegnieke soos seismiese, elektriese en magnetiese opnames word met groot nut by damterreinondersoek gebruik. Dit moet egter beklemtoon word dat hierdie tegnieke nie gebruik kan word om ander metodes soos boorwerk heeltemal uit te skakel nie, maar slegs dien om die hoeveelheid ander onderzoekwerk te verminder deur byvoorbeeld 'n interpretasie van geologiese toestande tussen boorgate te voorsien. Dit is altyd nodig om 'n beperkte hoeveelheid boorwerk saam met geofisiese opnames uit te voer ten einde die resultate van die opname korrek te kan interpreteer (Darracott, 1976).

(a) Seismiese refraksie

Hierdie metode berus op die meting van die tye wat dit neem vir skokgolwe om van 'n skokpunt aan die grondoppervlak tot by gefoonpunte op verskillende afstande van die skokpunt te beweeg. Die teenwoordigheid van dieperliggende lae met hoër seismiese snelhede veroorsaak refraksie van die golwe en deur die verskillende looptye teen gefoonafstande grafies te teken, kan die dikte en seismiese snelhede van verskillende lae bepaal word (Olivier, 1973). Die belangrikste beperkings van die metode is dat dit nie lae met laer seismiese snelhede as die oorliggende lae kan opspoor nie en dat plofstof as skokgenerator nodig is indien inligting tot dieptes van meer as 10 m verlang word.

(b) Seismiese snelheid

Die snelhede waarmee verskillende soorte skokgolwe deur 'n materiaal beweeg, kan gekorreleer word met 'n hele

aantal fisiese eienskappe daarvan soos die digtheid, poreusheid, eenassige druksterkte en modulus van elastisiteit wat op hulle beurt in verband gebring kan word met ingenieurseienskappe van die rotsmassa soos verspreiding en toestand van diskontinuiteite, inspuitbaarheid, vervormbaarheid en dravermoë.

(i) Rotskwaliteit: Die snelheidsverhouding $\frac{V_F}{V_L}$ tussen die seismiese snelheid van drukgolwe deur 'n rotsmassa in die veld en die snelheid deur 'n laboratoriummonster is 'n aanduiding van die effek van diskontinuiteite op die kwaliteit van die rotsmassa. Vir 'n goeie kwaliteit rotsmassa met slegs enkele nate, behoort die snelheidsverhouding na een te neig terwyl die teenwoordigheid van nate en verweerde sones die snelheidsverhouding sal verlaag (Ambraseys en Hendron, 1969 en Darracott, 1976).

(ii) Seismiese (dinamiese) modulus van elastisiteit (E_{seis}): Vir die bepaling van E_{seis} is dit nodig dat die snelhede vir die drukgolf sowel as die skuifskurgolf bepaal word (Orr, 1974).

(iii) Skeurbaarheid (eng. rippability): Weaver (1976) gebruik die drukgolfsnelheid as parameter in die geomeganiese rotsmassaklassifikasie (Bieniawski, 1973) om die skeurbaarheid van rotsmassas te bepaal.

(iv) Inspuitbaarheid: Knill (1970) toon aan dat daar 'n verband bestaan tussen die sementabsorpsie, drukgolfsnelheid en breukfrekwensie van rotsmassas.

(v) Dravermoë: Darracott (1976) verstrek die volgende formule as algemene aanduiding van die dravermoë van fondamente onder Suid-Afrikaanse toestande:

Toelaatbare dravermoë, $kPa = 0,3 V_p$
 waar V_p die drukgolfsnelheid in m/sek is.

(c) Elektriese weerstand

Hierdie metode berus op die skepping van 'n potensiaalverskil tussen twee buite-elektrodes wat met die grond- of rotsmateriaal kontak maak en die meting van die potensiaalverskil tussen twee ander elektrodes wat binne die elektriese veld geplaas word. Dit kan op die grondoppervlak of in boorgate toegepas word. Die skynbare weerstand van die materiaal word bepaal in ohms-m en dit word gekorreleer met die poreusheid (waterinhoud) van die materiaal. Die metode is veral toepaslik vir die bepaling van die diepte van verweering, die grondwatervlak en van naatsones in rots (Olivier, 1973).

(d) Magneties

Die magnetiese metode word uitsluitlik gebruik om die teenwoordigheid al dan nie en die posisies, diktes en hellings van basiese intrusiewe gange mee op te spoor. Die meeste doleriet- en diabaasgange in Suid-Afrika is tot 'n meerdere of mindere mate magneties en indien hulle nie te diep verweer is nie, kan hierdie soort liggame vinnig en akkuraat met magnetiese metodes opgespoor word.

6.2.3 Toetsgate en groot diameter awegaarboorgate

Oppervlakwaarnemings en kartering is gewoonlik nie voldoende om 'n volledige beeld te verkry van die verspreiding en eienskappe van verskillende grondeenhede in diepte nie. Die doel van toetsgate is dus om toegang te verkry tot dieperliggende materiaal, dit te beskryf, in situ toetse daarop te doen of monsters te neem vir laboratoriumtoetse.

Toetsgate kan met graaf en pik, trugrawers of stootskrapers gemaak word of groot diameter (groter as 600 mm) awegaarboorgate kan geboor word. Vir enkele gate tot sowat 2 m diepte in sagte materiaal is handarbeid gewoonlik die goedkoopste. Vir meer gate en veral waar harder materiaal tot dieptes van 3-4 m uitgegrawe moet word, is trugrawers die mees geskikte toerusting. Hierdie gate het vertikale kante en volgens Wet No. 22 van 1941 en hoofstuk 5 van die Regulasies oor Geboue en Uitgrawings van 1963 mag geen persoon 'n uitgraving wat dieper as 1,5 m is, betree tensy

daar bestutting aangebring of die uitgrawingskante tot 'n helling platter as die rushoek van die materiaal uitgegrawe is nie. Vir dieper toetsgate is die gebruik van 'n stootskrapeer en die vorming van platter kanthellings dikwels die mees praktiese metode. In die geval van sirkelvormige vertikale skagte met diameter kleiner as 1,5 m, het die Hoofinspekteur van Myne goedgekeur dat betreding mag geskied mits die strengste veiligheidsmaatreëls getref word. Sulke gate kan in 'n kort tyd en relatief goedkoop tot dieptes van meer as 40 m in sagte materiaal met awegaarboormasjiene geboor word. Harder materiaal en selfs rots kan egter geboor word indien spesiale boorpunte gebruik word.

6.2.4 Grondprofilering

Die verskillende materiale soos in 'n toetsgat blootgestel, word meesal beskryf volgens die metode van Jennings, Brink en Williams (1973). Die parameters wat gebruik word is die voggehalte, kleur, stewigheid, struktuur, grondsoort en oorsprong en volgens die beskrywing van die verskillende materiale in die grondprofiel kan belangrike afleidings gemaak word omtrent die dravermoë en skuifsterkte van fondamentmateriale asook die geskiktheid daarvan as konstruksiemateriaal.

6.2.5 Klein diameter awegaarboorwerk

In gevalle waar daar slegs 'n algemene aanduiding van die dikte en eienskappe van grondlae verlang word, kan van klein-diameter (gewoonlik sowat 100-150 mm) awegaarboorgate gebruik gemaak word. Die grondmonsters wat met hierdie boormetode herwin word, is heeltemal versteur, daar is 'n groot mate van monsterkontaminasie en die diepte waar 'n monster vandaan kom is nie presies bekend nie. Dit is egter 'n vinnige en goedkoop boormetode en selfs met 'n handawegaar kan dieptes van 4 tot 5 m bereik word. Awegaarbore wat op voertuie gemonteer is, kan dieptes van 60 m of meer bereik. Onversteurde grondmonsters en boorwerk in rots kan met dieselfde toerusting gedoen word deur die gebruik van spesiale boorpunte.

Indikatortoetse vir die klassifikasie van grond en vir die bepaling van die geskiktheid daarvan as konstruksie= materiale (sien paragraaf 5.4), vereis nie die gebruik van onversteurde monsters nie en awegaarboorwerk word dikwels vir hierdie doel gebruik.

6.2.6 Indikatortoetse en klassifikasie van grond

Vir 'n beskrywing van die indikatortoetse en die Unified= grondklassifikasiestelsel, word die leser na paragraaf 5.4 verwys.

6.2.7 Diamantboorwerk

Die doel met diamantboorwerk is om 'n aaneenlopende monster van die rotsmassa in diepte te verkry. Dit berus op die gebruik van 'n buis met 'n diamantgekroonde punt wat teen die rots gedruk en terselfdertyd gedraai word sodat dit 'n silindriese boorkern sny. In sy eenvoudigste vorm bestaan die toerusting dus uit 'n diamantboorkroon wat vooraan die kernbuis geskroef word. Die kernbuis word op sy beurt aan die boorstange waarmee die druk en rotasie na die boorpunt oorgedra word, geheg. Water word van bo-af deur die boorstange en kernbuis gepomp om die boor=punt te verkoel en terselfdertyd die boorsnysels te verwyder. In so 'n enkelwandbuis kernhouer word die boorkern natuurlik aan die verswakkende-en erosiekrag van vloeiende water blootgestel terwyl dit terselfdertyd aan die kante deur die roterende buis geskuur word. Dit gebeur dikwels dat die buis aan die kern vassit en dan word dit afgebreek, gedwing om saam te draai en dikwels heeltemal verbrokkel. Ten einde hierdie tekortkoming te oorkom, is daar meer gesofistikeerde dubbel- en driewandbuis kernboortoerusting ontwikkel, veral met die oog op die herwinning van verweerde en genate rotsmateriaal naby die grondoppervlak. Die dubbelwand kernbuis het 'n binnebuis wat aan 'n spil geheg is sodat dit nie roteer nie en boorwater word tussen die twee buise na die boorpunt gevoer. Die driewandbuis toerusting het nog 'n addisionele dun stilstaande buis wat met 'n veeraksie

effens voor die boorpunt uitgestoot kan word. In sagte materiaal waarin hierdie buis kan penetreer, word die kern dus heeltemal van die boorwater beskerm terwyl harder materiaal ook beter beskerm word omdat die binne-buis vas teen die snyvlak druk (Weaver, 1976).

Die kwaliteit van die boorkern wat herwin word, is gewoonlik beter wanneer daar met groter diameter boor-toerusting geboor word, maar die boorkoste en penetrasie-tempo word nadelig deur groter diameters beïnvloed. 'n Bevredigende balans tussen kwaliteit en koste word verkry deur gate met N-grootte boortoerusting te boor. Dit lewer 'n boorkern van ongeveer 55mm diameter en 'n boorgat van ongeveer 75mm diameter. Dit is belangrik dat boor-groottes gestandaardiseer word aangesien kernkaste en toets-toerusting vir kernmonsters en boorgate dan nie telkens verander moet word nie.

Tydens die boorproses is daar verskeie waarnemings wat gedoen kan word om inligting vanaf die boorkern aan te vul. Die tempo van penetrasie gee 'n aanduiding van die sterkte van die materiaal wat geboor word en 'n skielike versnelling of vermindering van hidrouliese druk op die boorpunt dui op die teenwoordigheid van 'n sagte sone wat moontlik kritiek kan wees vir die stabiliteit van 'n damwal maar nie noodwendig deur die boorkern aan die lig gebring sal word nie omdat die sagte materiaal deur die boorwater uitgewas kan word. Die persentasie van die boorwater wat tydens die boordery weer bo by die bek van die gat uitkom, is dikwels die enigste aanduiding van hoogsdeurlatende sones waardeur daar geboor word en veranderinge aan die kleur van die boorwater dui op veranderinge in die materiaal.

Die verwydering van die boorkern uit die kernbuis en die korrekte verpakking daarvan in 'n kernkas is 'n uiters delikate taak vir die boorman. Hy is ook verantwoordelik daarvoor om telkens die presiese diepte waar kern vandaan kom, te bepaal en dit, tesame met enige kernverliese, op die boorkern self of op spesiale houtblokkies in die kernkas aan te teken (A.E.C. Committee, 1976).

6.2.8 Boorkernbeskrywing

Nadat die kern uitgeboor en behoorlik in kernkaste gepak en gemerk is, moet dit beskryf en 'n boorgatstaat daarvoor opgestel word. Die beskrywing van boorkern in Suid-Afrika is tot 'n groot mate gestandaardiseer deur die Committee on Core Logging (1976) en Page et al (1976). Die basiese parameters wat beskryf word is die kleur, verweringsgraad (sien tabel 6.2.2), maaksel (tekstuur), diskontinuiteit=spasiëring (sien tabel 6.2.3), sterkte (sien tabel 6.2.4), gesteentesoort en geologiese formasie. Die diskontinuiteite word dan verder beskryf in terme van soort, oriëntasie, spasiëring, skeiding, vulmateriaal en ruheid en, indien nodig, kan die vulmateriaal verder beskryf word volgens die grond=profielingsparameters van voggehalte, kleur, stewigheid, struktuur, grondsoort en oorsprong.

Nadat die boorkernbeskrywing voltooi is, word 'n boorkern=staat opgestel wat, afgesien van die boorkernbeskrywing, 'n hoeveelheid bykomende inligting bevat. Dit sluit in, die boorgatnommer en posisie, die boormetode en grootte, besonder=hede oor die projek soos naam, die eienaar en boorkontrakteur, die naam van die boorkernbeskrywer en datum van kernbeskrywing. Ander nuttige inligting wat van die boorkern verkry word is die persentasie kernherwinning, die rotskwaliteitswaarde (RKW) en die breukfrekwensie.

- (i) Persentasie kernherwinning is die som van die lengtes van alle boorkernstukke wat herwin is in die kernbuis, gedeel deur die lengte geboor en uitgedruk as 'n persentasie.
- (ii) Rotskwaliteitswaarde (RKW) is die som van die lengtes van alle ongebreekte stukke boorkern van 100mm of langer wat herwin is in die kernbuis, gedeel deur die lengte geboor en uitgedruk as 'n persentasie.
- (iii) Breukfrekwensie is die aantal natuurlike breekplekke in die boorkern per meter en gemeet oor die volle afstand waar daardie frekwensie voorkom.

Tabel 6.2.2. Klassifikasie van verweering vir boorkernbeskrywing.

DIAGNOSTIESE EIENSKAP. BESKRYWING.	VERSPREIDING VAN VERKLEUR- ING VANAF DIS- KONTINUÏTEITS VLAK.	TOESTAND VAN DISKONTINUÏ- TEITSVLAK.	KENMERKE VAN KERNOPPERVLAK.	OORSPRONK- LIKE TEKSTUUR.	TOESTAND VAN KORREL- BINDING.
ONVERWEER	GEEN	DIG OF EFFENS VERKLEUR	ONVERANDER	BEHOU	DIG
EFFENS VERWEER	< 20% VAN SPASIËRING (BEIDE KANTE)	VERKLEUR. MOONTLIK DUN VULLING	DEELS VERKLEUR	BEHOU	DIG
MATIG VERWEER	> 20% VAN SPASIËRING (BEIDE KANTE)	VERKLEUR. MOONTLIK DIK VULLING	DEELS TOT VOLLE VERKLEURING	BEHOU	DEELS VERSWAK
HOOGS VERWEER	DWARSDEUR	-	BROS EN MOONTLIK INGEVREET	GROTENDEELS BEHOU	DEELS GESKEI
TOTAAL VERWEER	DWARSDEUR	-	LYK SOOS GROND	DEELS BEHOU	HEELTEMAL GESKEI

Inligting omtrent die diepte van die watervlak in die boorgat en die posisies en resultate van toetse wat in die boorgat self of op die boorkern uitgevoer is, word ook op die boorgatstaat aangebring.

TABEL 6.2.3 KLASSIFIKASIE VIR DIE SPASIËRING VAN DISKONTINUITEITE IN BOORKERN (VOLGENS PAGE ET AL, 1976).

BESKRYWING VAN SPASIËRING	SPASIËRING (mm)
Baie wyd	>3000
Wyd	1000 - 3000
Matig	300 - 1000
Dig	100 - 300
Baie dig	<100

6.2.9 Toetse op boorkernmonsters

Die belangrikste fisiese toetse wat op boorkernmonsters uitgevoer kan word, is daarop gemik om die sterkte en elastisiteitsmodulus van die rotsmateriaal en skuifsterkte langs diskontinuiteitsvlakke te bepaal.

(a) Sterkte

- (i) 'n Aanduiding van die sterkte of hardheid van rotsmateriaal kan verkry word deur dit met 'n sakmes te krap of met 'n hamer te slaan (Jennings et al, 1973).
- (ii) Vir 'n meer akkurate, dog vinnige bepaling van die sterkte van 'n rotsmonster kan die sogenaamde Puntlastoets met 'n draagbare apparaat uitgevoer word. 'n Onafgewerkte rotsmonster word tussen twee koniese punte belas totdat dit swig (Broch en Franklin, 1972) en die puntlas sterkte-indeks (I_s) word bereken deur die formule:

$$I_s = \frac{P}{D^2}$$

waar P = krag vereis om monster te breek
 en D = die diameter van die monster tussen
 die twee punte is.

Volgens Bieniawski (1975) toon I_s 'n goeie korrelasie met die eenassige druksterkte en kan vir klassifikasie=doeleindes in tabel 6.2.4 gebruik word.

- (iii) Die standaardmetode vir die bepaling van die eenassige druksterkte (EAD) behels die gebruik van 'n boorkernmonster met bepaalde afmetings en met perfek afgewerkte vlakke (ISRM, 1977). Hierdie monster word in 'n starre toetsmasjien teen 'n bepaalde tempo belas totdat dit swig en die eenassige druksterkte word bereken deur die krag by swigting te deel deur die oppervlakte van die monster.
- (iv) Drie-assige druksterkte: 'n Rotsmonster, afgewerk soos vir die EAD word in 'n druksel onder drie-assige druk belas totdat dit swig. Die toets word herhaal vir verskillende inperkingsdrukke om meer as een punt op die sterktekromme te gee sodat die wrywingshoek en skynbare kohesie bereken kan word (ISRM, 1978).
- (v) Treksterkte word bepaal deur 'n trektoets of deur indirekte metodes soos die Brasiliaanse toets waar 'n skyfie van die rots aan diametrale drukspanning onderwerp word sodat dit as gevolg van interne trekspanning swig (Orr, 1974).
- (vi) Skuifsterkte langs naat- of ander diskontinuiteitsvlakke word bepaal deur 'n kernmonster wat so 'n vlak bevat in 'n skuifkas te monteer, 'n "sagte" normale belasting met behulp van 'n lugdruksuier aan te wend en die monster dan te skeur. Deur meer as een normale belasting te gebruik, kan die piek sowel as residuele waardes vir die kohesie en wrywingshoek langs die vlak bepaal word.

(b) Elastisiteitsmodulus

'n Rotsmonster, afgewerk soos vir die EAD, word met vervormingsmeters toegerus en in 'n eenassige toetsmasjien belas. Deur vervorming grafies teen belasting te teken kan die aanvanklike-, sekans- of tangensmodulus van elastisiteit bepaal word.

6.2.10 Rotsmassaklassifikasie

Die doel van 'n rotsmassaklassifikasiesistelsel is om kommunikasie tussen die geoloog en die ingenieur en tussen die ontwerper en die kontrakteur te vergemaklik. Dit dien as 'n basis vir terreinseleksie, en word ook gebruik om voorlopige ontwerpparameters vir kosteberekeningsdoeleindes te verkry.

Die meeste klassifikasiesistelsels wat tans gebruik word, is ontwikkel met die oog op tunnelbou. Die geomeganiese klassifikasiesistelsel (Bieniawski, 1973) wat in Suid-Afrika ontwikkel is, kan egter ook vir hellings en damfondamente (Bieniawski en Orr, 1976) en vir skeurbaarheid (eng. rippability) van fondamentmateriale (Weaver, 1976) gebruik word.

Die geomeganiese klassifikasiesistelsel word baseer op die volgende ses parameters:

- (a) Eenassige druksterkte van rotsmateriaal.
- (b) R.K.W.
- (c) Naatspasiëring
- (d) Naattoestand
- (e) Grondwatertoestand
- (f) Naatoriëntasie

Elk van die bogenoemde parameters word in vyf klasse opgedeel en aangesien elke parameter nie ewe belangrik vir die algehele klassifikasie van die rotsmassa is nie, is daar gewigte (punte) aan elkeen toegeken. Die totaal van die punte van elk van die parameters gee dan die rotsmassawaarde of rotsklas waarin dit val. Die klasse en puntetoekenning vir die verskillende parameters asook die uiteindelijke rotsklasse en benaderde ingenieurseienskappe van elk word tabel 6.2.4 aan-

Tabel 6.2.4. Geomeganiese Rotsmassaklassifikasie (Bieniawski, 1973).

PARAMETER	WAARDES				
MATERIAAL-STERKTE (MPa)	> 200	100-200	50-100	25-50	< 25
AANSLAG	15	12	7	4	1
R.K.W.	90-100%	75-90%	50-75%	25-50%	< 25%
AANSLAG	20	17	13	8	3
NAATSPASIERING	> 3m	1-3m	0,3-1m	50-300mm	< 50mm
AANSLAG	30	25	20	10	5
NAAT-TOESTAND					
ROFHEID	ERG	EFFENS	EFFENS	WRYFVLAK	GEEN
SKEIDING	GEEN	< 1mm	< 1mm	1-5mm	< 5mm
KANTE	HARD	HARD	SAG	-	-
VULLING	GEEN	-	-	SAG	BAIE SAG
DEURLOPEND	NEE	NEE	MOONTLIK	JA	JA
AANSLAG	25	20	12	6	0
WATERDRUK	GEEN	KLAM	KLAM	MATIG	HOOG
AANSLAG	10	8	8	4	0

Korreksies vir naatoriëntasies.

NAAT-ORIËNTASIE	BAIE GUNSTIG	GUNSTIG	REDELIK	ONGUNSTIG	BAIE ONGUNSTIG
AANSLAG TONNEL	0	-2	-5	-10	-12
FONDAMENT	0	-2	-7	-15	-25
HELLING	0	-5	-25	-50	-60

Punte en rotsklasse.

PUNTE	81-100	61-80	41-60	21-40	< 20
BESKRYWING	BAIE GOED	GOED	REDELIK	SWAK	BAIE SWAK
KLAS	I	II	III	IV	V

Betekenis van rotsklasse.

TONNEL	STAANTYD	10 JR	6 MDE	1 WEEK	5 UUR	10 MIN
	SPAN	5m	4m	3m	1,5m	0,5m
KOHESIE (kPa)	> 300	200-300	150-200	100-150	< 100	
WRYWINGSHOEK	> 45°	40-45°	35-40°	30-35°	< 30°	
$\frac{E_{\text{massa}}}{E_{\text{lab}}}$	> 0,5	0,23-0,5	0,15-0,23	0,12-0,15	< 0,12	

gedui.

Om die rotsmassaklassifikasie toe te pas, moet die rots= massa in 'n aantal strukturele eenhede, elk met naasteby eenderse eienskappe opgedeel word en daarna moet die waardes van elk van die parameters in elke eenheid bepaal word. Die meeste van die parameters kan met behulp van eenvoudige metings in die veld of deur gebruik van gewens wat normaalweg tydens die terreinondersoek ingewin word, bepaal word.

Die invloed van verskillende naatoriëntasies op die geskiktheid van rotsmassas as damfondamente word in tabel 6.2.5 aangetoon (Bieniawski and Orr, 1976).

TABEL 6.2.5 UITWERKING VAN NAATORIËNTASIE OP STABILITEIT VAN DAMFONDAMENTE (VOLGENS BIENIAWSKI EN ORR, 1976)

HELLING (grade) (AFWAARTS VANAF HORIZONTAAL)	HELLINGSRINGTING	KLASBESKRYWING
0 - 10	-	BAIE GUNSTIG
10 - 30	STROOMOP	ONGUNSTIG
	STROOMAF	GEMIDDELD
30 - 60	-	GUNSTIG
60 - 90	-	BAIE ONGUNSTIG

Bieniawski en Orr (1976) beskryf die klasse in tabel 6.2.5 as tentatief en dit is duidelik dat dit op breë veralgemenings berus. Dit is vanselfsprekend dat die effek van 'n sekere naatoriëntasie totaal anders sal wees vir 'n boogdam as vir 'n swaartekragdam en na aanleiding van paragrawe 4.4.2 en 4.4.3 word tabel 6.2.6 vir die bepaling van die uitwerking van die naatoriëntasie op die stabiliteit van damfondamente voorgestel.

TABEL 6.2.6 VOORGESTELDE TABEL VIR BEPALING VAN DIE UITWERKING VAN NAATORIËNTASIES OP DIE STABILITEIT VAN DAMFONDAMENTE

SOORT FONDAMENT	HELLING (AFWAARTS VAN HORIZONTAAL) EN RIGTING	STREKKING (HOEK MET DAMAS)	BESKRYWING
SWAARTEKRAGDAM OF RIVIERGEDEELTE VAN BOOGDAM	>30°		BAIE GUNSTIG
	10-30° STROOMAF	-	GEMIDDELD
	10-30° STROOMOP	-	GUNSTIG
	5-10° STROOMAF	-	ONGUNSTIG
	5-10° STROOMOP	-	ONGUNSTIG
	0-5° STROOMOP	-	BAIE ONGUNSTIG
	0-5° STROOMAF	-	BAIE ONGUNSTIG
FLANKE VAN BOOGDAM	< 30° -	-	GUNSTIG
	30-60° -	0-30°	GUNSTIG
	30-60° STROOMAF	30-60°	GEMIDDELD
	30-60° STROOMOP	30-60°	ONGUNSTIG
	30-60° -	60-90°	GEMIDDELD
	60-90° -	0-30°	GUNSTIG
	60-90° -	30-60°	GEMIDDELD
	60-90° -	60-90°	ONGUNSTIG

6.2.11 Neem van onversteurde monsters

Laboratoriumtoetse vir die bepaling van die in situ eienskappe van fondamentmateriale soos deurlatendheid, skuifsterkte en samedrukbaarheid, vereis monsters wat so min as moontlik versteur is. Die beste monsters word gewoonlik verkry deur 'n blokmonster uit die kant van 'n toetsgat te sny, dit direk met was te verseël en versigtig na die laboratorium te vervoer. Waar daar egter nie groot toetsgate beskikbaar is nie of monsters op groter dieptes verkry moet word, moet die monsterneming noodwendig aan een of ander soort boorproses gekoppel word.

Die mees algemene metode is met behulp van die Shelby-buis. Nadat die boorgat tot op die vereiste diepte gevorder het, word 'n dunwand monsterbuis (Shelby-buis) in die grond gedruk. Lug ontsnap uit die buis deur 'n eenrigtingklep aan die bokant en die lugleegte wat so ontstaan, help om te verhoed dat die monster uitval. Die monster word gewoonlik binne-in die buis na die laboratorium vervoer of uitgedruk en in was verseël voordat dit vervoer word (Little, 1969).

Daar bestaan talle soorte monsterbuisse vir verskillende soorte gronde. In die geval van baie harde materiaal word 'n boorpunt wat buite-om die buis roteer, gebruik om penetrasie te vergemaklik (Denisonbuis). Vir sagte of ongekonsolideerde materiale word 'n buis met 'n suier daarin gebruik om die versteuring as gevolg van uitsetting te beperk en met behulp van 'n lugleegte te verhoed dat die monster uitval (stilstaande-suier monsterbuis).

6.2.12 Toetse op grondmonsters

Laboratoriumtoetse op grondmonsters word uitgevoer met die oog op die bepaling van die deurlatendheid, vervormbaarheid en skuifsterkte van die grondmateriaal

soos dit in die natuurlike toestand (fondamentmateriaal) of kunsmatig gekompakteerde toestand (konstruksie=materiaal) sal voorkom.

(a) Deurlatendheidstoetse

'n Gekompakteerde of onversteurde grondmonster word tussen poreuse plate in 'n houer geplaas en die vloei=tempo van water deur die monster onder 'n konstante of vallende drukhoogte word gemeet. Die deurlatendheidskoëffisiënt (k) word dan bereken volgens Darcy se formule (Cedergren, 1973):

$$k = \frac{q}{i \cdot A}$$

waar q die vloei tempo

i die hidrouliese gradiënt en

A die oppervlakte waardeur vloei plaasvind is.

(b) Konsolidasietoetse

Vassakking van fundamente kan plaasvind indien die grond 'n volumeverandering ondergaan as gevolg van 'n vermindering van die ruimteverhouding. Vir die toets word 'n onversteurde monster tussen poreuse plate in 'n metaalring geplaas en nadat die monster met water versadig is, word 'n belasting op die plate toegepas terwyl die vassakking gemeet word. Met behulp van hierdie resultate kan die koëffisiënt van konsolidasie, C_v (verandering van ruimteverhouding met tyd) en die kompressie-indeks, C_c (verandering van ruimteverhouding met spanning) bereken word (Scott, 1974).

(c) Skuiftoetse

Hierdie toetse word uitgevoer om waardes vir die kohesie (C) en wrywingshoek (ϕ) van grondmateriale te bepaal. Hierdie waardes hang egter af van die ruimtedruk in die materiaal en dus van die manier waarop dit getoets word (Sherard et al, 1963). Toetse kan uitgevoer word onder toestande van

- (i) Volle konsolidasie en dreinerings (D),
 - (ii) Volle konsolidasie en geen dreinerings tydens skuifskewing (C-U) en
 - (iii) Geen konsolidasie en geen dreinerings (U-U)
- (i) Volle konsolidasie en dreinerings (D) kan verkry word indien die normale belasting stadig genoeg toegepas word om ruimedruk te verhoed en die skuifkrag teen so 'n stadige tempo aangewend word dat die effektiewe spanning gelyk bly aan die totale spanning.
 - (ii) Konsolidasie en geen dreinerings (C-U) word verkry deur die normale belasting stadig toe te pas sodat die ruimedruk nie toeneem nie en dan die skuifkrag so vinnig toe te pas dat daar geen verdere vermeerdering van effektiewe spanning kan plaasvind nie.
 - (iii) Toetse waartydens geen konsolidasie en geen dreinerings plaasvind nie (U-U toetse) word uitgevoer deur beide die normale en die skuifspannings so skielik toe te pas dat die effektiewe spanning nie verhoog nie en die ruimedruk al die bykomende las dra.

Direkte skuiftoetse word gewoonlik gebruik vir gronde wat vryelik dreineer. 'n Reghoekige of silindriese monster word tussen poreuse plate in 'n gesplete houer geplaas. 'n Normale belasting word loodreg op die skuifkrag geplaas en 'n skuifkrag word teen 'n bepaalde tempo op die een helfte van die houer uitgeoefen. Deur verskillende soortgelyke monsters onder verskillende normale belastings te toets, kan die kohesie en wrywingshoek bepaal word.

Vir drie-assige skuiftoetse word die monster in 'n silindriese rubbermembraan tussen twee poreuse plate geplaas en in 'n druksel aan inperkingsdruk sowel as aksiale druk onderwerp. In hierdie toets kan porieëdruk binne die monster beheer word en toetse kan onder alle toestande van konsolidasie en dreinerings uitgevoer word.

(d) Kompaksie

Vir die ontwerp van gronddamme is dit nodig om die kompaksie-eienskappe van die vulmateriaal te bepaal ten einde die mees geskikte materiaal vir bepaalde sones voor te skryf, die voggehalte en metode van veldkompaksie te spesifiseer en die eienskappe van die gekompakteerde materiaal te bepaal (Sherard et al, 1963).

Monsters van die grond word met water gemeng om 'n verteenwoordigende reeks voggehaltes te verkry. Elke monster word dan laag vir laag in 'n staalsilinder geplaas en met 'n valhamer gekompakteer. Vir die Standaard Proctortoets word 'n silinder van 101,6mm diameter en 116,8mm hoog gebruik en drie lae grond word elk met 25 houe van 'n 2,5 kg hamer wat deur 304,8mm val, gekompakteer. Na kompaksie word die digtheid van die monsters bereken en met behulp van die voggehalte ook die droë digtheid. Die droë digtheid word dan teen die voggehalte geteken en die voggehalte waarby die droë digtheid 'n maksimum bereik (MDD) word die optimum voggehalte (OVG) genoem.

Vir verskillende kompaksiepogings word daar natuurlik verskillende waardes vir die MDD en OVG bereik en die soort kompaksie wat gebruik is, moet dus gespesifiseer word.

6.2.13 In situ grondtoetse

Die doel van in situ toetse is om die eienskappe van 'n materiaal te bepaal sonder dat dit uit sy natuurlike omgewing verwyder of noemenswaardig versteur is. Die voordele daarvan is dus (i) dat 'n groter en moontlik meer verteenwoordigende monster getoets kan word, (ii)

dat toetse uitgevoer word op materiaal waarvan monsters nie maklik geneem kan word nie en (iii) dat daar minder versteuring van natuurlike toestande plaasvind. Die nadele van hierdie toetse is (i) dat daar min beheer is oor die spannings waaraan 'n in situ monster onderwerp word, (ii) dat die grense van die monster onbekend is, (iii) dat die toestand en gehalte van die monster nie bekend is nie en (iv) dat sulke toetse gewoonlik duurder is as ooreenstemmende laboratoriumtoetse (Donaldson, 1979).

(a) Plaatbelastingstoetse

Hierdie toetse word uitgevoer om die dravermoë van gronde te toets en behels die belasting (met behulp van dooie massa of domkragte) van 'n plaat of heipaal op die gevraagde diepte in die grond en die meting van gepaardgaande defleksie. Vir sandgronde kan redelike goeie resultate behaal word maar die nut van sulke toetse op kleigronde is gering (Donaldson, 1979).

(b) Penetrasietoetse

Hierdie toetse maak gebruik van die een of ander stuk gereedskap wat in die grond gedruk of geslaan word met die oog daarop om 'n aanduiding te kry van die digtheid, die samedrukbaarheid, kohesie, wrywingshoek, porieëdruk en dravermoë van die materiaal.

(i) Keëlpnetrasietoets (Dutch cone): Die apparaat bestaan uit 'n kegel met 'n punt van 60 grade en 'n diameter van 35,6 mm wat vooraan 'n stang van kleiner diameter geheg is. Buite-om die stang is daar 'n wrywingshuls met dieselfde buitendiameter as die keël en 'n lengte van 133,7 mm. Die keël en huls kan gesamentlik of afsonderlik beweeg en vanaf die oppervlak beheer word. Die druk en tempo waarteen die apparaat in die grond gedruk word, kan akkuraat beheer word. Die krag wat vereis word om die keël teen 'n konstante tempo in die grond te druk word die keël=

weerstand genoem terwyl dit in die geval van die huls, die kantwrywing genoem word. Die resultate van die toets word gebruik om dravermoë van fondamentmateriale te bepaal (Jones, 1975).

(ii) Dinamiese penetrasietoetse: Die standaard penetrasietoets (SPT) word gedoen deur 'n dikwandmonsterbuis met buitenediameter van 50 mm en lengte van 630 mm in die grond te slaan met 'n hamer van 63,5 kg wat deur 'n afstand van 760 mm val. Die aantal houe wat nodig is om die buis 300 mm diep in die grond te dryf word die SPT- of N_s -waarde genoem. Die N_s -waarde word in verband gebring met die stewigheid, dravermoë, vassakking en verskeie ander eienskappe van sanderige sowel as kleiige gronde (Webb, 1974).

Die dinamiese keëlpennetrometer (DKP) is 'n draagbare apparaat en gebruik ook 'n 60° kegel met 'n diameter van 50 mm wat vooraan 'n stang van effens kleiner diameter geheg is en met behulp van 'n 10 kg hamer wat deur 600 mm val, in die grond gedryf word. Die aantal millimeter wat die punt met elke hou van die hamer ingedryf word, staan bekend as die DKP- of N_d -waarde. Dit word gebruik om 'n aanduiding van die stewigheid van gronde te verkry en om toestande vir heipaaldrywing te voorspel (V. Vuuren, 1969).

(c) Skuiftoetse

Die Sweedse wiekskuifapparaat bestaan uit 'n wiek met 4 staalblaaie wat aan 'n stang gekoppel is. Hierdie stang gaan deur 'n huls waarin die wiek presies pas wanneer die apparaat in die grond gedruk word. By die toetsposisie word die wiek vooruit in die grond gedruk en deur middel van 'n stang roteer terwyl die torsie gemeet word. Die piektorsie word gebruik om die skuifsterkte (ongekonsolideer en ongedreineer) van die silindriese skuifvlak om die wiek te bereken (Blight, 1975).

(d) Drukmeter (Pressuremeter)

Die Menárd Pressuremeter bestaan uit 'n buis met 'n rubbermembraan buite-om wat deur middel van vloeistofdruk vergroot

kan word. Die toerusting word in 'n boorgat geplaas en die volume vloeistof en druk wat gebruik word om die membraan te laat uitsit, word gebruik om die vervormbaarheid en skuifsterkte (ongekonsolideer en ongedreineer) van die grond te bereken (Blight, 1975).

(e) Pomptoetse

Die deurlatendheid van grondmateriaal wat voering in boorgate vereis, kan nie met standaard Lugeonwaterdruktoetse bepaal word nie. Vir deurlatendheidsondersoek van damfondamente waar die waterverliese deur 'n groot massa materiaal meer belangrik is as die akkurate bepaling van die koëffisiënt van deurlatendheid by 'n spesifieke punt, word daar dikwels van inpomp- of uitpomptoetse gebruik gemaak. Vir hierdie toetse word een groot-diameter boorgat met geskikte voering en filter gebruik om water in of uit te pomp en twee of meer waarnemingsgate met piësometers benodig. Water word in- of uitgepomp totdat 'n bestendige vloei en watervlak-keël (soos deur die piësometers bepaal) bereik is. Die deurlatendheid van die materiaal wat deur die keël beïnvloed word, kan dan bereken word. Hierdie toetse is tydsaam en duur en kan nie die verskil tussen vertikale en horisontale deurlatendhede of die deurlatendheid van individuele lae of lense bepaal nie (Cedergren, 1973).

6.2.14 Toetse in boorgate

Daar bestaan 'n groot aantal toetse wat in die boorgate uitgevoer kan word om verskillende ingenieurseienskappe van die omliggende rotsmassa mee te bepaal (Van Schalkwyk, 1976). Vir damterreinondersoeke word daar hoofsaaklik gebruik gemaak van (a) watervlak en waterdrukmetings, (b) Lugeonwaterdruktoetse, (c) boorgatdomkragtoetse en (d) meting van in situ spannings in die rotsmassa.

(a) Watervlakmetings

Die meting van watervlakke en waterdrukvlakke in toetsboorgate tydens en na die boorprogram kan belangrike inligting omtrent die toestand van die fondamentmateriaal oplewer en gee dikwels 'n beter aanduiding van die deur-

latendheid van die materiaal as individuele toets op monsters of in boorgate. Die afleidings wat van watervlakmetings gemaak kan word is die volgende:

- (i) Die vorm van die grondwatervlak dien as 'n aanduiding van die deurlatendheid van die fondamentmateriaal. 'n Steil gradiënt dui op relatief lae deurlatendheid terwyl 'n afgedrukte watervlak gewoonlik 'n sone van goeie dreinerings of hoë deurlatendheid verteenwoordig.
- (ii) Die posisie van die grondwatervlak ten opsigte van die grondoppervlak word gebruik om moontlike lekkasie uit damkomme, ontwateringsprobleme tydens fundamenteuitgraving en effektiewe spannings in fundamente te bepaal (Knill, 1972).
- (iii) Die teenwoordigheid van verhewe grondwatervlakke of artesiese toestande kan bepaal word deur watervlakmetings op verskillende stadia tydens die vordering met 'n boorgat (Knill, 1972).

(b) Lugeonwaterdruktoetse

Hierdie toetse word uitgevoer om 'n aanduiding te kry van die deurlatendheid en inspuitbaarheid van damfondamente. Aangesien 'n gedeelte van die boorgat met pakstukke afgeseël moet word, kan hierdie toetse slegs uitgevoer word in gate wat sonder voering stabiel is. In die geval van baie goeie rots waar die hele boorgat sonder voering kan staan, kan die toets na voltooiing van die boorgat uitgevoer word deur verskillende gedeeltes van die gat af te seël met behulp van twee pakstukke wat op 'n bepaalde afstand van mekaar gemonteer is. Meer algemeen word daar egter van een pakstuk gebruik gemaak en die toetse word gedoen tussen die pakstuk en die onderkant van die gat. Die gat word telkens dieper geboor voordat die volgende gedeelte getoets kan word (Houlsby, 1976).

Die lengte van die toetsgedeelte wissel gewoonlik van 1,5 tot 6m. Nadat 'n digte seël met die pakstuk verkry is, word skoon water in die toetsgedeelte gepomp. Vyf toetsperiodes van 10 minute lank elk met verskillende toetsdrukke word gebruik:

Eerste periode, 10 minute teen (lae) druk	A
Tweede periode, 10 minute teen (matige) druk	B
Derde periode, 10 minute teen (hoë) druk	C
Vierde periode, 10 minute teen (matige) druk	B
Vyfde periode, 10 minute teen (lae) druk	A

Die drukke A, B en C is nie dieselfde vir alle toetse nie maar verskil volgens die vertikale diepte wat die boonste pakstuk vanaf die grondoppervlak geplaas word. Die hoogste toelaatbare druk by 'n bepaalde diepte mag nie die druk as gevolg van die oorliggende materiaal oorskry nie omdat dit tot beskadiging van die fondamentmateriaal kan lei. Formules vir die bepaling van A, B en C word deur Grocott (1978) gegee:

$$1\ 000\ \text{kPa} > C = 22,5D$$

waar C in kPa
en D die vertikale diepte in meter is.

$$350\ \text{kPa} > A = 0,25C$$

$$700\ \text{kPa} > B = 0,14C$$

Die water wat verloor word tydens die toets is 'n maatstaf van die deurlatendheid van die rots by die toetsgedeelte en die Lugeonwaarde word bereken as die waterverlies in liter per minuut per meter lengte van toetsgedeelte onder 'n druk van 1 MPa. Volgens die oorspronklike definisie van Lugeon (1933), moes daar vir alle toetse 'n druk van 10 atmosfere of 1 MPa gebruik word. Die gebruik van ander drukke vereis dat die Lugeonwaarde aangepas word na die standaarddruk deur die volgende formule (Houlsby, 1976):

$$\text{Lugeonwaarde} = \text{Waterverlies (liter/min/meter)} \times \frac{1\ (\text{MPa})}{\text{Toetsdruk (MPa)}}$$

Hierdie formule aanvaar egter 'n direkte verhouding tussen druk en watervloei wat slegs geldig is in die geval van laminêre vloei. Houlsby (1976) beveel dus aan dat daar onderskei word tussen vloeiopatrone deur te let op die verskillende Lugeonwaardes onder verskillende drukke en dan 'n verteenwoordigende Lugeonwaarde vir die toetsgedeelte te kies. Hy onderskei tussen laminêre en turbulente vloei, uitsetting, uitspoeling en opvulling van openings in die rots.

Die belangrikste toepassing vir die Lugeonwaterdruktoets is om te bepaal of inspuiting van 'n damfondament nodig sal wees al dan nie. Fondamente met Lugeonwaardes van minder as 1 (ongeveer gelyk aan 1×10^{-6} m/sek) kan gewoonlik nie met gewone sement verder verdig word nie en moet met chemiese middels behandel word indien waterverliese verder beperk moet word.

Die uitwerking van deurlatendheid op 'n damfondament is (i) verlies aan water, (ii) moontlik pypvorming en (iii) ontwikkeling van oplikragte. Om te kan bepaal wanneer fondamentinspuiting geregverdig is, kan die riglyne in tabel 6.2.7 gevolg word (Houlsby, 1976).

TABEL 6.2.7 DIE NOODSAAKLIKHEID VAN INSPUITING VOLGENS
LUGEONWAARDES

REDE VIR INSPUITING		LUGEONWAARDE WAARBO (VERDERE) INSPUITING NODIG IS
KRITIEKE OPLIGKRAGTE		1
WATERVERLIES		3
PYPVORMING	BETONDAMME	3
	VULDAMME, NOU KERN	5
	VULDAMME, WYE KERN	7

(c) Boorgatdomkragtoetse

Hierdie toetse word gebruik om die vervormbaarheid en sterkte van rotsmassas om boorgate te bepaal. 'n Boorgatdomkrag bestaan uit starre staalplate wat deur hidrouliese domkragte teen die kante van die boorgat gedruk word en deur meting van vervorming kan die modulus van vervormbaarheid van die materiaal bepaal word (Goodman et al, 1972).

(d) Meting van in situ spannings

Voordat 'n rotsmassa kunsmatig belas word deur middel van uitgrawing of die bou van 'n struktuur, is dit dikwels nodig om die bestaande in situ spannings te bepaal sodat die uiteindelijke spanningsverspreiding bereken kan word. Spannings as sodanig kan nie gemeet word nie, maar dit word bereken aan die hand van die gemete vervorming en modulus van elasticiteit van die rots.

Die WNNR vervormingsel (eng. doorstopper) is 'n apparaatjie wat teen die end van 'n boorgat vasgegom en dan saam met 'n stukkie kern uitgeboor word (Leeman, 1966). Die spanningsverligting veroorsaak vervorming wat deur die sel gemeet en waarmee die oorspronklike spanning in twee rigtings bereken kan word. Die volledige spanningstoestand kan bepaal word met die WNNR se drieassige spanningsmeter wat op dieselfde beginsels as die "doorstopper" berus (Van Heerden, 1969).

6.2.15 In situ rotstoetse

Die sterkte en vervormbaarheid van rotsmassas word meesal deur diskontinuiteite eerder as materiaaleienskappe beheer. Die skaal van hierdie diskontinuiteite is meesal sodanig dat die effek daarvan nie in klein laboratoriummonsters bepaal kan word nie en daarom is 'n reeks in situ toetse vir uitvoering op groter monsters in die rotsmassa ontwikkel. Hierdie toetse is gewoonlik baie duur en tydrowend maar vir groot strukture soos damme is die uitvoering daarvan dikwels noodsaaklik ten einde sekere eienskappe wat kritiek vir die veiligheid van die struktuur is, te bepaal.

(a) Plaatbelastingstoetse

Hierdie toetse berus op dieselfde beginsels as dié vir grondmateriaal (sien paragraaf 6.2.13 (a)), maar omdat die vereiste reaksiekrag so groot is, word dit dikwels in spesiale toetstonnels uitgevoer sodat daar teen teenoorgestelde kante van die tunnel gedruk kan word. Deur die vervorming van die rotsmassa by die drukplaat en op verskillende afstande daarvan te bepaal, kan die aangewende druk grafies voor te stel, kan die

modulus van vervorming van die rotsmassa bepaal word.

Die drukplaat wat gebruik word het gewoonlik 'n oppervlakte van $0,5\text{m}^2$ of meer en die druk word aangewend deur hidrouliese domkragte of platdomkragte (eng. flat jacks).

(c) Plat domkragtoetse

Rocha et al (1966 en 1970) het tegnieke ontwikkel om met behulp van gleuwe wat in die rotsmassa gesaag word en dan met behulp van plat domkragte wat daarin pas, belas word, die in situ spannings en vervormbaarheid van rotsmassas te bepaal. 'n Spesiale saag word gebruik om 'n nou gleuf van sowat 1 m breed en 1,2m diep in die rotsmassa te sny en die vervorming (toedruk) van die gleuf word gemeet. 'n Plat domkrag word dan in die gleuf geplaas en die druk wat vereis word om dit weer tot sy oorspronklike posisie terug te druk, is gelyk aan die in situ spanning in die rots. Verdere vervorming van die rots onder verhoogde druk kan dien as 'n maatstaf van die modulus van vervorming van die rotsmassa (Vogler et al, 1976).

HOOFSTUK 7. VERBETERING VAN FONDAMENTE

Fondamentmateriale soos wat hulle in die natuur voorkom, beantwoord nie altyd aan die vereistes vir damwalle ten opsigte van waterdigtheid, vormvastheid en skuifsterkte nie. Afgesien van aanpassings wat in die ontwerp van die struktuur gemaak kan word, is dit ook moontlik om met behulp van 'n aantal verbeteringstegnieke die fondament sodanig te verander dat 'n veilige en doeltreffende struktuur daarop gebou kan word. Die tegnieke wat die meeste gebruik word is afdigting, inspuiting, dreinerings en verankering.

7.1 AFDIGTING

Wanneer die deurlatendheid van 'n damfondament so hoog is dat te veel water verlore sal gaan of die veiligheid van die struktuur bedreig word, moet daar oorweging geskenk word aan die een of ander vorm van afdigting. Afdigting (eng. cut-off) behels die skepping van 'n kunsmatige versperring wat die vloei van water deur die fondament heeltemal of gedeeltelik sal afsluit (Cedergren, 1973).

7.1.1 Ondeurlatende stroomopkokerslaag

'n Kokerslaag van ondeurlatende materiaal kan aan die waterdigte gedeelte van die damwal verbind en stroomop in die damkom geplaas word. Dit kan bestaan uit plastiek- of ander kunsvessel of uit 'n gekompakteerde grondlaag en kan die hele damkom bedek of slegs 'n bepaalde afstand stroomop van die damwal strek om die deursypelingspad te verleng en die hidrouliese gradiënt en vloeitempo te verminder (Sherard et al, 1963).

7.1.2 Afsluitmuur

'n Vertikale ondeurlatende versperring of membraan kan in die fondament geplaas en met die ondeurlatende sone van die damwal verbind word. So 'n versperring kan bestaan uit heiplate wat in mekaar skakel en in die fondament gedryf word of 'n sloot wat met 'n ondeurlatende materiaal soos

klei of beton teruggevul word. Die diepte van so 'n afsluitmuur hang af van die dikte van deurlatende materiaal en die waarde van water wat verlore kan gaan. Indien die deur-latendheid van die fondamentmateriaal geleidelik afneem met diepte, kan 'n afsluitmuur van gekompakteerde klei of beton geplaas word tot op 'n sone waaronder deursypeling binneperke sal wees. In die geval van alluviale afsettings in riviervalleie waar die deurlatendheid ongeveer konstant is of selfs toeneem met diepte, is die effek van gedeeltelike afdigting baie gering en volgens Mansur en Perret (1948) moet die versperring minstens 95 persent van die deurlatende sone beslaan voordat aansienlike vermindering van sypeling verkry word.

Dit is dus soms nodig om afdigting tot dieptes van meer as 50m in waterversadigde alluviale materiaal te doen en die tegniek wat daarvoor gebruik word is die floddersloot (eng. slurry-trench) metode.

Die floddersloot van sowat 1m wyd word gemaak met behulp van 'n sleepgraaf terwyl die kante van die sloot met bentonietmodder gestut word. Die sloot word voortdurend vol modder gehou en as dit die finale diepte bereik, word die modder deur pompbeton vervang of met ander klei gemeng sodat 'n stewige en waterdigte kern verkry word (Hanna, 1976 en Fuquay, 1967).

7.2 INSPUITING

Die term inspuiting verwys na die terme "grouting" (Engels), "injection" (Frans) en "injektion" (Duits) en word verkies bo die gebruiklike Afrikaanse vertalings van bryvulling (Terblanche, 1976) of sementering. Die tegniek behels die boor van gate waardeur 'n sementeringsmiddel dan onder druk in die fondamentmateriaal gepomp word. Die hoofdoel van fondamentinspuiting is die vermindering van deur-latendheid maar, afhangende van die inspuitmiddel wat gebruik word, kan die fondamentmateriaal ook versterk (gekonsolideer) word. 'n Belangrike byvoordeel van 'n

inspuitprogram is die groot aantal boorgate waardeur addisionele fondamenteinligting verkry kan word.

Die soort inspuitmiddel wat gebruik word, hang af van die eienskappe van die fondamentmateriaal en die doel van die inspuitprogram. Sement-water of sement-klei-watermengsels is die goedkoopste inspuitmiddels en word die meeste gebruik maar vir spesiale doeleindes is daar 'n verskeidenheid van chemiese middels (silikajel, organiese hars en poli-uretaanskuim) asfalt en ander produkte beskikbaar (Cambefort, 1977).

7.2.1 Doel van inspuiting

In die geval van damfondamente word inspuiting gedoen (a) om 'n goeie kontak tussen die struktuur en die fondament te verseker, (b) om die boonste, meer genate gedeelte van die fondament te konsolideer, (c) om 'n waterdigte versperring (skerm) in deurlatende fondamentmateriaal te vorm en (d) om spesifieke sones te verdig of te versterk (Munday & Houlsby, 1967).

(a) Kontakinspuiting

Kontakinspuiting word gedoen om te verseker dat enige openings tussen die dam en sy fondament verseël sal word ten einde ongewenste spannings, watersypeling of opligkragte te verhoed.

(b) Konsolidasie-inspuiting

Die boonste gedeelte van die fondamentmassa bevat gewoonlik meer nate as gevolg van drukverligting, verwerking en ploffstofwerk tydens fondamentuitgraving. Die doel van konsolidasie-inspuiting is om deursypeling en opligkragte in die fondament te verhoed deur al die nate te vul en om die skuifsterkte te vermeerder deur die verhoging van normale druk op naatvlakke. Dit is egter belangrik om daarop te let dat die teenwoordigheid van inspuitmiddel in naatvlakke in sekere omstandighede die skuifsterkte kan verlaag deurdat dit rots-tot-rots kontak verhoed (Barroso, 1970).

Inspuitgate word gewoonlik op 'n roosterpatroon geboor nadat die fondamentoppervlak skoongemaak (vuldamme) of nadat die eerste laag beton gegiet is (betondamme). Gate is meesal vertikaal tensy daar 'n belangrike steilhellende naatstelsel is wat beter met skuins gate getref kan word. Die gatspasiëring wissel na gelang van die opname van inspuitmiddel (sien paragraaf 7.2.5) en die diepte word bepaal deur die aard van die materiaal en die soort struktuur.

Die hoeveelheid inspuitmiddel wat gebruik word om 'n sekere volume fondamentmateriaal te konsolideer word die inspuitopname (I_k) genoem. In die geval van sement-water inspuitmiddel word I_k uitgedruk in terme van die massa (kg) droë sement wat deur 1m^3 rots opgeneem is.

(c) Skerminspuiting

Die doel van 'n inspuitskerm is dieselfde as vir 'n afsluitmuur (sien paragraaf 7.1.2.) en dit word gevorm deur een of meer rye inspuitgate parallel met die middellyn van die damwal te boor. Die aantal rye gate word bepaal deur die aard van die fondament en die mate van afdigting wat verlang word terwyl die gatspasiëring in 'n ry wissel na gelang van die opname van inspuitmiddel (sien paragraaf 7.2.5).

Die diepte van inspuitskerm berus op die verandering van deurlatendheid met diepte. 'n Hoogsdeurlatende sone op groot diepte mag vereis dat die inspuitskerm tot benede daardie diepte strek. 'n Skielike oorgang na ondeurlatende materiaal kan beteken dat 'n vlak skerm voldoende is. In die meeste gevalle is daar egter 'n geleidelike afname in deurlatendheid en 'n skerm tot 'n diepte van $0,6H$ tot $1H$ (waar H die waterdiepte by daardie punt) word gewoonlik gespesifiseer (Lancaster-Jones, 1964).

Skerminspuiting vir vuldamme word gewoonlik vanaf 'n inspuitblad op die voltooide fondamentvlak gedoen terwyl dit vir betondamme meesal vanuit 'n spesiale gang naby die stroomophak van die struktuur gedoen word.

Vir die bepaling van die inspuitopname van 'n skerm (I_s) word daar aanvaar dat die skerm 'n nominale dikte het van l_m en vir 'n sement-water inspuitmiddel word I_s uitgedruk in terme van die massa (kg) droë sement wat per eenheidsoppervlakte (m^2) van die skerm opgeneem word.

(d) Spesiale inspuiting

Die teenwoordigheid van spesifieke strukture soos nate, verskuiwings, intrusiewe gange of oplossingskanale mag vereis dat spesiale inspuiting gedoen moet word om die nodige waterdigtheid en sterkte te verleen.

7.2.2 Metode van inspuiting

In die geval van vlak gate soos vir kontak- en konsolidasie-inspuiting word die inspuiting gewoonlik in een stadium gedoen. Dit beteken dat die gat tot sy finale diepte geboor, 'n pakstuk by die bek van die gat geplaas en die middel ingepomp word. By dieper gate word daar gewoonlik van meer as een stadium gebruik gemaak. Die doel daarvan is (i) om die boonste sone eers te konsolideer sodat die onderliggende materiaal teen hoër drukke ingespuut kan word, (ii) om te verhoed dat een sone wat meer deurlatend is, al die middel absorbeer ten koste van die ander en (iii) om te verhoed dat segregasie van die inspuitmiddel in die gat plaasvind. Daar is vyf soorte van stadia-inspuitings naamlik: (a) afwaarts, (b) afwaarts met pakstuk, (c) opwaarts met pakstuk, (d) kringloop en (e) "Tube a Manchette" (Water Resources Commission, 1977).

(a) Afwaarts

Die verskillende stappe by die afwaartse metode van inspuiting is die volgende:

- (i) Die eerste stadium word geboor en ingespuut terwyl 'n pakstuk of staanpyp by die bek van die boorgat geplaas word.

- (ii) Daar word deur die eerste en tweede stadia geboor en die hele gat word weer ingespuut terwyl die pakstuk of staanpyp steeds bo in die gat is.
- (iii) Die derde en verdere stadia is herhalings van (ii).

(b) Afwaarts met pakstuk

Die volgende stappe word vir hierdie metode gebruik:

- (i) Soos in (a) (i).
- (ii) Daar word deur die eerste en tweede stadia geboor en 'n pakstuk word by die onderkant van die eerste stadium geplaas. Slegs die tweede stadium word ingespuut.
- (iii) Die derde en verdere stadia is herhalings van (ii) en die pakstuk word telkens by die onderkant van die vorige stadium geplaas.

(c) Opwaarts met pakstuk

Die stappe vir hierdie metode is soos volg:

- (i) Die gat word tot sy volle diepte geboor en 'n pakstuk word aan die bokant van die diepste stadium geplaas. Slegs die diepste stadium word ingespuut.
- (ii) Die pakstuk word geskuif tot bokant die volgende vlakke stadium en slegs daardie stadium word ingespuut.
- (iii) Die prosedure vir vlakke stadia is herhalings van (ii).

(d) Kringloop

Hierdie metode stem in beginsel ooreen met die afwaartse metode (paragraaf (a)), behalwe dat die inspuutmiddel met behulp van 'n pyp tot by die bodem van die gat geneem word en dan opwaarts in die gat terugvloei om bo by die bek deur 'n omloopleiding waarin die druk beheer word, na die pomp terug te vloei.

Van bogenoemde metodes is die afwaartse een die beste maar omdat dit duur en tydrowend is, word die opwaartse metode wat minder doeltreffend is, die meeste gebruik.

(e) "Tube a Manchette"

Hierdie metode is ontwikkel met die oog op die inspuiting van ongekonsolideerde materiaal wat nie sonder 'n voering in boorgate kan staan of met behulp van 'n pakstuk afge= seël kan word nie. Die toerusting bestaan uit 'n buis met perforasies op bepaalde afstande van mekaar waaroor rubberhulse pas. Die "Tube a Manchette" word in 'n gevoer= de boorgat geplaas, die voering word verwyder en die inspuiting van bepaalde stadia word dan met behulp van 'n dubbelpakstuk wat binne in die buis pas, gedoen. Die rubberhulse laat toe dat inspuitmateriaal uit die buis in die fondamentmateriaal gedruk word en verhoed terself= dertyd die terugvloei van materiaal na die buis.

7.2.3 Inspuitmiddels

In Suid-Afrika word feitlik uitsluitlik van sement-watermeng= sels gebruik gemaak vir die inspuiting van damfondamente. In die V.S.A. en Europa is sement-water-kleimengsels baie populêr terwyl daar ook dikwels van chemiese jels of harse gebruik gemaak word, veral waar fondamentrots met fyn krakies of alluviale materiale afgedig moet word. Asfalt, en meer onlangs, poli-uretaanskuim word veral aangewend om vinnigvloeiende water in groot oplossingskanale te stop (Dimas, Savini and Weyerman, 1978).

Vanweë die gemiddelde korrelgrootte van sement (0,1mm) is die kleinste krake wat dit kan penetreer sowat 0,2mm (Cook and Kennedy, 1956) en die fynste sand wat daarmee ingespuit kan word, het 'n deurlatendheidskoëffisiënt van minstens 1×10^{-6} m/sek (Cambefort, 1977).

Volgens Houlsby (1976) is daar in Australië bevind dat verdigting van 'n rotsfondament gewoonlik nie nodig is in= dien die krake in die rotsmassa so fyn is dat sement nie

daarin gespuit kan word nie. Hierdie opinie word ook deur die Departement van Waterwese in Suid-Afrika gehuldig en daarom word slegs sementinspuiting gespesifiseer.

Die verhouding volgens massa waarmee die sementpoeier met water gemeng word (WS-verhouding) kan wissel van 10:1 tot 1:1, afhangende van die deurlatendheid van die fondament. Inspuiting begin gewoonlik met 'n WS-verhouding van 10:1 wat in werklikheid 'n soort waterdruktoets is en word dan geleidelik verdik totdat inspuitweiering plaasvind.

7.2.4 Inspuitdruk

Daar bestaan 'n groot verskil van opinie omtrent die druk waaronder inspuiting moet geskied. In die V.S.A. (asook Australië en Suid-Afrika) word daarteen gewaak om drukke toe te pas wat die deklaagdruk oorskry aangesien dit tot opheffing en beskadiging van die fondamentrots kan lei. Die algemene reël vir inspuitdruk in hierdie lande is dus dat die druk (P_b) gelyk moet wees aan $22,6D$ kPa waar D die diepte van die onderpunt van die stadium in meter is.

Die Water Resources Commission of New South Wales (1977) verstrek grafieke vir toelaatbare druk wat die toestand van die rotsmassa in ag neem. Die volgende formules is van daardie grafieke afgelei:

Swak rotsmassa	$P_b = 7 D$ kPa
Gemiddelde rotsmassa	$P_b = 30 D$ kPa
Sterk rotsmassa	$P_b = 52 D$ kPa

In Europa word daar van die veronderstelling uitgegaan dat die inspuitdruk hoog genoeg moet wees om krake in die materiaal te vorm ten einde goeie penetrasie te verkry. Die drukke wat daar gebruik word is gewoonlik van 3 tot 5 maal soveel as wat deur die algemene reël vir deklaagdruk verkry word. Opheffing word noukeurig dopgehou tydens inspuiting en daar kan aanvaar word dat beter penetrasie van inspuitmiddels en vermindering van deurlatendheid verkry word (Cambefort, 1977).

7.2.5 Gatspasiëring

Aanvanklik word inspuitgate wyd gespasiëer (primêre gate) en ingespuut totdat weiering bereik word. Indien die totale inspuitopname 'n bepaalde hoeveelheid oorskry, word 'n volgende stel gate (sekondêre gate) tussenin geboor (spasiëring word gehalveer) en ingespuut. Afhangende van die opname kan dit nodig wees om derde, vierde en verdere reekse gate té boor totdat die vereiste waterdigtheid verkry is (Munday and Houlsby, 1967).

7.3 DREINERING

Geen damfondament is ooit heeltemal ondeurlatend of kan volkome afgedig word met behulp van afsluitmure of inspuiting nie. Daar moet dus aanvaar word dat 'n sekere hoeveelheid water deur die fondament sal vloei en dat 'n gedeelte van die druk van die water in die dam in die fondament teenwoordig sal wees. Die vloei van water deur die fondament is nie 'n probleem nie tensy die kritieke gradiënt (sien paragraaf 3.1.2 (b)) by die punt van uitsypeling oorskry word sodat beweging van materiaal en pypvorming kan plaasvind.

Die teenwoordigheid van hoë hidrostatische druk in 'n damfondament lei tot vermindering van effektiewe druk en verlaging van skuifsterkte. Opligdruk is veral kritiek in die geval van diskontinuiteite wat ongunstig georiënteer is ten opsigte van die rigting van belasting deur betondamme (sien paragraaf 6.2.10).

Dreinerings van damfondamente word derhalwe gedoen om die punt van uitsypeling van water te beheer en om waterdruk in die fondamentmassa te verlig.

In die geval van vuldamme wat op erodeerbare grondfondamente gebou is, word dreinerings gewoonlik naby die stroomaftoon van die damwal aangebring in die vorm van 'n toondreineerkanaal, toondreineerblad of dreineerputte. In elk van hierdie gevalle word die fondamentmateriaal beskerm deur 'n filterlaag, gevolg deur 'n laag wat

dreinerings na 'n vry oppervlak toelaat (Cedergren, 1973).

In die rotsfondamente van betondamme word dreinerings gewoonlik gedoen met behulp van 'n ry dreineergate of 'n dreineerskerm en ten einde druk oor die grootste moontlike gedeelte van die damfondament te verlig word die dreineerskerm gewoonlik so na as moontlik aan die stroomophak van die dam en net stroomaf van die inspuitskerm vanuit die dreineergang in die damwal geboor. Indien die rotsmassa materiaal bevat wat erodeerbaar is (naatvulmateriaal) is dit soms nodig om dreineergate met filters toe te rus (Thomas, 1976).

Dreinerings van die flanke word dikwels gedoen deur die dreineergange in die damwal tot diep in die flanke te verleng en dreineergate vertikaal opwaarts en afwaarts vanuit die gange te boor. In spesiale gevalle word dreineergange diep onder die damwal in die fondamentrots gemaakten einde ophouding onder die damwal of in kritieke gedeeltes van die fondament heeltemal uit te skakel.

7.4 VERANKERING

Ongunstig georiënteerde diskontinuiteitsvlakke in die fondament van 'n betondam is dikwels 'n bedreiging vir die stabiliteit van die wal teen skuifswigting. Aanpassings in die ontwerp soos verdikking van die wal, verandering van die krommingstraal of dreinerings mag onekonomies of steeds nie heeltemal doeltreffend wees nie en in sulke gevalle kan ankers gebruik word om die rigting van die resultante krag op 'n vlak te verander, die normale spanning te verhoog en addisionele skuifsterkte te mobiliseer. Rotsankers bestaan uit kables van gevlegde staaldraad wat aan die onderpunt van 'n boorgat vasgeheg word (meganiese wig of sementeringsmiddel) en by die bopunt van die gat gespan word. Nadat die kabel gespan is word die hele gat gewoonlik met sement, olie of kunshars gevul om korrosie van die kabel te verhoed. Ankers word gewoonlik so geplaas dat hulle die skuifvlak nagenoeg loodreg kruis of die totale resultante krag nader aan die normaalposisie bring.

HOOFSTUK 8. GROTER DAMME IN SUID-AFRIKA

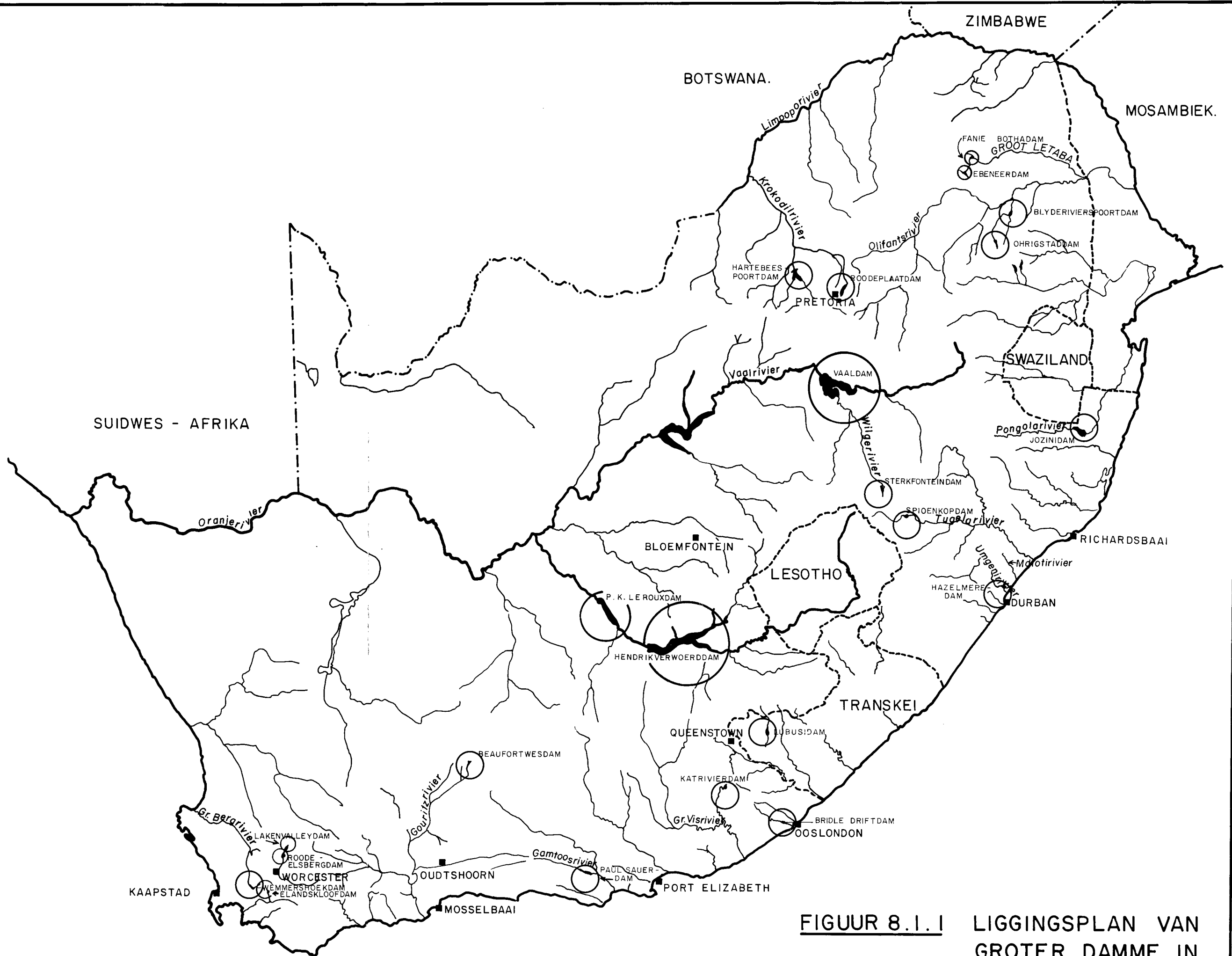
8.1 INLEIDING EN ALGEMENE BESONDERHEDE

Die begrip "groter" dam is in hoofstuk 1 gedefinieer as 'n dam waarvan die hoogte bokant laagste fondamentvlak 50 m of meer is. Daar is ook verduidelik waarom hierdie studie beperk is tot die groter damme in Suid-Afrika wat op 31 Desember 1977 voltooi was en statistiese gegewens omtrent die hoogtes, soorte damwalle, belangrikste fondamentgesteentes en voltooiingsdatums is verstrekk (tabelle 1.4.1 en 1.4.2 en figure 1.4.1 en 1.4.2).

8.1.1 Omvang van ondersoek

Ten einde die invloed van geologiese faktore op die ontwerp en konstruksie van groter damme in Suid-Afrika te probeer bepaal, is 'n diepgaande studie onderneem van ondermeer die volgende fasette:

- (a) Ligging van elk van die damme (figuur 8.1.1).
- (b) Doel van die damme (tabel 8.1.1).
- (c) Faktore wat die keuse van damterrein beïnvloed het (paragraaf 8.6).
- (d) Geologie en geomorfologie van die damterreine (paragraaf 8.2).
- (e) Omvang en resultate van ingenieursgeologiese ondersoeke by damterreine (paragrawe 8.3, 8.4 en 8.5).
- (f) Besonderhede omtrent die ontwerp van damwalle (paragraaf 8.8).
- (g) Geologiese toestande wat die konstruksie en finale ontwerp van die damwalle beïnvloed het (paragrawe 8.2 en 8.9).
- (h) Gegewens omtrent die werking en veiligheid van die strukture (paragrawe 8.2 en 8.10).



FIGUUR 8.1.1 LIGGINGSPLAN VAN GROTER DAMME IN SUID-AFRIKA.

TABEL 8.1.1

ALGEMENE BESONDERHEDE VAN GROTER DAMME IN SUID-AFRIKA

NAAM VAN DAM	JAAR VOLTOOI	RIVIER	NAASTE DORP	SOORT WAL	HOOGTE (m)	KRUIN= LENGTE (m)	DAMWAL		RESERVOIR		DOEL VAN DAM
							VOLUME ($10^3 m^3$)	BASIS = WYDTE (m) BERAAM	VOLUME ($10^6 m^3$)	OPPER= VLAKTE ($10^6 m^2$)*	
LUBISI	1968	INDWE	SOUTHEYVILLE	DUBBELBOOG	53,8	268	77	12	156,6	11,16	Besproeiing - 3 370ha
PAUL SAUER	1969	KOUCHA	PATENSIE	DUBBELBOOG	95	317	267	12	132,4	5,61	Besproeiing - 8 137ha, vloedbeheer, stedelik
ROODE ELSBERG	1973	SANDDRIFT	WORCESTER	DUBBELBOOG	70,7	274	116	14	8,2	0,38	Besproeiing - 9 660ha
JOZINI	1973	PONGOLA	PONGOLA	DUBBELBOOG	89,3	515	575	24	2492	132,76	Besproeiing - 55 000ha
P.K. LE ROUX	1977	ORANJE	PETRUSVILLE	DUBBELBOOG	108	770	1300	32	3183,5	138,36	Besproeiing - 25 000ha vloedbeheer, krag-110MW
HARTEBEEFSTPOORT	1925	KROKODIL	SCHOEMANSVILLE	WISSELSTRAAL	62	140	68	22	212	20	Besproeiing - 15 000ha
ROODEPLAAT	1959	PIENAARS	PRETORIA	WISSELSTRAAL	62	351	55	15	41,9	3,96	Besproeiing - 1 700ha
KATRIVIER	1970	KAT	SEYMOUR	MEERBOOG	55,6	482	107	8	26,2	2,14	Besproeiing - 1 500ha, stedelik
H.F. VERWOERD	1972	ORANJE	NORVALSPONT	SWAARTEBOOG	88	960	1376	40	5954,8	364,38	Besproeiing - vloedbeheer, krag-320MW
BLYDERIVIERSPOORT	1974	BLYDE	HOEDSPRUIT	SWAARTEBOOG	71	240	229	30	54	2,61	Besproeiing, stedelik
SPIOENKOP	1973	TUGELA	BERGVILLE	SWAARTEKRAG	55	472	382	44	278	15,44	Stedelik, besproeiing - 8 000ha.
LAKENVALLEY	1974	SANDDRIFT	CERES	SWAARTEKRAG	56	290	107	40	10,3	0,83	Besproeiing - aanvullend tot Roode Elsberg
ELANDSKLOOF	1976	ELANDS	VILLIERSDORP	SWAARTEKRAG	69	167	40	50	11	0,73	Besproeiing - 15 000ha, stedelik
HAZELMERE	1977	MDLOTI	VERULAM	SWAARTEKRAG	50	457	155	36	40,2	3,04	Stedelik, beperkte besproeiing.
BEAUFORT WEST	1954	GAMKA	BEAUFORT WEST	ROTSVUL	56	155	356	150	2,3	0,15	Vloedbeheer, stedelik, besproeiing - 100ha.
OHRIGSTAD	1955	OHRIGSTAD	OHRIGSTAD	ROTSVUL	52	387	520	140	17,9	0,94	Besproeiing - 4 200ha
WEMMERSHOEK	1957	WEMMERS	FRANSCHHOEK	ROTSVUL	80	520	2886	250	58,6	2,96	Stedelik
BRIDLE DRIFT	1968	BUFFELS	OOS-LONDEN	ROTSVUL	52	540	765	208	75,7	6,16	Stedelik
VAALDAM	1956	VAAL	DENEYSVILLE	SAAMGESTEL	60,6	3301	1041	40	2365	292,69	Stedelik, besproeiing.
FANIE BOTHA	1977	GROOT LETABA	TZANEEN	SAAMGESTEL	55	1155	1796	48	156,7	11,48	Besproeiing - 25 000ha, stedelik
EBENEZER	1959	GROOT LETABA	HAENERTSBURG	GRONDVUL	62	312	1157	334	68,9	3,83	Besproeiing, stedelik
STERKFORTEIN	1977	NUWEJAARSPRUIT	HARRISMITH	GRONDVUL	69	2359	5800	460	1203	50,73	Stedelik.

* Die oppervlakte van die damkom word in m^2 aangegee om aan te pas by ICOLD se Register van Damme en om vergelyking met die damwalvolume te vergemaklik.

8.1.2 Bronne van inligting

Afgesien van die skrywer se persoonlike betrokkeheid by en kennis van die ondersoeke, beplanning, ontwerp en konstruksie van sowat die helfte van die groter damme, is daar hoofsaaklik van die volgende inligtingsbronne gebruik gemaak:

- (a) Register van damme van die Departement van Waterwese.
- (b) Register van Groot Damme van die Internasionale Kommissie vir Groot Damme.
- (c) Parlementêre Witskrifte vir die damme van die Departement van Waterwese wat na 1960 voltooi is.
- (d) Gepubliseerde en ongepubliseerde geologiese bladkaarte van die Geologiese Opname.
- (e) Ongepubliseerde verslae van die Geologiese Opname oor ingenieursgeologiese ondersoeke by die meeste van die damterreine.
- (f) Swart-en-wit lugfoto's asook spesiale skuins lugfoto's van 'n aantal damme.
- (g) Kontoerplanne en ontwerptekeninge van die Departement van Waterwese.
- (h) Ongepubliseerde verslae van die Boustoflaboratorium van die Departement van Waterwese oor ondersoeke van fondamenttoestande en konstruksiemateriale vir grondvuldamme.
- (i) Ongepubliseerde ontwerpverslae van die Departement van Waterwese.
- (j) Lêers van die Afdelings Beplanning, Ontwerp en Konstruksie van die Departement van Waterwese.
- (k) Verslae en tekeninge deur Raadgewende Ingenieurs oor ingenieursgeologiese en geotegniese ondersoeke by enkele damme.

(l) Ontwerpverslae en tekeninge deur Raadgewende Ingenieurs (slegs enkele damme).

(m) Voltooiingsverslae van die Departement van Waterwese (slegs in enkele gevalle beskikbaar).

(n) Publikasies in tydskrifte en in die verhandelinge van kongresse van die Internasionale Kommissie vir Groot Damme.

(o) Persoonlike onderhoude en korrespondensie met geoloë en ingenieurs wat met die ondersoek, ontwerp en konstruksie van die damme gemoeid was.

8.1.3 Probleme met die ondersoek

Ten spyte van bogenoemde bronne van inligting, was daar in baie gevalle probleme om die tersaaklike inligting vir die doel van hierdie studie te bekom. Die belangrikste probleme was die volgende:

(a) Vir damme wat nie deur die Departement van Waterwese gebou is nie of voor 1960 voltooi is, was daar geen Parlementêre Witskrifte beskikbaar nie.

(b) Die Geologiese Opname beskik nie meer oor volledige rekords van alle geologiese ondersoekwerk wat by dam=terreine uitgevoer is nie.

(c) Daar was nie geologiese kaarte beskikbaar vir die gebiede om al die damme nie.

(d) Die Departement van Waterwese beskik nie oor ontwerp=tekeninge vir al die damme nie en in sommige gevalle is gevind dat die beskikbare tekeninge nie presies ooreenstem met die strukture soos wat hulle werklik gebou is nie.

(e) Voltooiingsverslae van damme was slegs in enkele gevalle beskikbaar en belangrike gegewens omtrent die konstruksie, soos werklike uitgrawingsdieptes, besonder=hede oor fondamentinspuiting en dreinering kon in baie gevalle glad nie of slegs gedeeltelik opgespoor word.

(f) Alhoewel die meeste van die nuwe damme oor uitgebreide

instrumentasiesistelsels beskik, is gevind dat talle van die instrumente buite werking is en dat die verwerking en interpretasie van instrumentasiewaarnemings in baie gevalle agterweë gebly het of onvolledig is.

8.1.4 Prosedure van ondersoek

Die stappe wat vir die ondersoek van elk van die groter damme gevolg is, was ongeveer soos volg:

- (a) Versameling en bestudering van alle beskikbare verslae en publikasies oor en tekeninge en foto's van die terrein en struktuur.
- (b) Onderhoude of korrespondensie met geoloë, beplannings-, ontwerp- en konstruksie-ingenieurs wat met die projek gemoeid was.
- (c) Besoek aan die terrein vir 'n algemene inspeksie van die geologie en fondamenttoestande, die toestand en werking van die struktuur en bestudering van konstruksierekords wat nog by die terrein beskikbaar mag wees.
- (d) Opstel van 'n tekening wat die lokaliteit, algemene geologie van die omgewing, 'n plan van die damterrein en damwal asook 'n lengtesnit en dwarsnit deur die damwal wat fundamentgesteentes, fundamenteuitgraving en fundamentbehandeling aantoon (figure 8.2.1 tot 8.2.22).
- (e) Opskryf van gegewens in die vorm van verslag.
- (f) Voorlegging van verslag en tekening aan die Departement van Waterwese vir tegniese kontrole en goedkeuring.
- (g) Verwerking van gegewens (hoofstuk 8).

8.1.5 Algemene besonderhede en uitstaande kenmerke van groter damme in Suid-Afrika

Besonderhede oor die naam, rivier waarin gebou, voltooiingsdatum, naaste dorp, soort damwal, maksimum hoogte bokant laagste fondamentvlak, kruinlengte, volume konstruksiemateriaal gebruik, beraamde maksimum basiswydte, inhoudsvermoë en oppervlakte van damkom by volvoorraadhoogte en hoofdoel van elk van die damme word in tabel 8.1.1 aangegee (ICOLD, 1979).

Verdere eienskappe van die damterreine en damwalle soos die verhouding van kruinlengte tot hoogte by volvoorraadhoogte, algemene valleivorm, belaste volume van fondament as gevolg van die damwal (sien paragraaf 8.3), gemiddelde diepte van reservoir (sien paragraaf 2.4), verhouding van reservoir= volume tot damwalvolume en vermoë van die oorloop word in tabel 8.1.2 gegee.

Die eerste dam in Suid-Afrika wat aan die vereistes vir 'n "groter" dam voldoen het, was die Hartebeestpoortdam wat in 1925 voltooi is. Tussen 1925 en 1954 is daar geen groter damme voltooi nie maar daarna het die vraag na hierdie soort damme skielik toegeneem sodat daar 'n verdere 21 groter damme tot en met 31 Desember 1977 gebou is (sien figuur 1.4.2).

Vir 15 van die 22 groter damme was die hoofdoel die voor= siening van besproeiingswater terwyl 6 hoofsaaklik vir stedelike watervoorsiening en 1 vir vloedbeheer gebou is (sien tabel 8.1.1).

Daar kan besliste neigings vir sekere soorte damme gedurende bepaalde tydperke bespeur word. So is drie van die vier groter rotsvuldamme tussen 1954 en 1957 voltooi en dit wil voorkom asof the probleme met lekkasie wat by hierdie soort damme ondervind is, die Departement van Waterwese vir minstens twintig jaar lank ontmoedig het om weer sulke groot rotsvuldamme aan te pak. Die era van indrukwekkende dubbelboogwalle was die laat sestiger= jare en tussen 1968 en 1973 is vier van die vyf groter koepeldamme en die enigste meerboogdam voltooi. Nadat die entoesiasme vir hoogs gesofistikeerde ontwerpe ietwat bedaar het, is daar gedurende die tydperk 1972 tot 1976 vyf van die ses groter swaartekragwalle voltooi.

Die uitstaande kenmerke van enkele van die groter damme is die volgende:

- (a) Die Paul Sauerdam (95m hoog) is die eerste groot dubbelboogdam wat in Suid-Afrika gebou is.
- (b) Die P.K. le Rouxdam (108m hoog) is tans (1979) die hoogste dam in Suid-Afrika.

TABEL 8.1.2

DAMTERREIN EN DAMWALEIENSKAPPE VAN GROTER DAMME IN SUID-AFRIKA

NAAM VAN DAM	KRUINLENKTE DAMWALHOOGTE	VALLEI- VORM	BELASTE VOLUME	GEMIDDELDE DIEPTE (m)	RESERVOIRVOLUME	RESERVOIRVOLUME	OORLOOPVERMOË kumek
			= $\frac{\text{HOOGTE}}{\text{BASIS}} \times \text{DAMWAL-}$ VOLUME (10 ³ m ³)		DAMWALVOLUME	BETONDAMVOLUME	
LUBISI	4,98	PARABOLIES	345,2	14,0	2034	2034	1250
PAUL SAUER	3,33	TRAPESIDAAL	2113,75	23,6	496	496	4248
ROODE ELSBERG	3,87	TRAPESIDAAL	585,8	21,6	71	71	708
JOZINI	5,76	PARABOLIES	2139,00	18,8	4334	4334	5700
P.K. LE ROUX	7,12	TRAPESIDAAL	4387,5	23,0	2449	2449	20400
HARTEBEESTPOORT	2,25	PARABOLIES	191,63	10,6	3118	3118	2322
ROODEPLAAT	5,66	DRIEHOEKIG	227,33	10,6	762	762	970
KATRIVIER	8,66	TRAPESIDAAL	743,65	12,2	245	245	480
H.F. VERWOERD	10,9	TRAPESIDAAL	3027,20	16,3	4328	4328	20450
BLYDERIVIERSPOORT	3,38	TRAPESIDAAL	541,96	20,7	236	236	2350
SPIOENKOP	8,58	TRAPESIDAAL	477,50	18,0	728	728	3820
LAKENVALLEY	5,17	DRIEHOEKIG	149,80	12,4	96	96	566
ELANDSKLOOF	2,42	DRIEHOEKIG	55,2	15,0	275	275	420
HAZELMERE	9,14	TRAPESIDAAL	215,27	13,2	259	259	1472
BEAUFORT WEST	2,76	DRIEHOEKIG	132,9	15,3	7	21	340
OHRIGSTAD	7,4	DRIEHOEKIG	193,14	19,0	34	102	1180
WEMMERSHOEK	6,50	DRIEHOEKIG	923,52	19,8	20	60	1065
BRIDLE DRIFT	10,38	TRAPESIDAAL	191,25	12,3	99	297	4531
VAALDAM	54,47	DRIEHOEKIG	465,35	8,0	2272	6816	5097
FANIE BOTHA	21,0	DRIEHOEKIG	446,07	13,6	87	261	6230
EBENEZER	5,03	DRIEHOEKIG	214,77	17,9	60	360	610
STERKFORTEIN	34,18	DRIEHOEKIG	870,00	23,8	207	1242	0

(c) Die Hartebeestpoortdam is die eerste groter dam en die eerste boogdam wat in Suid-Afrika gebou is en tot 1959 was dit die hoogste dam in die land.

(d) Die H.F. Verwoerddam vorm die grootste binnelandse wateroppervlakte in Suid-Afrika ($364 \times 10^6 \text{ m}^2$) en sy inhoudsvermoë ($5\,954,8 \times 10^6 \text{ m}^3$) is bykans tweemaal soveel as dié van die P.K. 1e Rouxdam wat die tweede grootste inhoudsvermoë het.

(e) Die Lakenvalleydam is die enigste swaartekragdam met 'n holte, (sien paragraaf 3.2) wat in Suid-Afrika gebou is.

(f) Die Wemmershoekdam is die hoogste (80m) en die grootste rotsvulwal ($2\,886 \times 10^6 \text{ m}^3$ vulmateriaal) in Suid-Afrika.

(g) Die Bridle Driftdam is die eerste versterkte rotsvuldams wat in Suid-Afrika gebou is.

(h) Die Vaaldam het die tweede langste damwal (3 301m) en die tweede grootste wateroppervlakte ($293 \times 10^6 \text{ m}^2$) van al die damme in Suid-Afrika.

(i) Die Sterkfonteindam se wal bevat die grootste hoeveelheid vulmateriaal ($5\,800 \times 10^3 \text{ m}^3$) in Suid-Afrika en na die voorgestelde verhoging gedurende 'n tweede stadium sal dit die eerste dam in Suid-Afrika wees wat kwalifiseer vir die benaming van "meerdere" dam (meer as $15 \times 10^6 \text{ m}^3$ vulmateriaal) volgens die definisie van die Internasionale Kommissie vir Groot Damme. Sterkfontein is ook die grootste dam in die wêreld wat nie oor 'n oorloopstruktuur beskik nie.

8.2 ALGEMENE BESKRYWING VAN DIE TERREINE EN STRUKTURE

Die belangrikste kenmerke van die geologie en die geomorfologie by die terreine vir groter damme asook inligting omtrent die werklike fondamenttoestande soos blootgestel tydens konstruksie, aanpassings aan die ontwerp as gevolg van veranderde of onverwagte geologiese toestande en probleme met die werking van die voltooide damme word in die volgende paragrawe bespreek.

8.2.1 Lubisidam (sien figuur 8.2.1 en foto 3.3.4)

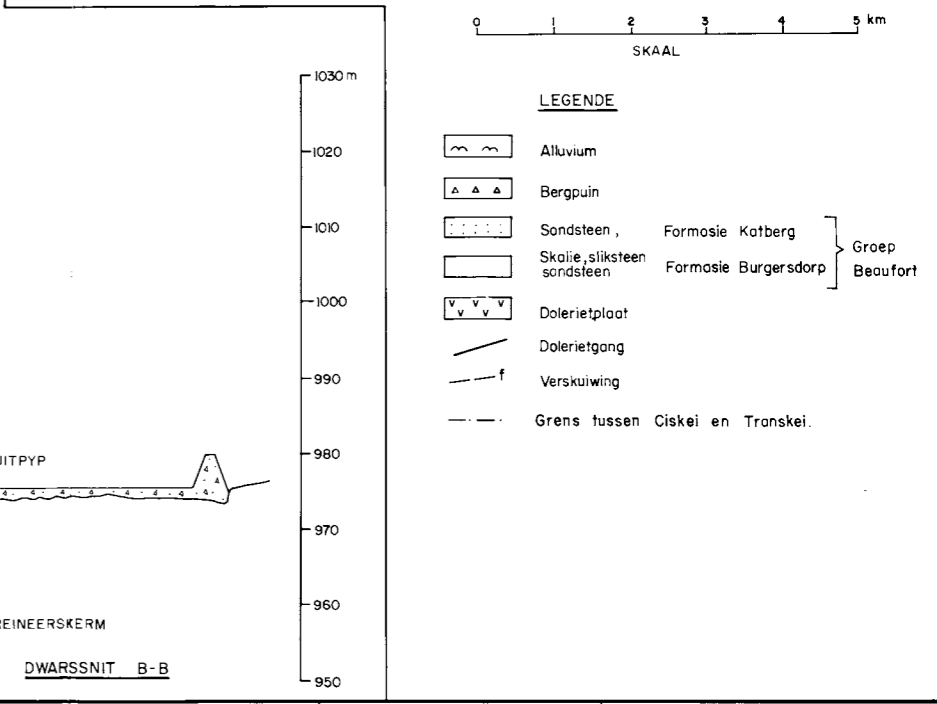
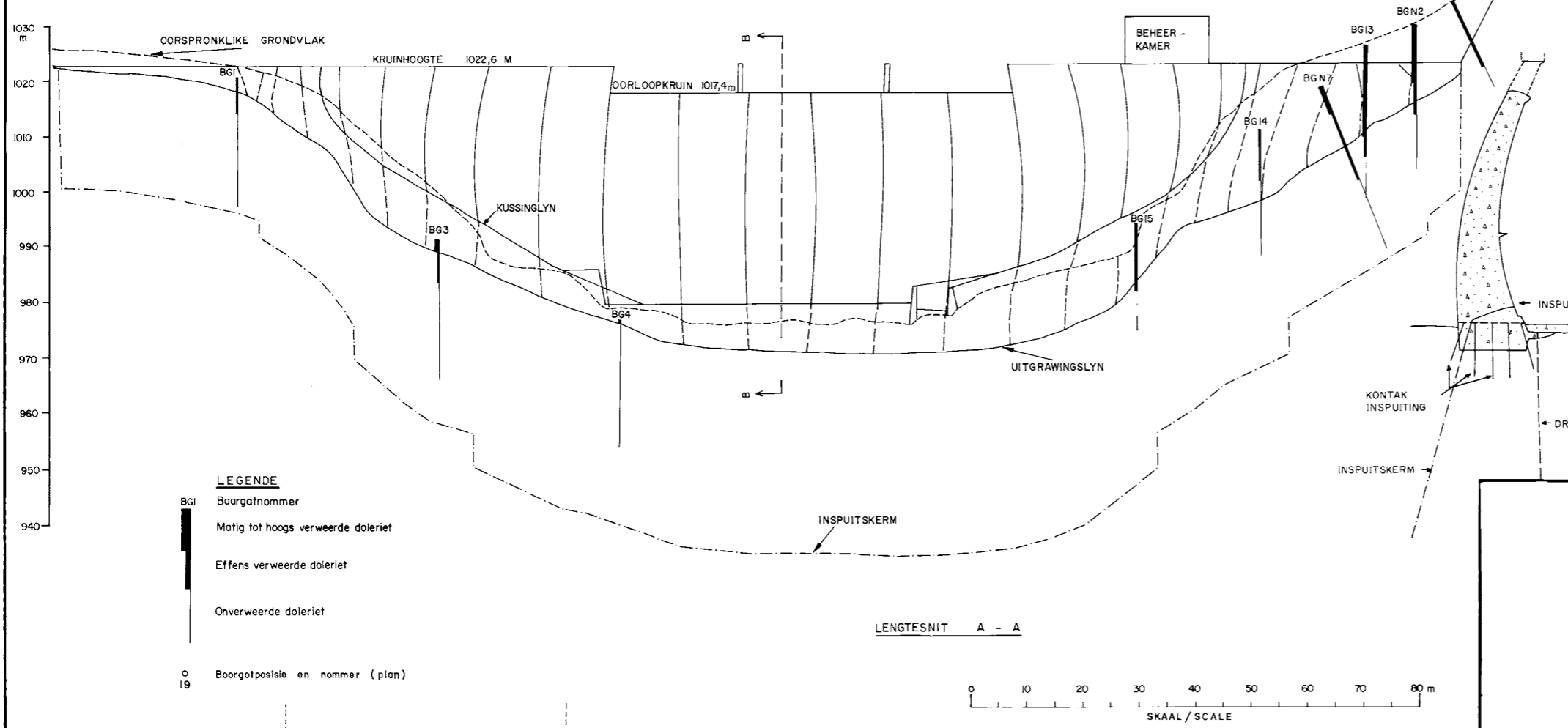
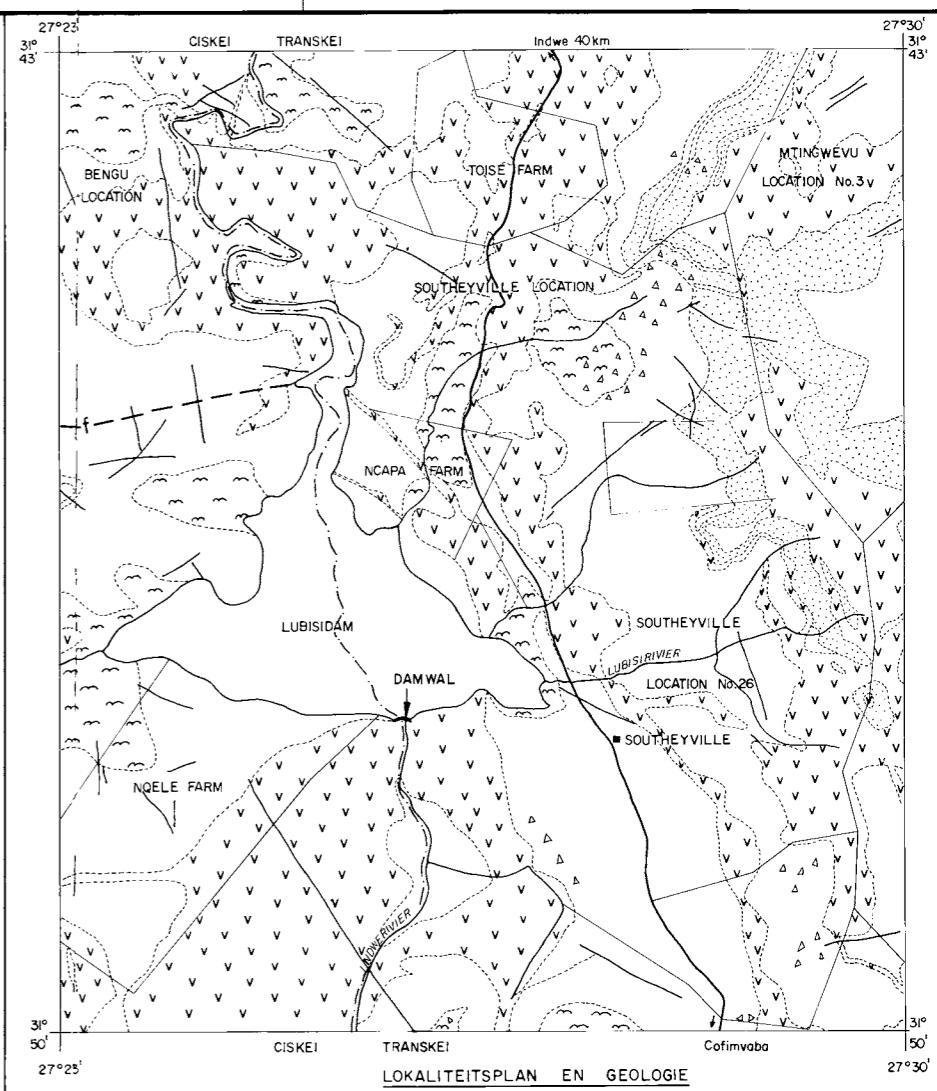
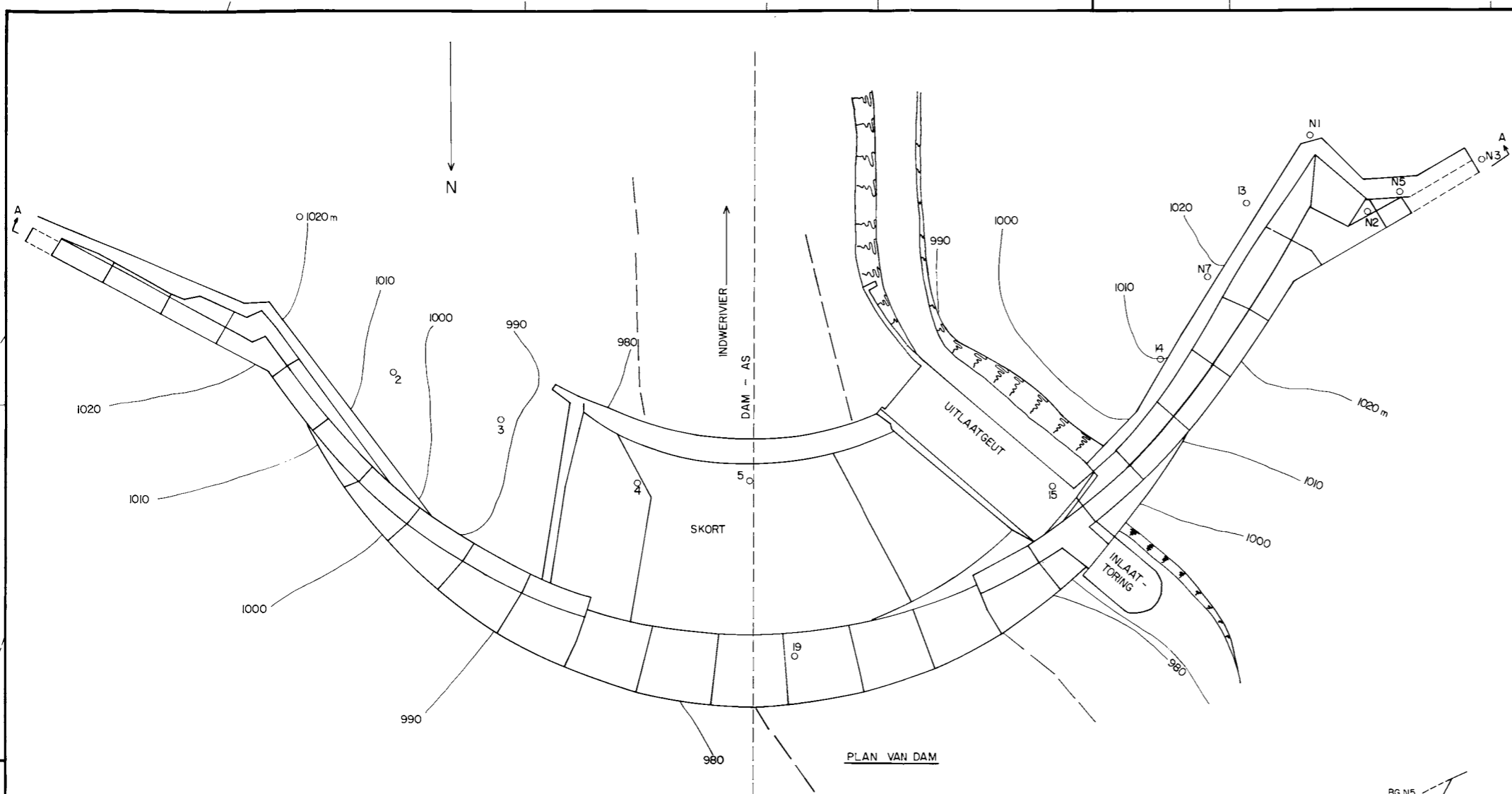
Die gebied om die dam word beslaan deur platliggende moddersteen en sandsteen van die Formasie Burgersdorp van die Groep Beaufort waarin daar verskeie groot dolerietplate ingedring het. Enkele dolerietgange kom ook in die gebied voor.

Stroomop van die damterrein vloei verskeie riviere soos die Doring- die Gubu- en die Lupapasiriviere saam met die Indwerivier en loop dan suidwaarts oor 'n betreklik platliggende gebied wat telkens onderbreek word deur reekse rante wat deur dolerietplate beslaan word. Waar die rivier oor sedimentêre gesteentes vloei, is die gradiënt gewoonlik minder as 3m/km. Dit neem egter toe tot tussen 6 en 8m/km waar die rivier deur dolerietplate sny. Stroomaf van die damterrein val die rivier teen meer as 30m/km totdat dit die gelyktes van die St. Marks Flats bereik.

Die dolerietplaat waarop die dam geleë is, het 'n oostelike strekking en hel teen sowat 25° na die noorde (stroomop). Stroomaf word die helling vinnig kleiner en word die plaat 'n effens golwende en feitlik horisontale intrusie. By die damterrein is die dolerietplaat na skatting minstens 100m dik. In die damkom is daar feitlik geen doleriet nie en die gebied word hoofsaaklik beslaan deur moddersteen met ondergeskikte sliesteen en sandsteen. By die kontak met die dolerietplaat, sowat 60m stroomop van die damwal is die moddersteen tot 'n aansienlike mate gebak (Coetzee, 1958).

By die damterrein het die dik dolerietplaat 'n basisvlak vir insnyding van die Indwerivier gevorm en die sagte, maklik erodeerbare moddersteen stroomop daarvan het 'n afplatting van die gradiënt en 'n groot plat damkom laat ontstaan.

Die middellyn van die damterrein word in sy geheel beslaan deur 'n dolerietplaat wat stroomop hel en minstens 100m dik is. Die diepte tot by onverweerde rots was tussen 7 en 14m langs die linkerflank, 2m in die riviergedeelte en meer as 20m langs die regterflank.



FIGUUR 8.2.1
LUBISIDAM, INDWERVIER
 Liggingsplan, Geologie en Algemene Ontwerp

Nadat fondamentuitgraving vir die damwal langs die regterflank soliede rots bereik het, is daar probleme met die uitmerk van die damboog ondervind aangesien dit op plekke parallel met die uitgrawingskontoere loop en veel verder stroomaf as wat beplan is, met die fondament sou kontak maak. Hierdie probleem was te wyte aan uitgrawings wat 2 tot 3m dieper gemaak moes word as wat beplan is. Die doleriet is baie verweer langs talle vertikale nate en aangesien uitgraving van onder in die riviergedeelte begin is, is die kleigevulde nate in die uitgraving blootgestel en deels ondergrawe sodat die rotsmassa baie swakker voorgekom het as wat dit in werklikheid in die onversteurde toestand was of uit boorgatinsligting geblyk het.

Ten einde hierdie probleme die hoof te bied, is daar besluit om die booggedeelte tussen damblokke 10 en 11 te stop en die res van die boog met 'n swaartekragwal wat stroomop geswaai is te vervang. Verdere boorwerk langs die stroomoplyn het getoon dat die diepte van verwerking steeds ongeveer 20m is, maar aangesien die belasting op die fundamente van die swaartekragwal soveel minder was, is daar besluit om die uitgrawingsdiepte geleidelik te verminder en die boonste gedeelte van die wal op matig verweerde doleriet te bou.

Soortgelyke probleme het ook langs die linkerflank voorgekom en ook daar is die damwal met 'n kort swaartekragwal geëindig (Hollingworth, 1978).

Nadat die dam in 1968 voltooi is, is dit deur die Departement van Waterwese namens die regering van die Republiek van Suid-Afrika aan die destydse Tuislandowerheid van Transkei oorhandig.

Die dam is met besondere presiesheid gebou en die strukturele komponente vertoon steeds (1979) in uitstekende toestand. Daar is geen tekens van krake of watersypeling te bespeur nie, maar dit is duidelik dat die gebrek aan behoorlike instandhouding reeds probleme met die dreineer-

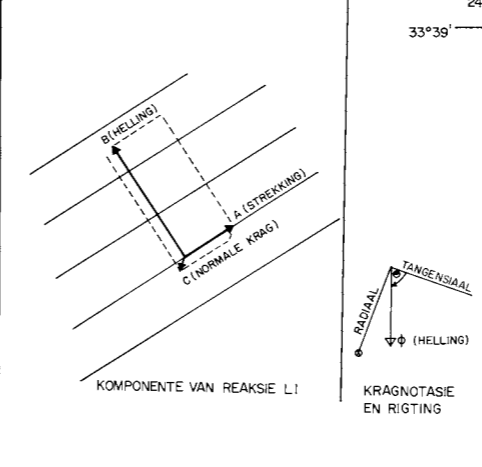
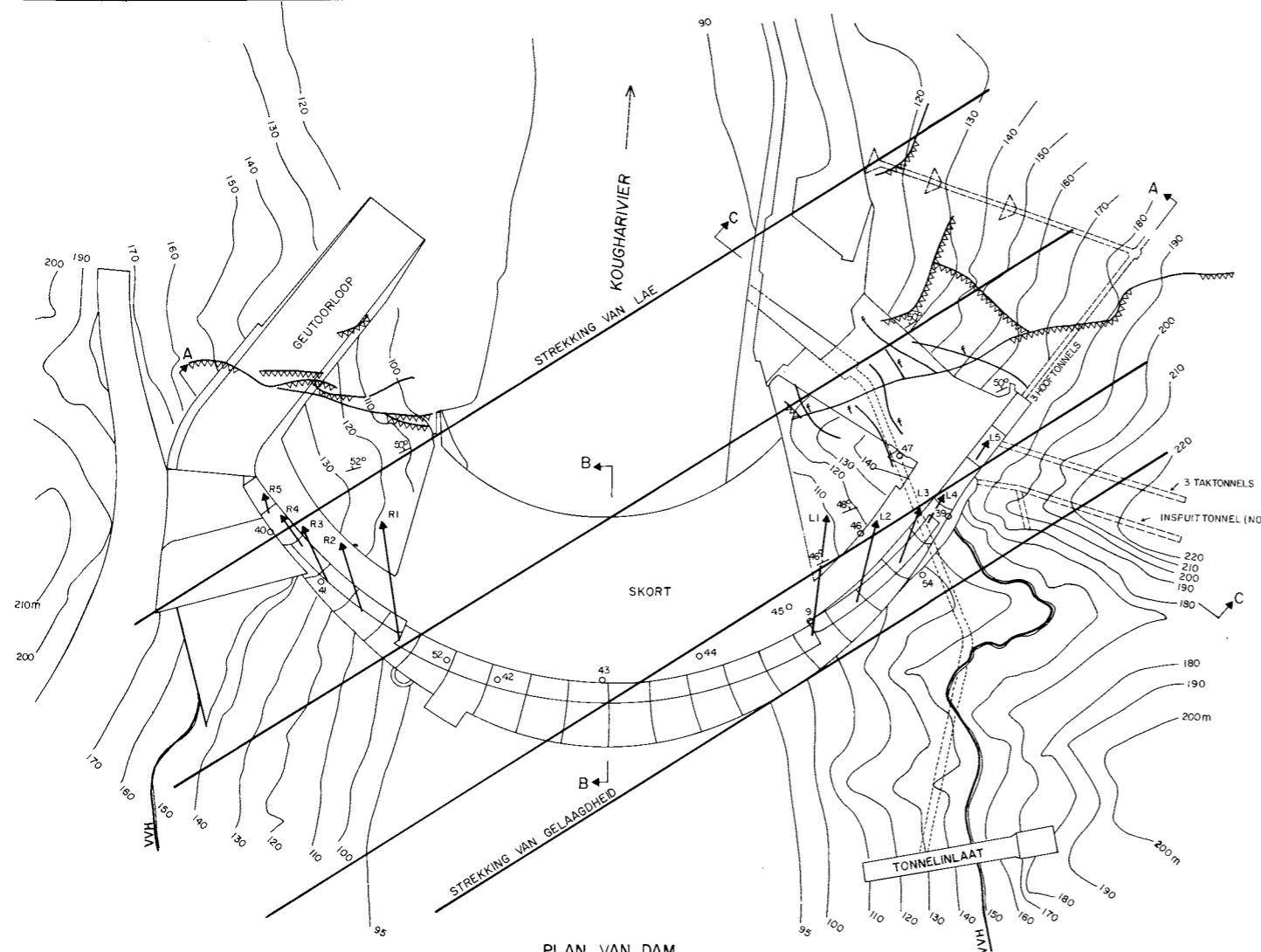
stelsel laat ontstaan het. Betreklake ernstige erosie=skade het ook stroomaf van die uitlaatgeut in matig verweerde en diggenate doleriet ontstaan.

8.2.2 Paul Sauerdam (sien figuur 8.2.2 en foto 3.3.5)

Die Kougharivier ontspring in die berge naby Avontuur op 'n hoogte van meer as 1 525m en vloei dan in 'n oostelike rigting in 'n lang vallei tussen die Outeniqua- en Kougha=berge voordat dit noordwaarts deur laasgenoemde bergreeks sny om by die Baviaanskloofrivier aan te sluit. Onderkant die samevloeiing, vloei die rivier teen 'n gradiënt van 2,3m/km deur die Koughapoort tot by die damterrein. Rivierbedhoogte by die damterrein is 88m terwyl die Tier=kop ten weste en die Komdoberg aan die noordooste, hoogtes van meer as 640m bereik. Oorblyfsels van 'n Tersière erosievlak op 'n hoogte van tussen 400 en 500m is 'n bewys van die vinnige tempo waarmee die Kougha- en Grootriviere hulle valleie in die harde gesteentes van die Groep Tafel=berg ingekerf het. Van hulle oorsprong tot sowat 600m stroomaf van die damterrein word die opvanggebied van die Kougha- en Baviaanskloofriviere beslaan deur gesteentes van die Groep Tafelberg van die Supergroep Kaap.

By die damterrein self, vloei die rivier feitlik loodreg oor die strekking van die gesteentes van die Groep Tafelberg wat hier teen 45 tot 52 grade suidwes (stroomaf en na die linkerflank) hel. Skalie van die Groep Bokke=veld is sowat 600m stroomaf van die damterrein blootgestel waar dit die Groep Tafelberg in normale opeenvolging oorlê.

Gesteentes van die Groep Tafelberg bestaan hier uit goed=gelaagde en kruisgelaagde sandsteen en kwartsitiese sandsteen in lae wat wissel van 0,2 tot 2m met tussenlae en lense van filliet wat wissel in dikte van enkele milli=meter tot meer as 200mm. Soos daar nader beweeg word aan die top van die Groep, vermeerder die aantal en diktes van tussengelaagde skalie.

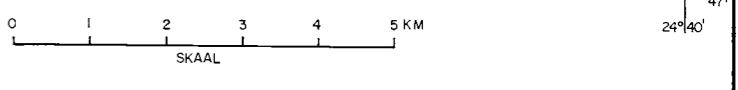
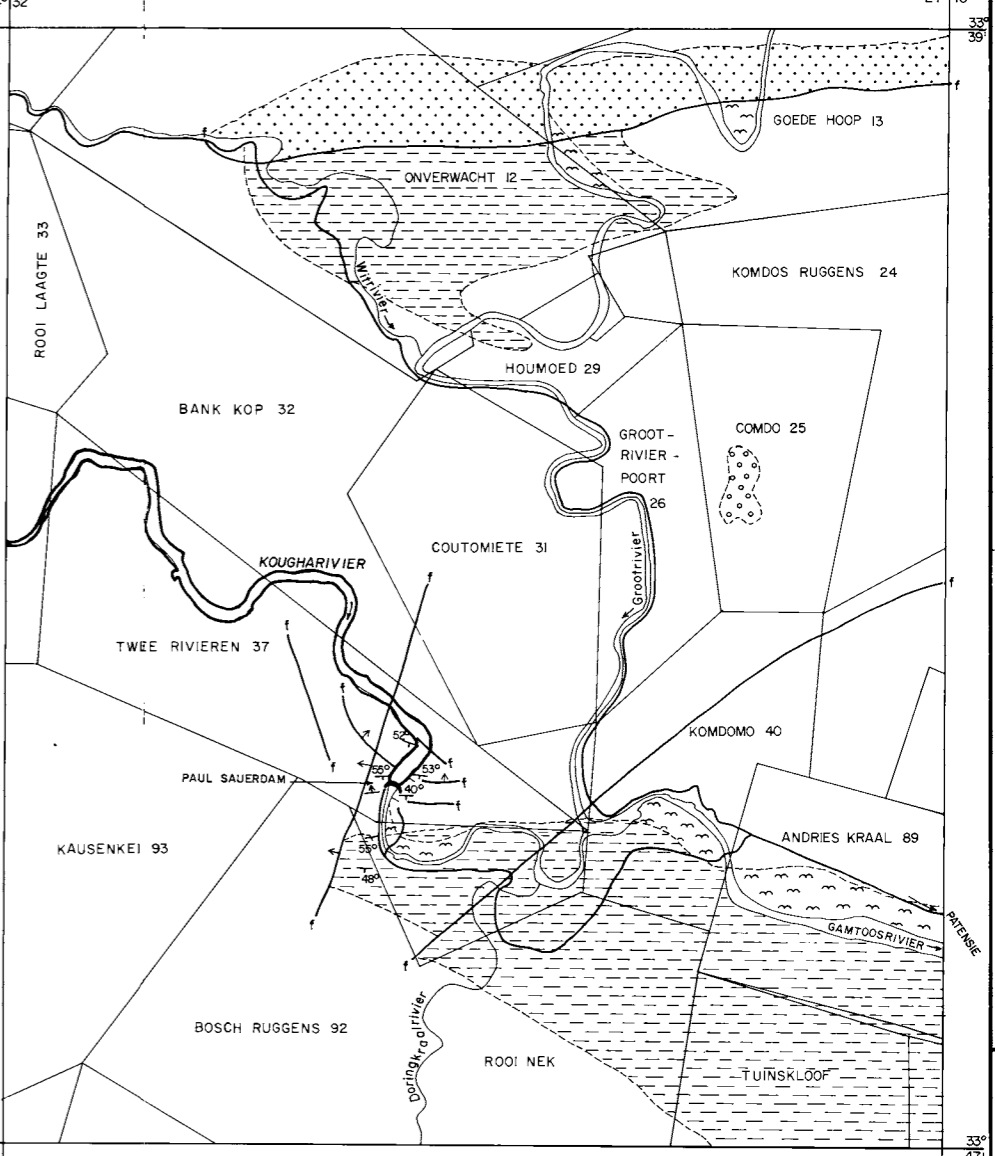


REAKSIE PUNT (M)	θ°	φ°	REAKSIE - KRAAG (MN/M)	KRAAG - KOMPONENTE (MN/M)		
				A	B	C
L1	94,5	37	54	43,8	16,8	-40,2 + 4,2
L2	105,2	24	47	31,4	15,2	-27,5 + 1,0
L3	118,9	11	34	20,5	13,6	-15,2 - 1,8
L4	132,6	359	19	13,5	11,2	-7,1 - 2,5
L5	149,4	359	0	8,6	7,5	-2,4 - 3,4
R1	94,5	37	53	42,6	10,4	-41,2 + 0,4
R2	105,2	25	44	26,0	5,2	-25,1 - 4,2
R3	118,9	13	34	20,8	2,1	-19,3 - 7,4
R4	132,6	359	25	13,0	-0,4	-11,3 - 6,5
R5	149,4	4	0	6,4	0,5	-3,7 - 5,2

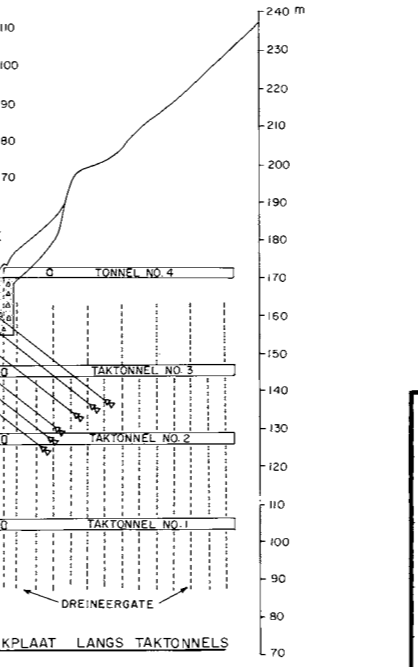
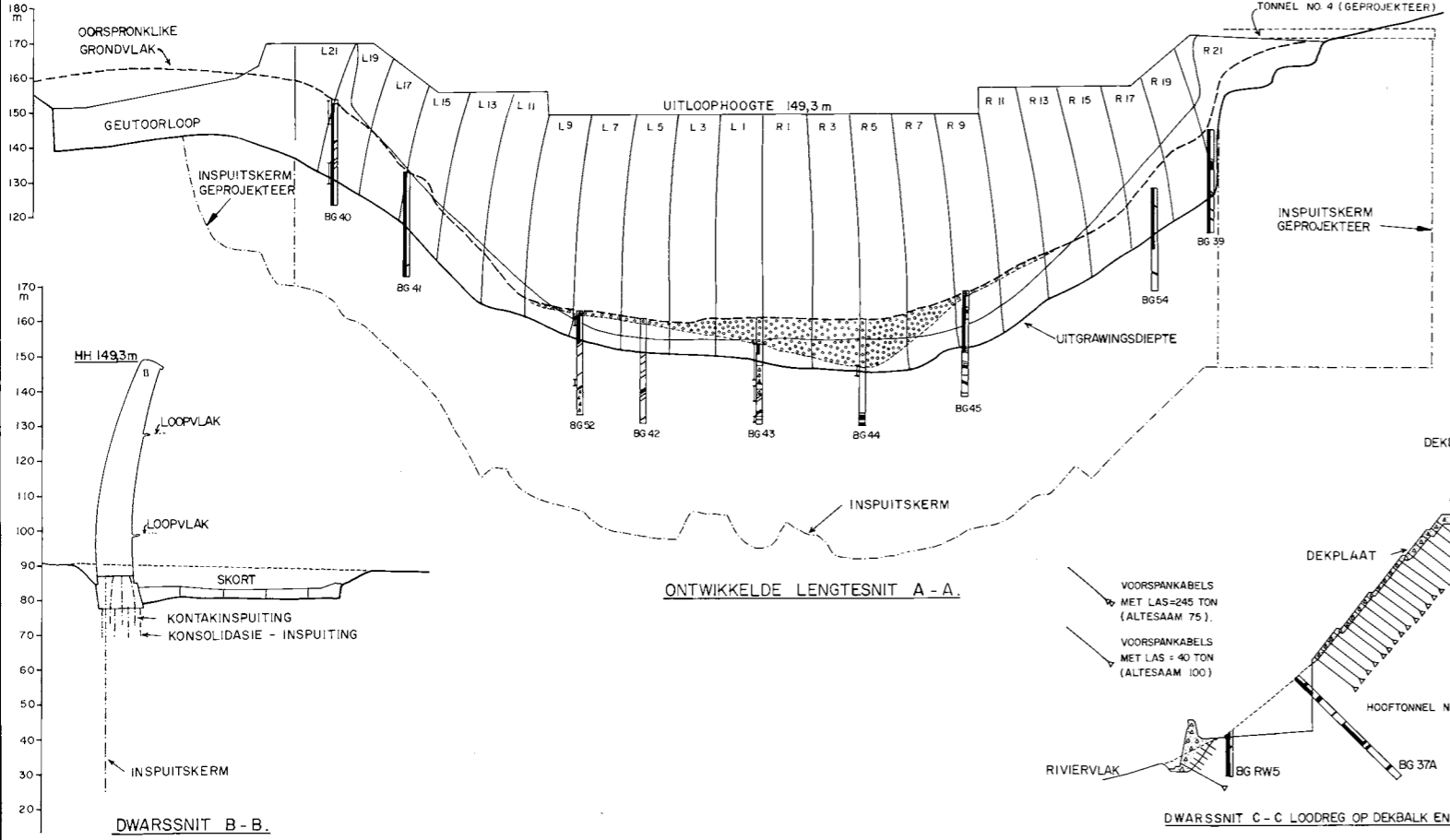
ONTLEDING VAN BOOG- EN KANTELBALKREAKSIES OP FONDAMENTROTS IN VERHOUDING MET LAAGVLAKSTREKKING EN HELLING.

- LEGENDE (PLAN VAN DAM)**
- VERSUIWING MET BREKSIESONE
 - VERSUIWING
 - RIGTING EN GROOTTE VAN REAKSIEKRAAG
 - STREKKING EN HELLING VAN GELAAGDHEID
 - BOORGATPOSISIE EN NOMMER

- LEGENDE (LENGTESNIT)**
- ALLUVIUM (SAND, GRUIS, ROLSTENE)
 - KWARTSIET
 - FILLIET, TUSSENGELAAGD MET KWARTSIET
 - LIG TOT MATIG VERWEERDE SONE
 - SONE MET WATERVERLIES >10 LUGEENEENHEDE



- LEGENDE**
- Alluvium: Resent
 - Silkkreet, hoëviakgruis: Tersiër
 - Grint, sandsteen: Groep Witteberg
 - Skalie, kwartsiet, sandsteen: Groep Bokkeveld
 - Kwartsiet, sandsteen, skalie: Groep Tafelberg
- Supergroep Kaop



FIGUUR 8.2.2
PAUL SAUERDAM,
KOUGHARIVIERE
Liggingsplan, Geologie en Algemene Ontwerp

Strekingsverskuiwings en hulle takverskuiwings kom langs beide kante van die rivier voor en word gekenmerk deur breksiëring en skeurplooing. 'n Prominente na-Tersiëre hellingsverskuiwing wat noord-noordoos strek, sny deur die damkom en loop sowat 300m regs van die damterrein verby. Geeneen van hierdie verskuiwings oefen besondere invloed uit op die geskiktheid van die damterrein nie (Von Backström, 1952).

'n Besonder diep en geskikte damkom met 'n verhouding van bakmaat tot oppervlak (gemiddelde diepte) van 24m word gevorm in die lang nou Koughapoort. Die lae gradiënt van die rivier wat so 'n damkom moontlik maak is waarskynlik te danke aan opheffing en kanteling van die Kaapse plooigordel waarna die rivier sy basisvlak vinnig kon bereik in 'n andersins jeugdige landskap. Die damterrein is naby die onderent van die poort in die weerstandbiedende gesteentes van die Groep Tafelberg waar die trapesoidale vallei met verhouding van kruinlengte tot hoogte van 3,33 'n ideale terrein vir 'n dubbelboogdam skeep.

Die geologie by die damterrein word gekenmerk deur 'n laag alluvium van tussen 0 en 14m dik wat bestaan uit sand, gruis en rolstene en die 140m wye riviergedeelte beslaan.

Kwartsitiese sandsteen hel teen 40 tot 50° na die suid-suidweste (stroomaf en na die linkerflank) en word gekenmerk deur die teenwoordigheid van tussenlae van sagte filliet of talkskis wat gevorm het tydens die intense plooing van die gesteentes toe skalielae in plastiese toestand gebring en in lae van verskillende diktes van papierdun tot meer as 600mm tussen die harde kwartsietbande vervorm is. Die gevolg hiervan is 'n oorheersende stelsel van swakheidsvlakke in 'n rotsmassa wat andersins bestaan uit sterk tot baie sterk rots maar plekplek ook intens genaat en gebreksiëer is.

Nadat fundamenteuitgraving die boonste gedeelte van die regterflank blootgestel het, het dit duidelik geword dat die stroomafhellende lae onderhewig kan wees aan swigting deur verbuiging as gevolg van die lae sterkte van filliet=tussenlae en die gebrek aan bestutting aan die stroom=afkant. Die gebrek aan bestutting daar is te wyte aan 'n diep kloof wat loodreg oor die rivier strek (Vegter, 1955 en 1959).

By dubbelboogdamme duik die resultante boogkrag stroomaf by die fondamentkontakte en in die geval van hierdie dam sou dit beteken dat betreklik groot komponente van die kragte in dieselfde rigting as die helling van die rotslae lê en dat die rotslae dus as kolomme sou ageer. In die riviergedeelte en linkerflank waar hierdie lae begrens word deur ander, was die struktuur dus besonder gunstig vir die aanwending van boogdamkragte maar aan die regter=flank sou besondere maatreëls nodig wees om stabiliteit te verseker.

Met die verdere blootstelling van fillietlae in die flanke en die uitlaatonnel was dit duidelik dat hierdie lae swakker is as wat aanvanklik gemeen is, dat hulle in diepte aaneenlopend is en minstens 4 persent van die totale gesteente-opeenvolging verteenwoordig (Hobbs et al, 1967).

Die belangrikste veranderings aan die aanvanklike ontwerp van die dam as gevolg van hierdie toestande was die volgende (Hobbs et al, 1967):

- (a) Vermindering van die volvoorraadhoogte van 164,4m tot 149,3m waardeur die inhoudsvermoë van die dam met sowat 45 persent verminder het.
- (b) Vermeerdering van die strale van boogringe bokant die 122m vlak ten einde oewersteuntoestande te verbeter.
- (c) Voorsiening van 'n gewapendebeton-drukkussing tussen die laagste damblok en die oewersteun om die druk beter te versprei.

(d) Voorsiening van 'n dekbalk en gewapendebetonplaat bokant en op die stroomafkant van die regterflank. Die 2m dik dekplaat dien ook as drukklok vir die boonste 15m van die boog en is saam met die dekbalk met behulp van 75 hoë-trekspanningskabels van 245 ton elk, 40m diep in die fondamentrots geanker. Benewens sy funksie as drukklok vir die boonste boogringe, dra die dekbalk ook die druk tot diep in die flank en help om die resultante krag sover as moontlik parallel aan die strekking van die rotslae te hou.

(e) Bedekking van blootgestelde nate en laagvlakke met beton om die invloei van reënwater en verdere verwerking te verhoed.

(f) Voorsiening van 'n omvattende program van fondamentinspuiting vanaf 4 gange, elk 60m lank op verskillende vlakke in die regterflank.

(g) Voorsiening van groot-diameter dreineringsgate met geperforeerde aluminiumvoerings vanuit drie gange in die regterflank.

(h) Installering van 'n groot aantal defleksieskywe en opmeetbakens asook pendules en kantelingsmeters om beweging van die dam en die fondament te monitor.

Werklike uitgrawingsdieptes vir die damwal wat uiteindelik bereik is, wissel van 5 tot 23m en is gemiddeld 13,8m wat beteken dat die hoeveelheid fundamenteuitgraving sowat $50\,000\text{ m}^3$ of 330 persent meer was as wat beraam is.

Uitgraving vir die kragstasie teen die regterflank het veroorsaak dat gesteentelae ondersny is en lokale swigting langs fillietlae het voorgekom. Daar is ook aanduidings dat die rotslae wat bokant die regteroewersteunblok teen 'n helling van sowat 50° vir 150m bokant die damkruin voortgesit word, besig is om druk op die damwal uit te oefen waar hulle deur die uitgraving vir die wal ondersny is.

As gevolg van die ongunstige geologiese toestande aan die regterflank en die moontlikheid van latere verhoging van die wal, is die gedrag van die dam na voltooiing voortdurend noukeurig bestudeer.

Die hoeveelheid water wat uit die dreineergate gevloei het, was van die begin af baie minder as wat van so 'n hoogsgenate rotsmassa verwag kan word. In 1974 was die totale vloeï vanuit al die dreineergate aan die regterflank slegs 6 liter per minuut. Gedurende 1977 is opgemerk dat klein hoeveelhede fillietklei en rots=fragmente (200ml per gat) by dreineergate in die laagste tonnel uitgespoel is.

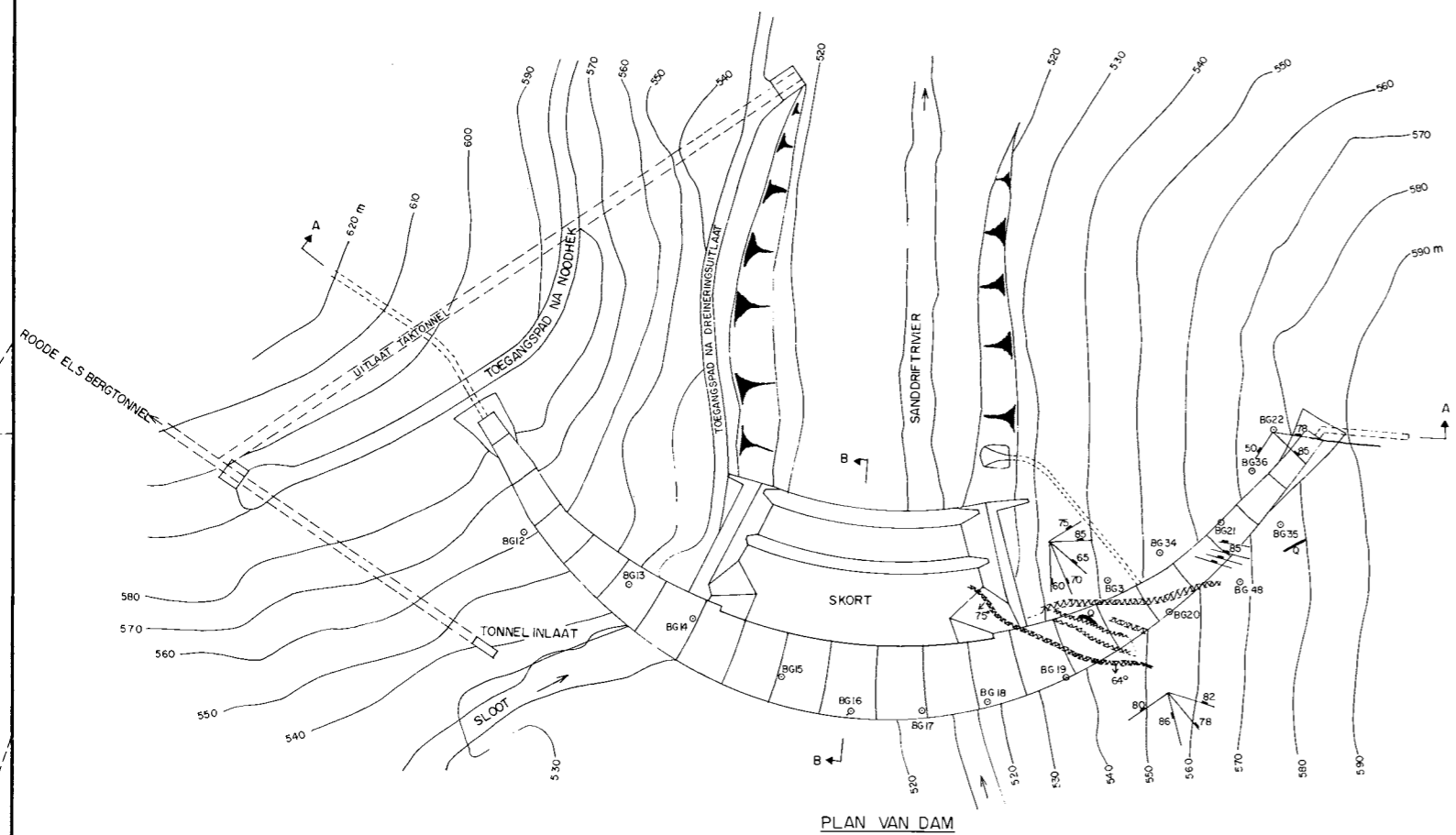
Die gebrek aan behoorlike dreinerings dui op baie ondeur=latende rots of verstoping van dreineergate en daar het kommer ontstaan oor die moontlikheid van hoë hidrostatiese druk, veral onderkant die betondekplaat. Gedurende 1978 is enkele boorgate onder die dekplaat ingeboor maar hulle het geen water opgelewer nie.

Tussen Desember 1972 en April 1977 het klinometerlesings in die damwal geringe rotasies om 'n as ewewydig aan die strekkingsrigting van die rotslae in die gedeelte van die rotsmassa stroomaf van die betondekplaat aangedui. Geodetiese waarnemings het terselfdertyd bewegings van 3 tot 6mm loodreg op die strekking van die rotslae aangedui maar daar is bevind dat hierdie skynbare beweging waarskynlik die gevolg van 'n onstabiele basispunt was (Croucamp, 1977).

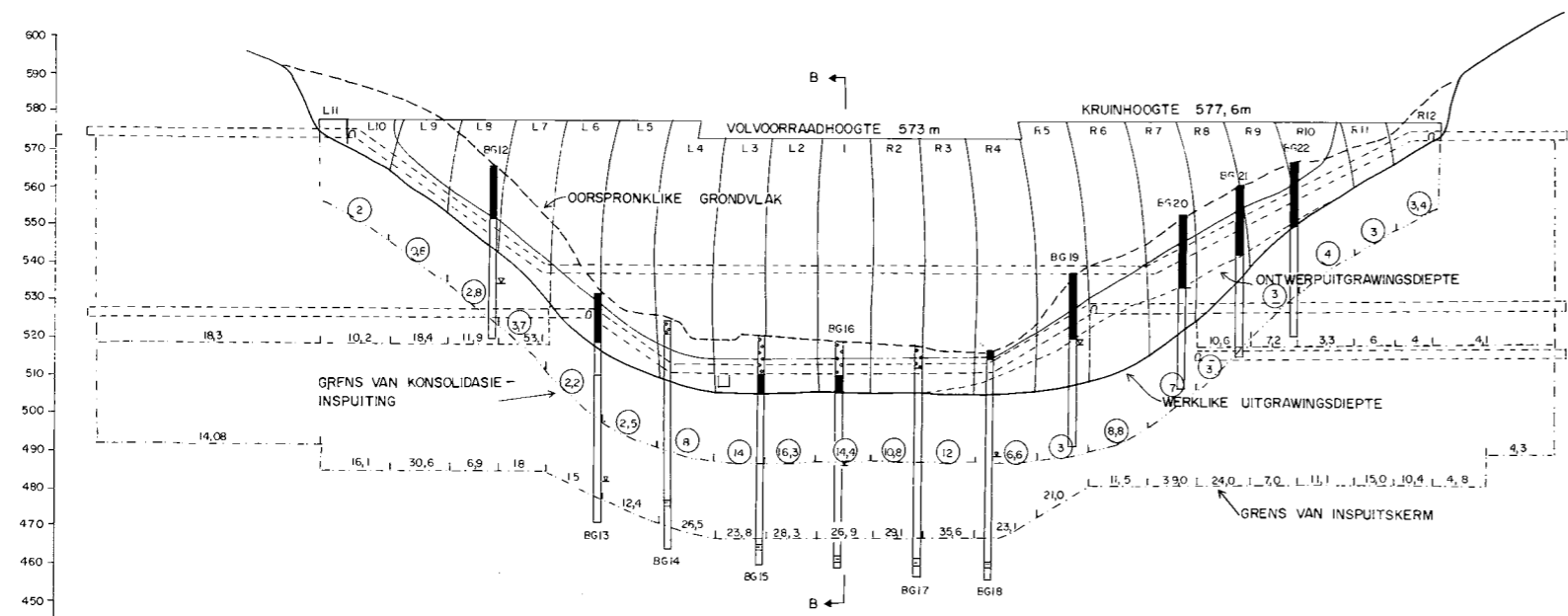
As gevolg van hierdie waarneming word die gedrag van die damwal besonder deeglik gemonitor en is beplan om addisionele instrumentasie te installeer.

8.2.3 Roode Elsbergdam (sien figuur 8.2.3 en foto 3.3.3)

Vanaf die Lakenvalleydam, aan die bopunt van die Sanddriftkloof, val die Sanddriftrivier teen sowat 40m/km tot by die Roode Elsbergdam. Stroomaf van dié dam tot by die samevloeiing van die Hexrivier,

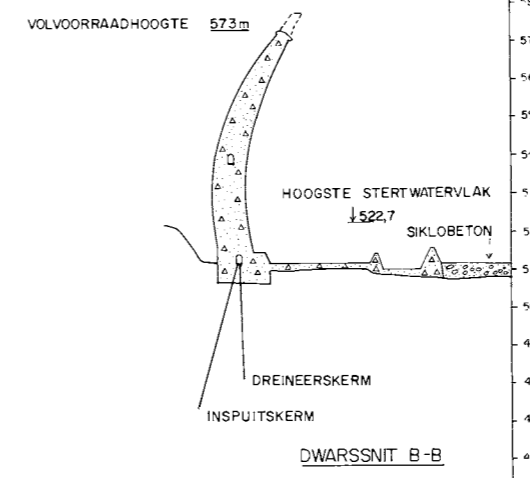


PLAN VAN DAM

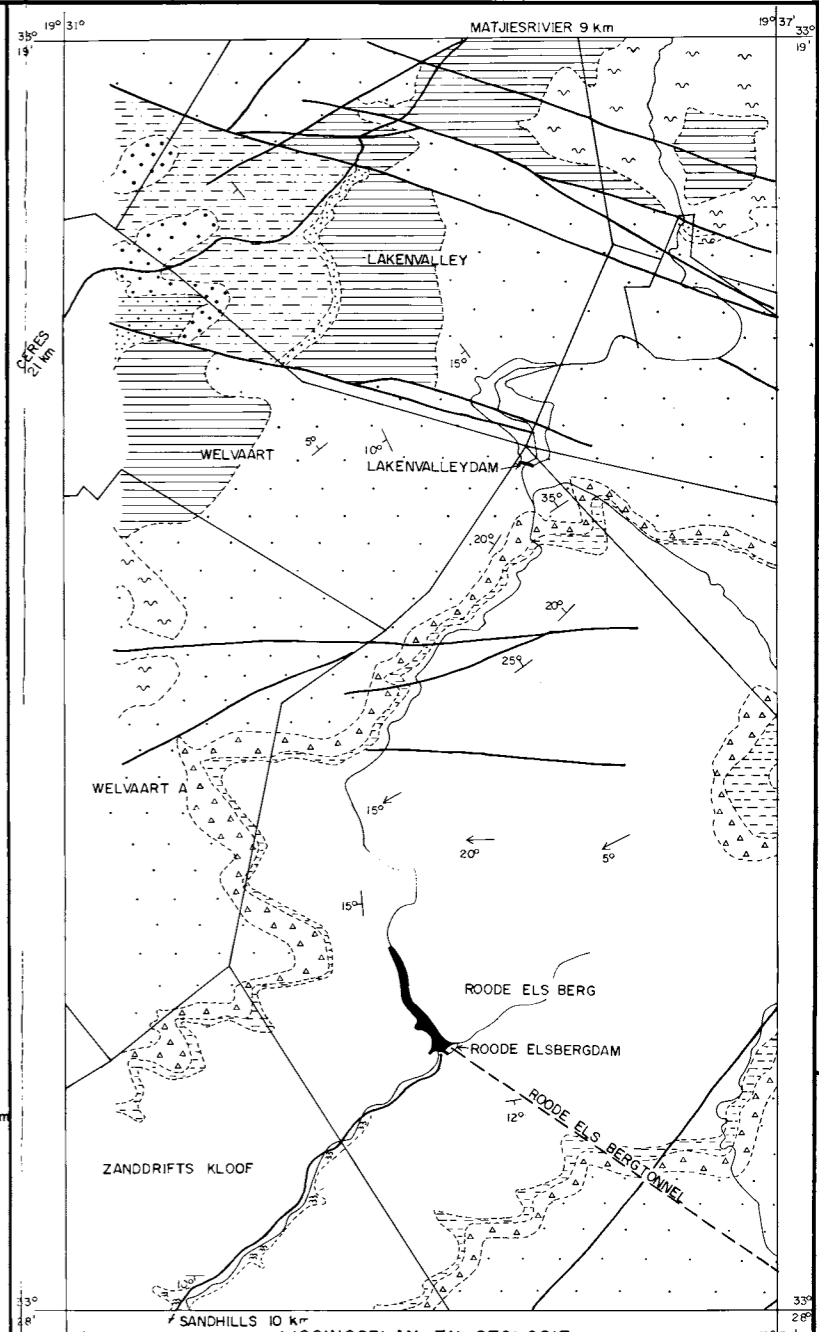


ONTWIKKELDE LENGTESNIT A-A

- LEGENDE**
- BG 20 Boorgatnommer
 - Alluvium (sand, gruis, rolstene)
 - Kwartsiese sandsteen met andergerokke skolie en konglomeraat
 - Skalie
 - Matig tot hoogs verweerde rots
 - Waterrushoogte in boorgat
 - (10) Sementverbruik in kg/m^3 tydens konsolidasiëinspuiting
 - 5 Sementverbruik in kg/m^2 van inspuitskerm
 - Breksiesone
 - Naat met helling in grade
 - Q Kwartsaar

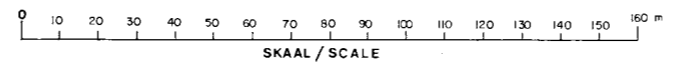


DWARSSNIT B-B



LIGGINGSPLAN EN GEOLOGIE

- LEGENDE**
- Alluviale sand
 - Alluviale gruis en rolstene
 - Skalie: Formasie Tra - Tra
 - Kwartsiet: Formasie Hexrivier
 - Skalie: Formasie Swartkran
 - Kwartsiet: Formasie Ganka
 - Skalie: Formasie Gyda
 - Kwartsiet: Formasie Nardouw
 - Skalie: Formasie Sederberg
 - Tilliet: Formasie Pakhuls
 - Kwartsiet: Formasie Peninsula
 - Verskuiwing
- GROEP BOKKEVELD
 GROEP TAFELBERG



FIGUUR 8.2.3
ROODE ELSBERGDAM,
SANDDRIFTRIVIER
 Liggingplan, Geologie en Algemene Ontwerp

verminder die riviergradiënt aansienlik. Oor hier= die gedeelte is die rivier besig om sy bedding op te vul en by die damterrein self het die alluvium reeds 'n dikte van 10m en 'n wydte van 100m bereik.

Die dam en damkom word beslaan deur feitlik platlig= gende kwartsiet en ondergeskikte skalietussenlae van die Formasie Peninsula van die Groep Tafelberg en is geleë by die kruin van 'n groot antiklinale struktuur. Prominente nate kom parallel met die gelaagdheid voor en 'n goed ontwikkelde vertikale naatstelsel strek ongeveer oos-wes en stem ooreen met die rigting van die takstroom net stroomop van die damterrein. 'n Skuifskourone wat suidoos strek, kruis die rivier by die damterrein (Visser, 1963).

Grond en bergpuin van tussen 0 en 3m dik kom plek-plek langs die flanke voor en die riviergedeelte wat sowat 100m wyd is, word beslaan deur 'n 0 tot 10m dik laag alluviale sand, gruis en rolstene.

Die fondamentrots is kwartsitiese sandsteen met onder= geskikte tussenlae van sagte grys skalie en konglome= raat van die Formasie Peninsula (Visser, 1963).

Nate is matig- tot diggespasieer en effens verweerde rots is aangetref tussen 10 tot 15m diep aan die linkerflank, direk onderkant die alluvium in die riviergedeelte en tussen 20 en 30m diep aan die regterflank.

Aan die regterflank was die diepte van verwering baie onreëlmatig en fondamenttoestande was heelwat swakker as wat verwag is, veral as gevolg van verskeie verskuiwings en skuifskourones wat in die onderste deel van die flank aangetref is en waarlangs verwering die rots tot groot dieptes verswak het. Aan die regterflank van die riviergedeelte is 'n groot alluvium= gevulde holte onderkant fondamentvlak aangetref. Die holte het skynbaar ontstaan deur verwering en uitloging van die rots by die kruispunt van twee skuifskourones

en latere opvulling daarvan met rivieralluvium. Hierdie toestande het die volgende addisionele werk veroorsaak (Bekker, 1973):

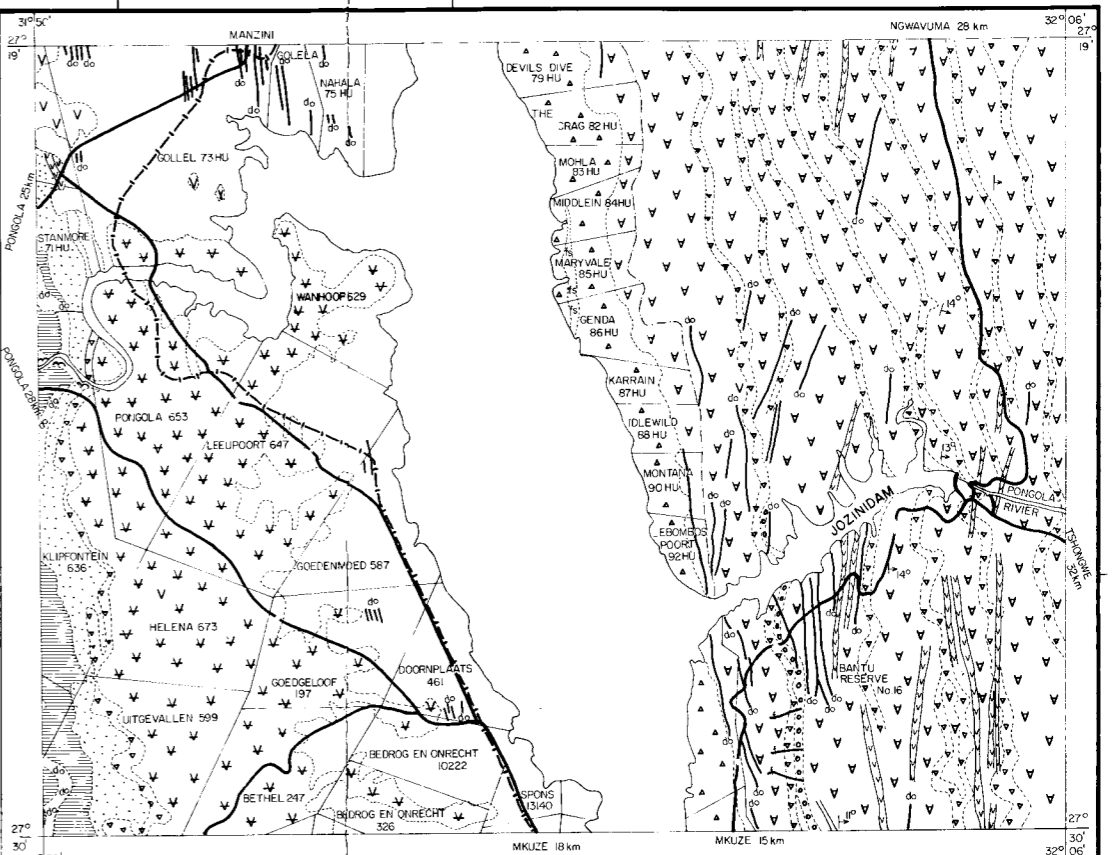
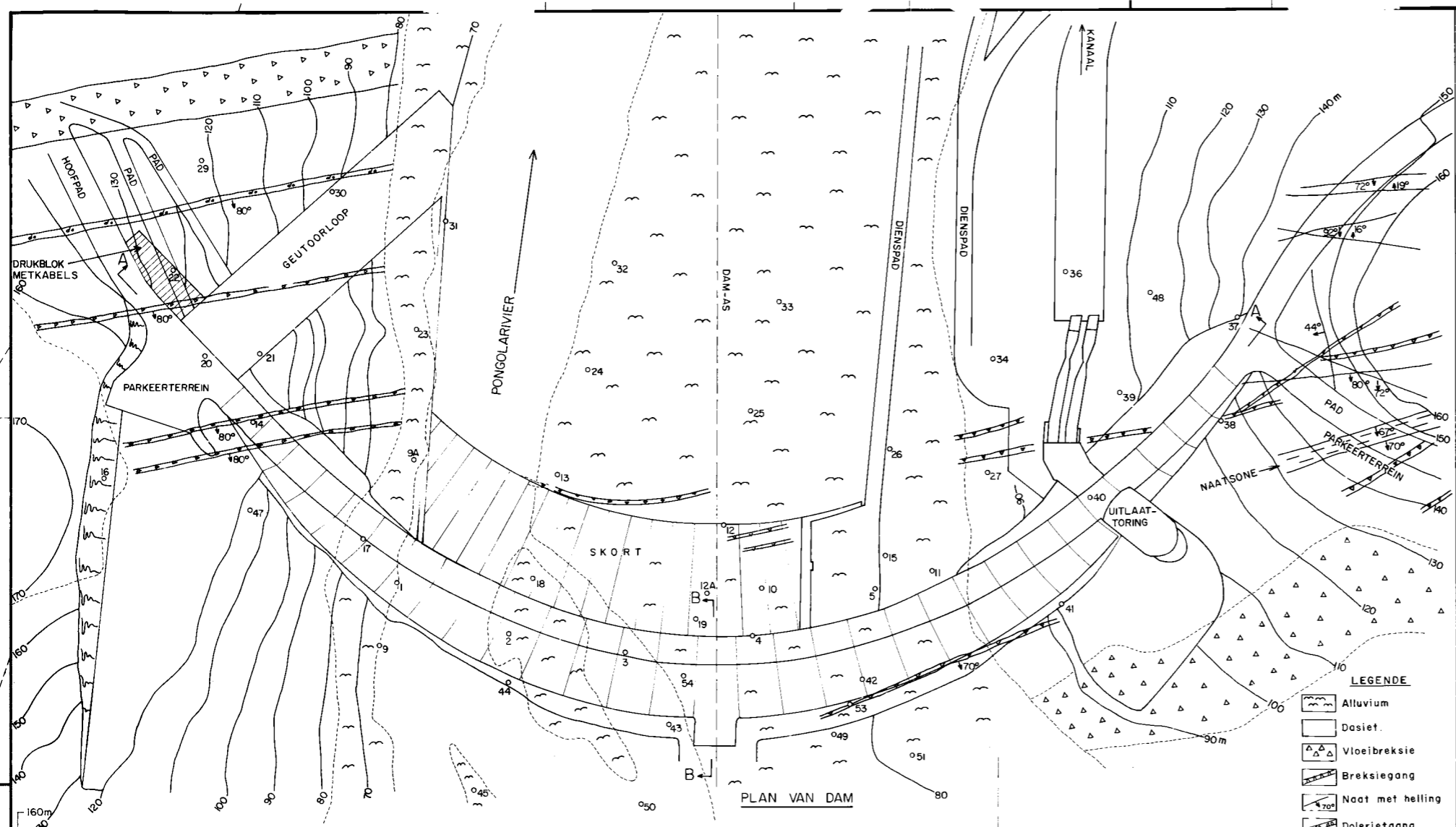
- (a) Vermeerdering van uitgrawingsdiepte sodat die beraamde uitgrawingshoeveelheid met 15 persent tot 96 000 m³ toeneem het.
- (b) Verwydering van alluvium uit die holte en opvulling met 330 m³ beton.
- (c) Addisionele fondamentinspuiting veral rondom die holte.
- (d) Addisionele gang op 'n hoogte van 515 m in die regterflank vir fondamentinspuiting en dreineringsring.

Nadat die dam vir die eerste keer vol geword het, was die totale lekkasie deur die fundamente sowat 14 liter per sekonde wat as buitengewoon hoog beskou en aan ondoeltreffende fondamentinspuiting toegeskryf is.

Teen die stroomafkant van die damwal het verskeie nat kolle in 'n horisontale band binne die middelste derde van die damwal ontwikkel. Hierdie verskynsel is toegeskryf aan 'n gebrek aan die minus 100 mikrometer fraksie van die aggremaat wat tot gevolg gehad het dat die beton op plekke meer poreus was. Binne drie jaar het hierdie syfering begin verminder, waarskynlik as gevolg van die uitloging van kalk en die afsetting daarvan in deurlatende gedeeltes (Bekker, 1973).

8.2.4 Jozinidam (sien figuur 8.2.4 en foto 3.3.2)

Die Pongolarivier het sy oorsprong naby die kontak van Karoogesteentes en graniet van die Fundamentele kompleks in die Luneberggebied suid van Piet Retief. Dit vloei reg oos tot waar dit by die ongeveer 10 km lang Pongolapoort deur die Lebomboberge sny om dan aan die



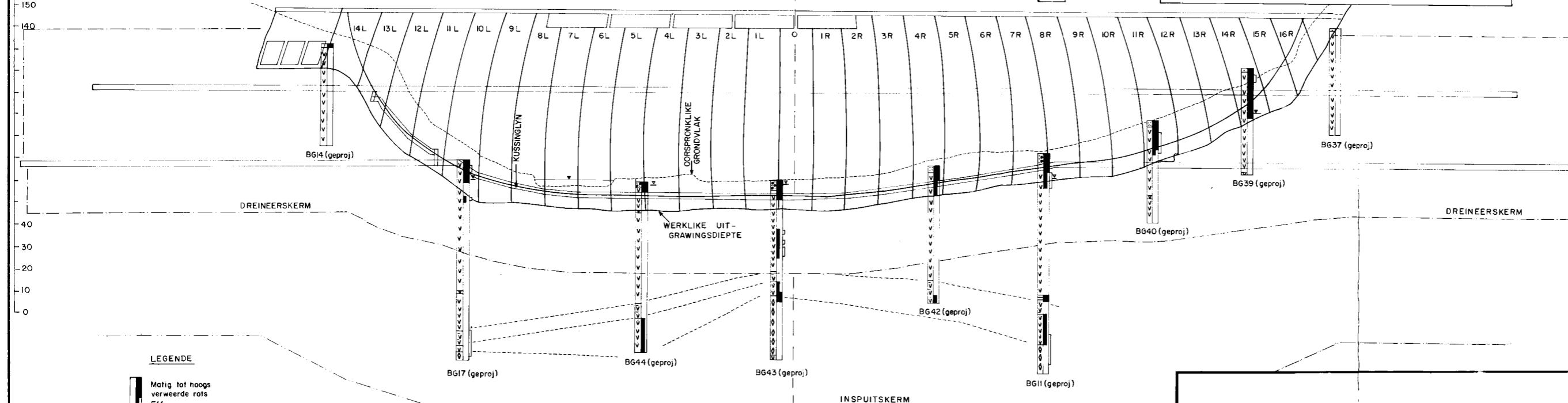
- LEGENDE**
- Alluvium
 - Dasiet.
 - Vloei-breksie
 - Breksiegang
 - Naat met helling
 - Dolerietgang

- LEGENDE**
- Alluvium
 - Grondbedekking of water
 - Puin
 - Slakkige lava
 - Massiewe dasiet
 - Vloei-breksie, smee-tuf of vulkaniese tuf
 - Basalt met lae tuf of sandsteen
 - Sandsteen
 - Swart skalie, grint, sandsteen

- Dolerietgang
- Breksiegang
- Verskuiwing
- Strekking en helling van getoogtheid

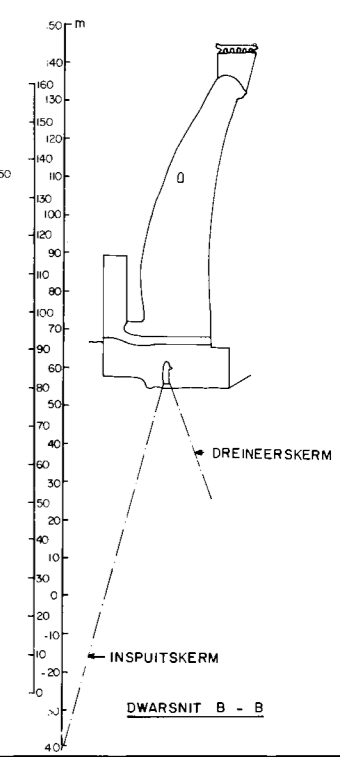
0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 km
SKAAL

LIGGINGSPLAN EN GEOLOGIE



- LEGENDE**
- Matig tot hoogs verweerde rols
 - Effens verweer met oop note
 - Onverweer
 - Grand, puin en alluvium
 - Massiewe dasiet
 - Geloagde andesiet
 - Vloei-breksie, smee-tuf
 - Tektoniese breksie
 - Vulkaniese tuf
 - Waterverlies > 1 Lugeon
 - Waterrushoogte in boorgat

0 20 40 60 80 100 120 140 160
SKAAL / SCALE



FIGUUR 8.2.4
JOZINIDAM, PONGOLARIVIER
Liggingsplan, Geologie en Algemene Ontwerp

oostekant daarvan by Otobotini noordwes te swaai om uiteindelik die Indiese Oseaan by Bela Vista, suid van Maputo te bereik.

Aan die westekant van die Lebomboberge word die grootste gedeelte van die damkom beslaan deur basalt wat die onderste vulkaniese fase van die Groep Lebombo verteenwoordig. Die eintlike bergreeks word gevorm deur die tweede of suurfase waarin verskillende eruptiewe siklusse onderskei kan word. Hierdie gesteentes vorm 'n oosduikende monoklien wat verder ooswaarts deur horisontale Krytlae bedek word. Al vyf siklusse van die suurfase word in die Pongolapoort aangetref. Elke siklus bestaan uit 'n smee-tuf aan die basis, gevolg deur 'n tuflaag wat bestaan uit gedevitrifiseerde glas, lawaskerwe en vulkaniese bomme. Op die tuflaag het eers andesitiese lawa uitgevloei, gevolg deur 'n effens suurder lawa (dasiet) met die einde van die siklus gekenmerk deur 'n sone van erg slakkige lawa wat ook as breksie beskryf is.

Intrusiewe gesteentes speel ook 'n belangrike rol in die geologiese toestande van die Pongolapoort en word verteenwoordig deur die sogenaamde breksiegange wat tydens of na die eruptiewe fase gevorm het en latere dolerietgange wat almal ongeveer noord-suid strek en nagenoeg vertikaal staan. Die breksiegange wissel in dikte van enkele sentimeter tot meer as 50m. Hulle kan split of saamsmelt en wissel ook in lengte van enkele meter tot een wat etlike kilometer lank is en die westegrens van die Lebomboberge vorm. Daar word aanvaar dat die opeenvolgende erupsies langs dieselfde splete plaasgevind het en dat die splete telkens deur die laaste slakkige lawa of breksie opgevul is. Die gangmateriaal bestaan uit hoekige blokke van die wandgesteente, gewoonlik dasiet of riodasiet wat verkit is deur fynkorrelrige materiaal van dieselfde samestelling. Dolerietgange is ook onreëlmatig en vertak, swel uit of wig plek-plek heeltemal uit sodat daar slegs die oorspronklike

naat aangetref word. Hulle helling is gewoonlik sowat 70° wes. Gangmateriaal is fynkorrelrig na aan die wande maar growwer na die binnekant. Die onverweerde wandgesteente is sterk massiewe rots, maar drukverligtingsnate ontstaan binne enkele dae na blootstelling en die rots verweer vinnig verder. Die middelste gedeeltes verweer soos normale doleriet tot 'n geelgroen grondmassa met ronde kernstene.

Die struktuurgeologie van die Pongolapoort is betreklik eenvoudig. Na die eruptiewe fase wat die bergreeks gevorm het, het kanteling langs 'n noord-suid as plaasgevind wat die lae sowel as die gange met tussen 10 en 20° skeefgestel het. As gevolg van die kanteling het noord-suid strekkende spanningsnate ontstaan wat as kanale gedien het vir verdere erupsies asook vir latere dolerietindringings.

Tektoniese breksiesones word ook aangetref en kan van die gange onderskei word alhoewel hulle algemene strekking en helling gewoonlik dieselfde as dié van die gange is (Von Backström, 1964 en Pike, 1966).

Die damterrein word beslaan deur 'n laag dasiet wat minstens 130m dik is. Die bestaande rivierkanaal word geskei van 'n ou rivierloop deur 'n rug van vaste rots en die gemiddelde diktes van alluvium is 4m en 10m in die bestaande en ou rivierlope onderskeidelik. Die flanke word bedek deur 'n laag puin van tussen 2 en 4m dik.

Die damwalposisie is gekies om in te pas tussen twee breksiegange wat loodreg oor die rivier strek. Ten einde die verweerde breksiemateriaal van die stroomopgang onder die wal in die riviergedeelte te vermy, moes die boog so ver stroomaf geplaas word dat die boonste flanke in der waarheid reeds in die valleie wat deur die stroomafgang veroorsaak is, inloop (Von Backström, 1964).

Fondamentuitgraving het gewissel van 10 tot 35m en was gemiddeld sowat 5 tot 8m dieper as wat volgens boorgat=inligting voorspel is. Die totale uitgrawingshoeveelheid het met sowat 10 persent toegeneem.

Breksiegange wat in die uitgrawings aangetref is, was hoogs verweer en onder nat toestande is die kleifrasie daarvan hoogs plasties. Dit was duidelik dat hierdie materiaal saamgedruk of uitgepers kon word onder hoë dam- of hidrostatiese belastings.

Die mees prominente gange is in die laer- en middel-derdes van die hoogte van die wal aan die linkerflank en die basis van die regterflank aangetref. Die drie gange aan die linkerflank strek loodreg oor die rivier en kom voor in 'n gebied waar die boog betreklik hoë belasting op die fondament uitoefen. Alhoewel hulle oriëntasie betreklik gunstig is met betrekking tot die skuif = kragte, het die teenwoordigheid van samedrukbare vul = materiaal, kommer laat ontstaan oor moontlike vervorm = ing wat tot oormatige spannings in die damwal en ophef = fing van die uitloopgeut kon lei (Phelinés, 1967).

Spannings as gevolg van boogaksie by die kontak tussen die fondamente en die rots langs die linkerflank sou sowat 1,4 tot 2,1 MPa beloop. Indien 'n spannings = verspreiding van sowat 10^0 oor die 50m afstand tussen die fondament en die naaste breksiegang en 'n verdere spanningsvermindering van 60 persent as gevolg van die toenemende vertikale hoek van die kraglyne met diepte aanvaar word, sou 'n druk van tussen 430 kPa en 650 kPa op die breksiegang benede die geutuitloop uitgeoefen word.

Daar is beraam dat die veilige toelaatbare dravermoë vir die breksiegangmateriaal (gebreekte rots en gruis met 'n kleimatriks) sowat 480 kPa is en die volgende maatreëls is getref om vervorming te beperk (Croucamp, 1978):

(a) In die sones van oormatige spanning in die breksiegang is die vulmateriaal tot 'n diepte van 10m verwyder en met gedeeltelik gewapende betonstutte vervang.

(b) Die skuinsheid van die drukkraglyn van die linkerflank met die valleikante is 50° (gemeet as 'n afwykhoek vanaf 'n loodlyn in die horisontale vlak). Aangesien 'n hoek van 45° verkieslik was, is daar besluit om 'n krag gelykstaande aan een-tiende van die drukkrag, loodreg op die drukkraglyn aan te wend. Dit is gedoen met behulp van 333 kables op 'n 1,3m roosterpatroon, elk gespan tot 160 kN en geplaas teen 'n hoek van 45° vanaf die horisontaal. Hierdie krag, tesame met die drukkrag sou 'n meer gunstige resultante drukrigting (net minder as 45°) voorsien.

(c) Aangesien die breksiegang die geutuitloop met 'n skuinshoek kruis, sal enige relatiewe beweging wat neig om die naasliggende naatvlakke saam te druk, die dambelasting aan die uitloopvloer oordra. Daar is gevolglik 'n ry ankerkables aan weerskante van die gang geplaas ten einde enige neiging van die vloer om op te lig te weerstaan. Hierdie maatreël dien ook om te verhoed dat die breksiemateriaal uitgepers word.

Die totale effek van al hierdie maatreëls was om die rotsmassa op die linkerflank tot 'n eenheid saam te snoer en damwalkragte na groter dieptes oor te dra.

As gevolg van politieke struikelblokke wat verhinder dat die dam gedeeltes van Swaziland oorstroom, kon dit nog nooit toegelaat word om hoër as die 114m vlak te styg nie. Dit beteken dat die waterdiepte langs die wal tot sowat 53m en die inhoud van die dam tot sowat $500 \times 10^6 \text{ m}^3$ beperk was.

Aangesien daar nie voldoende uitlate in die damwal is om die watervlak op so 'n lae vlak te beheer nie, word dit tans oorweeg om 'n opening in die wal te skiet.

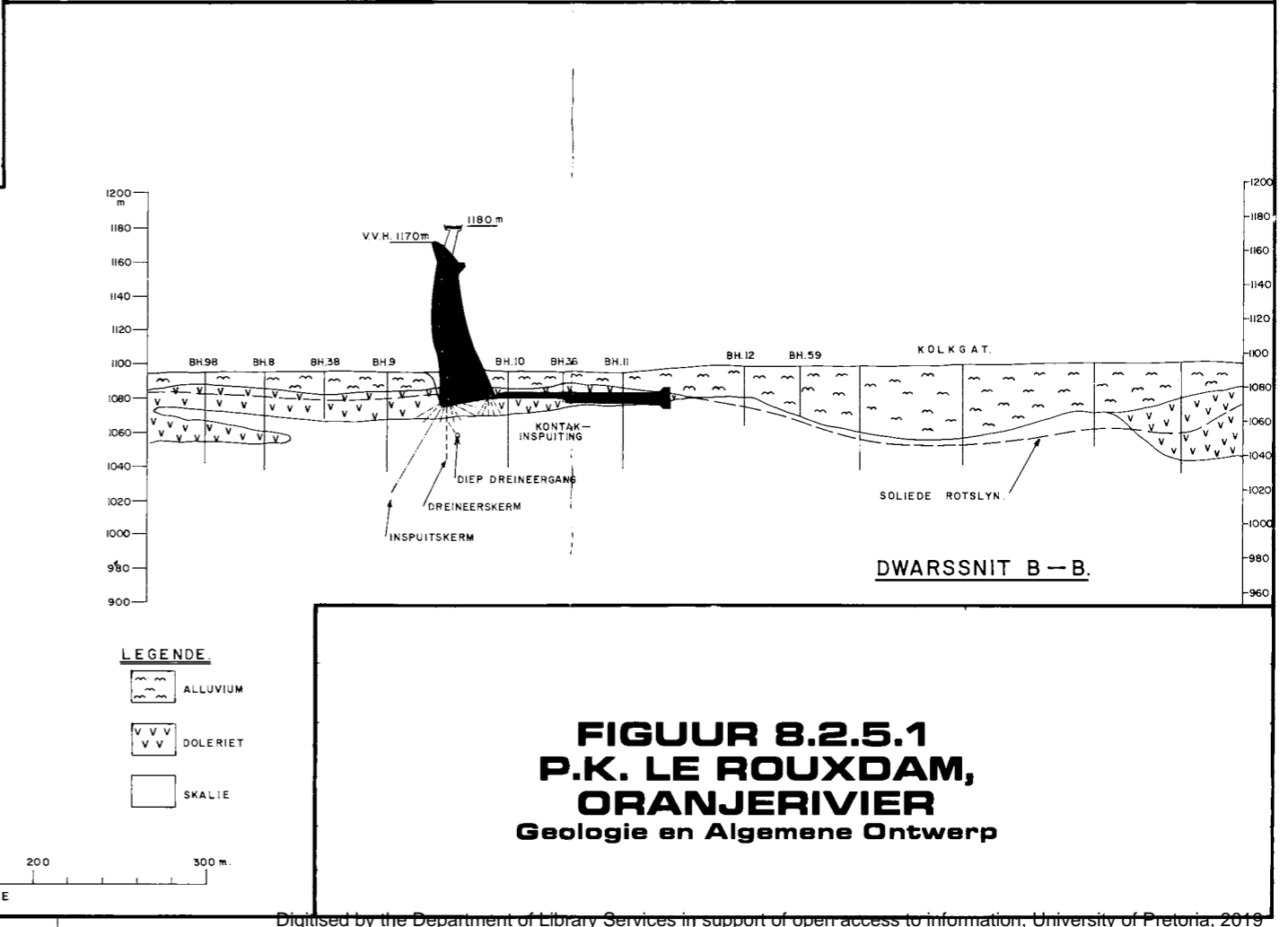
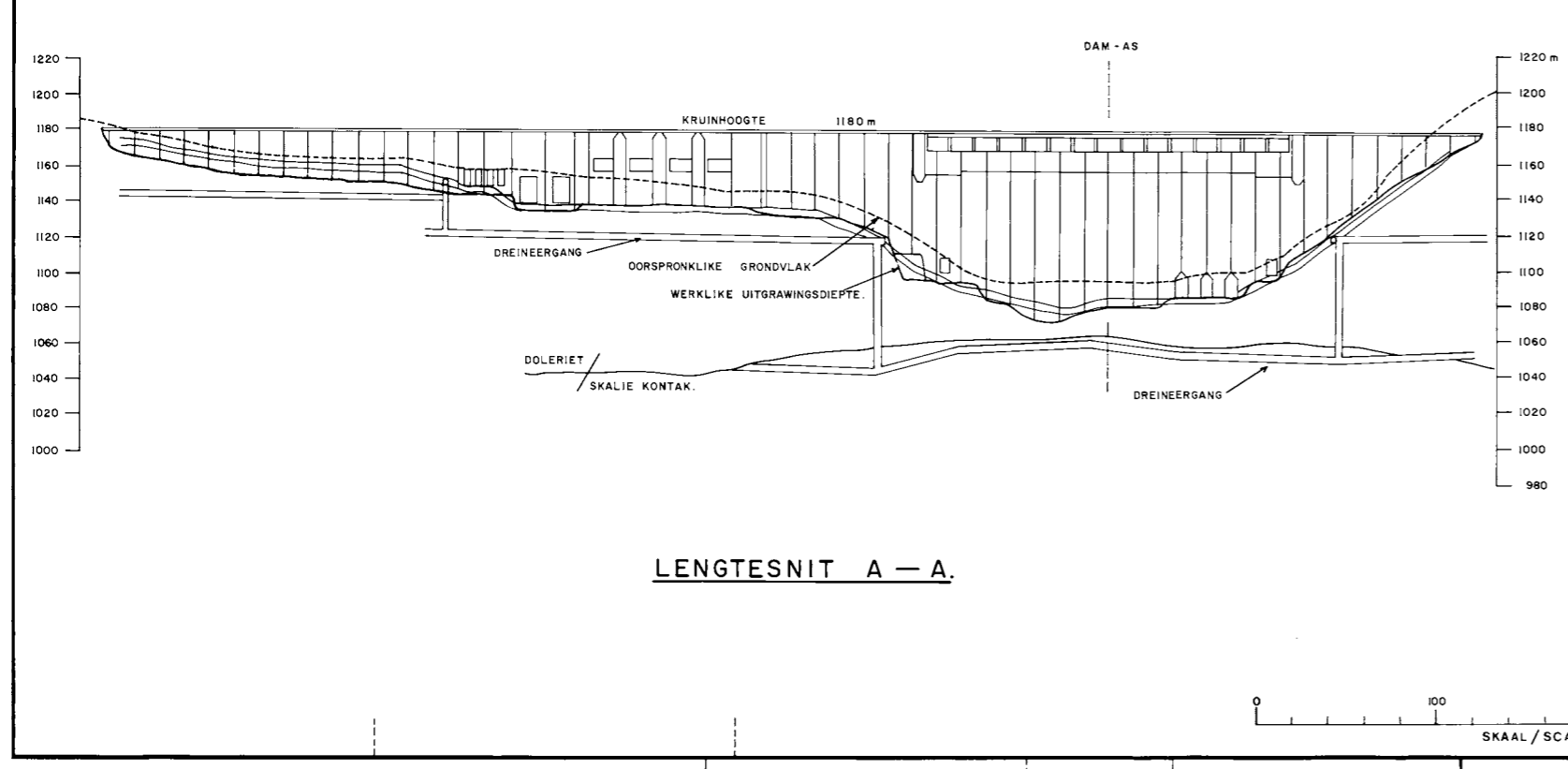
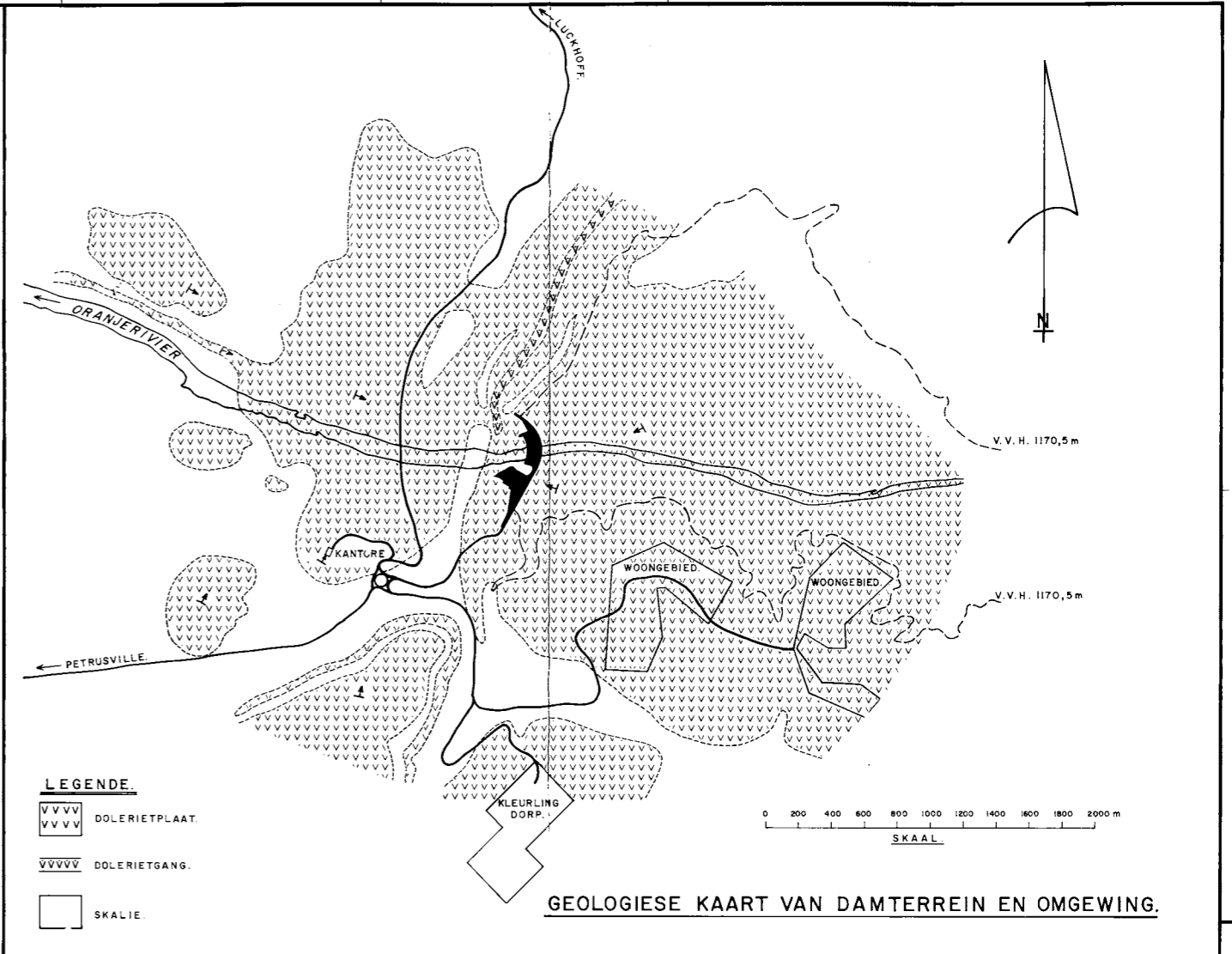
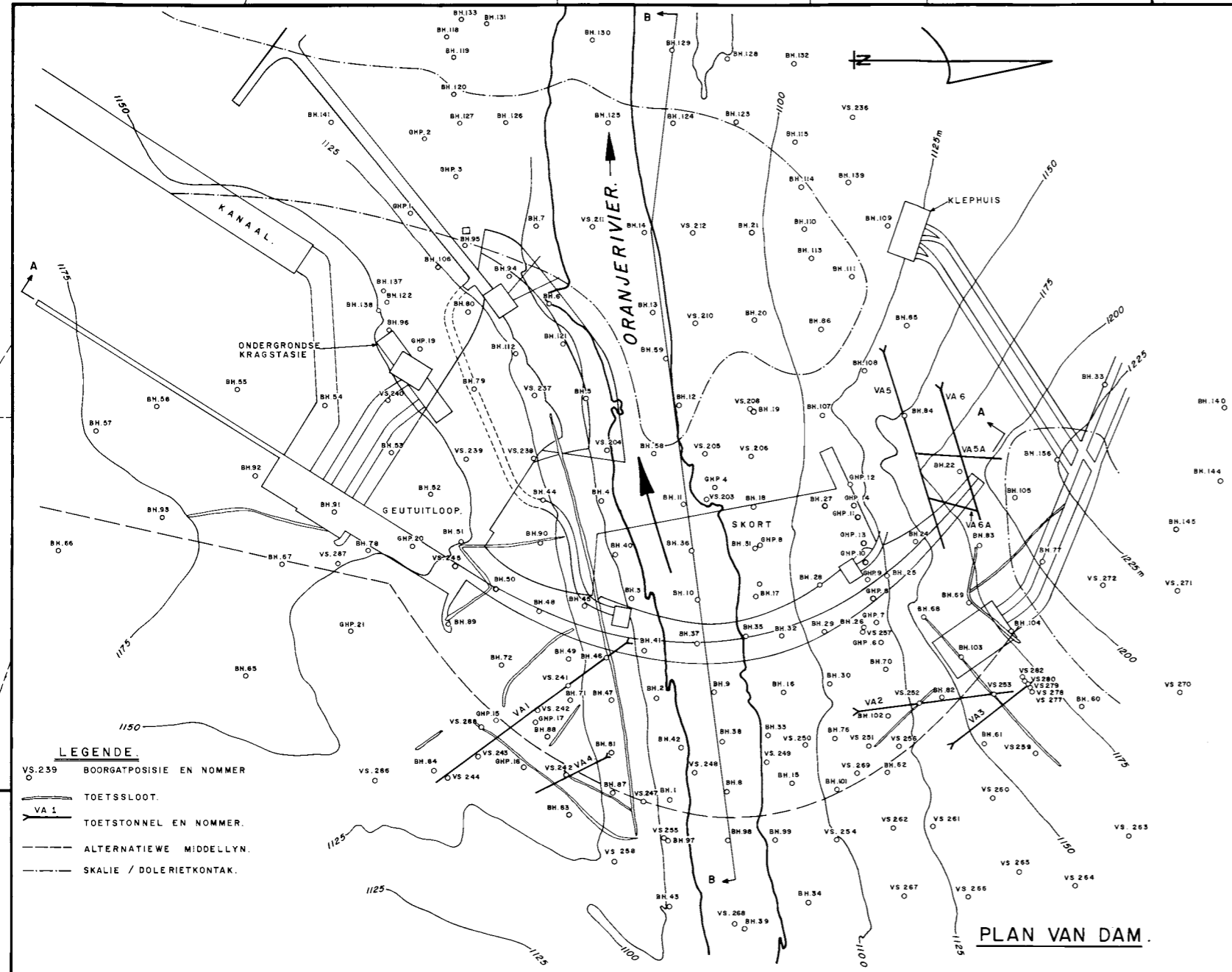
Die reaksie van die wal onder hierdie lae belasting is heeltemal gunstig maar daar bestaan steeds kommer oor die moontlike vervorming van breksiemateriaal onder die volle belasting en die uitwerking daarvan op spannings in die damwal. Verdere studies word onderneem ten einde die veiligheid van die wal bo alle twyfel te bepaal (Croucamp, 1978).

8.2.5 P.K. 1e Rouxdam (sien figure 8.2.5 en 8.2.5.1 en foto 3.3.6)

In die gebied tussen die H.F. Verwoerddam en die P.K. 1e Rouxdam is daar 'n groot aantal dik dolerietplate in die betreklik sagte skalie en moddersteen van die Groep Ecce. Hierdie weerstandbiedende intrusiewe gesteentes vorm 'n diep uitgekerfde driehoekige riviervallei met 'n riviergradiënt wat betreklik steil is (0,77 m/km) in vergelyking met die gebied stroomaf van die P.K. 1e Rouxdam waar daar heelwat minder dolerietindringings voorkom en die gradiënt afplat tot sowat 0,53 m/km.

In die omgewing van die damterrein is daar twee dik dolerietplate wat van mekaar geskei word deur die sogenaamde "boonste skalie". Nader aan die damterrein konvergeer die twee plate vanuit die ooste sowel as die weste en word verbind deur 'n stroomophellende dolerietgang wat die prominente hoë skerp rug van die regterflank vorm. Die gang word in diepte deur die onderste plaat afgesny.

Die damterrein self word beslaan deur die twee dolerietplate waar hulle in kontak is langs die linker-oewer en in die regteroewer deur die dolerietgang gekoppel word. Stroomaf van die damterrein is die onderste dolerietplaat geboë in die vorm van 'n antiklien met 'n as wat na die noorde hel en 'n westeflank wat heelwat steiler is as die oosteflank. Die plaat is op sy dunste by die bokant van die boogstruktuur en word vinnig dikker ooswaarts tot waar



FIGUUR 8.2.5.1
P.K. LE ROUXDAM,
ORANJERIVIER
 Geologie en Algemene Ontwerp

dit deur die prominente dolerietgang met die boonste plaat verbind word (Krol en Steenstra, 1963).

Volgens Truter (1965) is daar voldoende geomorfologiese getuienis om te bewys dat die Oranjerivier vir 'n baie lang tyd in sy huidige posisie gevloei en dat die duikende antiklien van doleriet die rivierloop geleidelik noordwaarts laat skuif het terwyl die meer weerstandbiedende dolerietgang mettertyd 'n waterval net stroomop van die kruin van die antiklien veroorsaak het. As gevolg van die erosiekrag van die waterval is die dun skil van die onderste dolerietplaat mettertyd weggevreet om die onderste skalie bloot te stel. 'n Kolkgat van meer as 45m diep en 200m lank het hierin ontstaan. Met verloop van tyd is die dolerietgang en die langsliggende dolerietplaat in die rivier geheel en al deur erosie verwyder en het die rivier begin om die kolkgat weer op te vul met alluvium.

Die teenwoordigheid van hierdie kolkgat was die geologiese faktor wat die meeste invloed op die ondersoek van die dam en die uiteindelijke plasing van die damwal en ontwerp van die uitlope gehad het omdat daar gevrees is dat dit verder stroomop kan erodeer en uiteindelik die damwal in gevaar sal stel. Truter (1965) was egter van mening dat daar nie so 'n gevaar bestaan het nie, aangesien die kenmerk wat vir die ontstaan van die gat verantwoordelik was, lankal reeds verwyder was en dat die kolkgat eerder 'n nuttige doel as stilbak vir die dam se uitloopwater kan dien.

Die middellyn van die wal word beslaan deur 'n dolerietplaat met 'n geringe stroomophelling. Die doleriet onderkant fondamentvlak is sowat 15m dik en die onderliggende skalie dagsoom sowat 40m stroomaf van die damwal. Die skalie is hard gebak tot afstande van 12 tot 20m weg van die dolerietplaat (IORCC, 1965).

Rotsdagsome het oor die grootste gedeeltes van die flanke voorgekom en die dikte van bergpuin was nêrens meer as

1 tot 2m nie. In die middel van die rivier was daar 'n smal diep keep in die rots uitgekerf en die dikte van alluvium het gewissel van 13m aan die kante tot 19m in die keep.

Skuifskoursones met konsentrasies van chloriet- of kalsietge vulde nate in andersins sterk rots is plek-plek in die fondamentrots aangetref. In die verweerde rots was hierdie sones baie prominent, maar dieper af was hulle sterk en volkome dig.

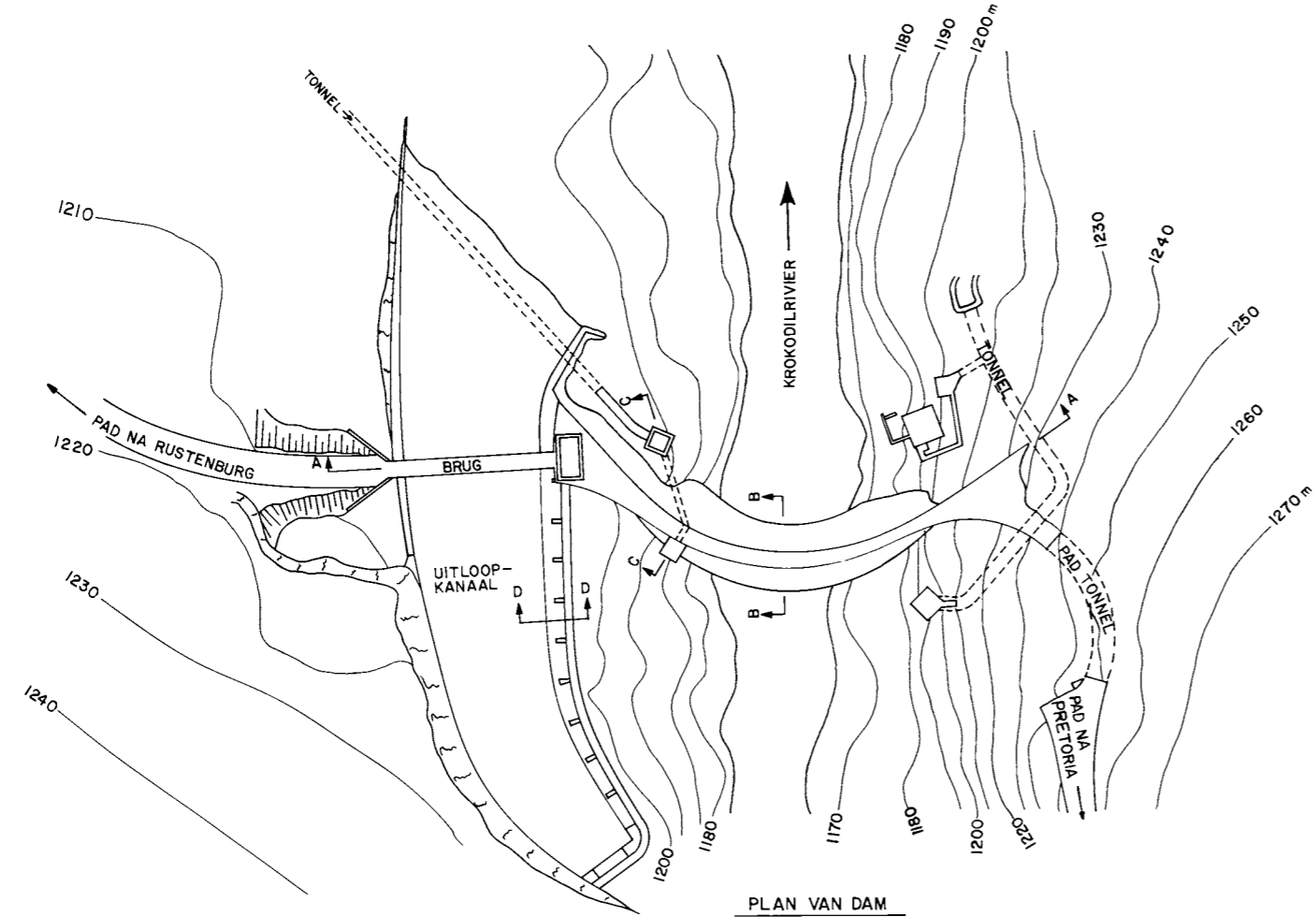
Die belangrikste naatstelsel was drukverligtingsnate, naastenby parallel aan die grondoppervlak wat groot, effens geronde rotsskille veroorsaak het. Hierdie naatvlakke was meesal effens geboë en baie ru met harde rotswande sodat hulle geen gevaar van skuifswigting kon inhou nie.

'n Besondere kenmerk van die verweringsprofiel, veral langs die linkerflank, was die skielike oorgang van matig verweerde rots met talle verweerde nate tot onverweerde rots. Hierdie oorgang het feitlik altyd plaasgevind langs 'n sub-horisontale spanningsverligtingsnaat.

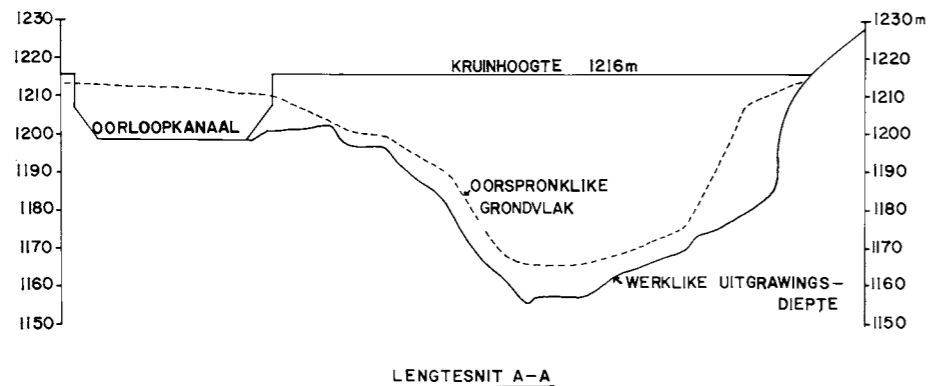
Die fondamentrots was in alle opsigte van uitstekende gehalte en geen konstruksieprobleme is daarmee ondervind nie (Davies, 1978).

8.2.6 Hartebeestpoortdam (sien figuur 8.2.6 en foto 3.6.6)

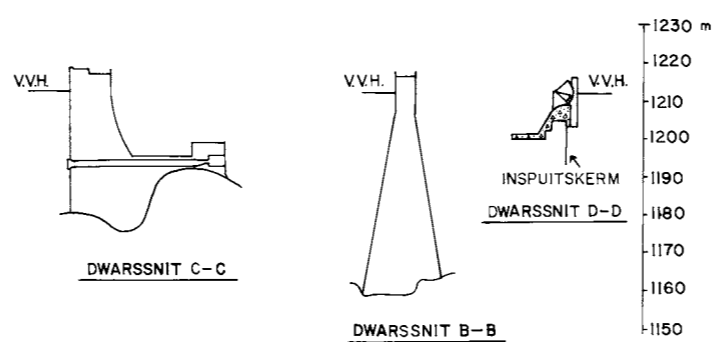
Die Krokodilrivier ontspring in die Witwatersrand in die omgewing van Krugersdorp op 'n hoogte van ongeveer 1 740m bo seevlak. Die bolope word beslaan deur graniet en oor hierdie gebied het die rivier 'n gradiënt van sowat 5,5 m/km. Waar die weerstandbiedende kwartsiet van die Formasie Swartrif gekruis word, vermeerder die gradiënt na 8,7 m/km maar verminder dan na 3,4 m/km oor die dolomiet en daaropvolgende skalie, kwartsiet en lawa tot by die damterrein wat deur kwartsiet van die Formasie Magaliesberg beslaan word. Stroomaf van die dam, verminder die helling van die rivier tot net meer as 2 m/km waar dit



PLAN VAN DAM

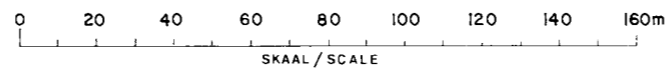


LENGTESNIT A-A

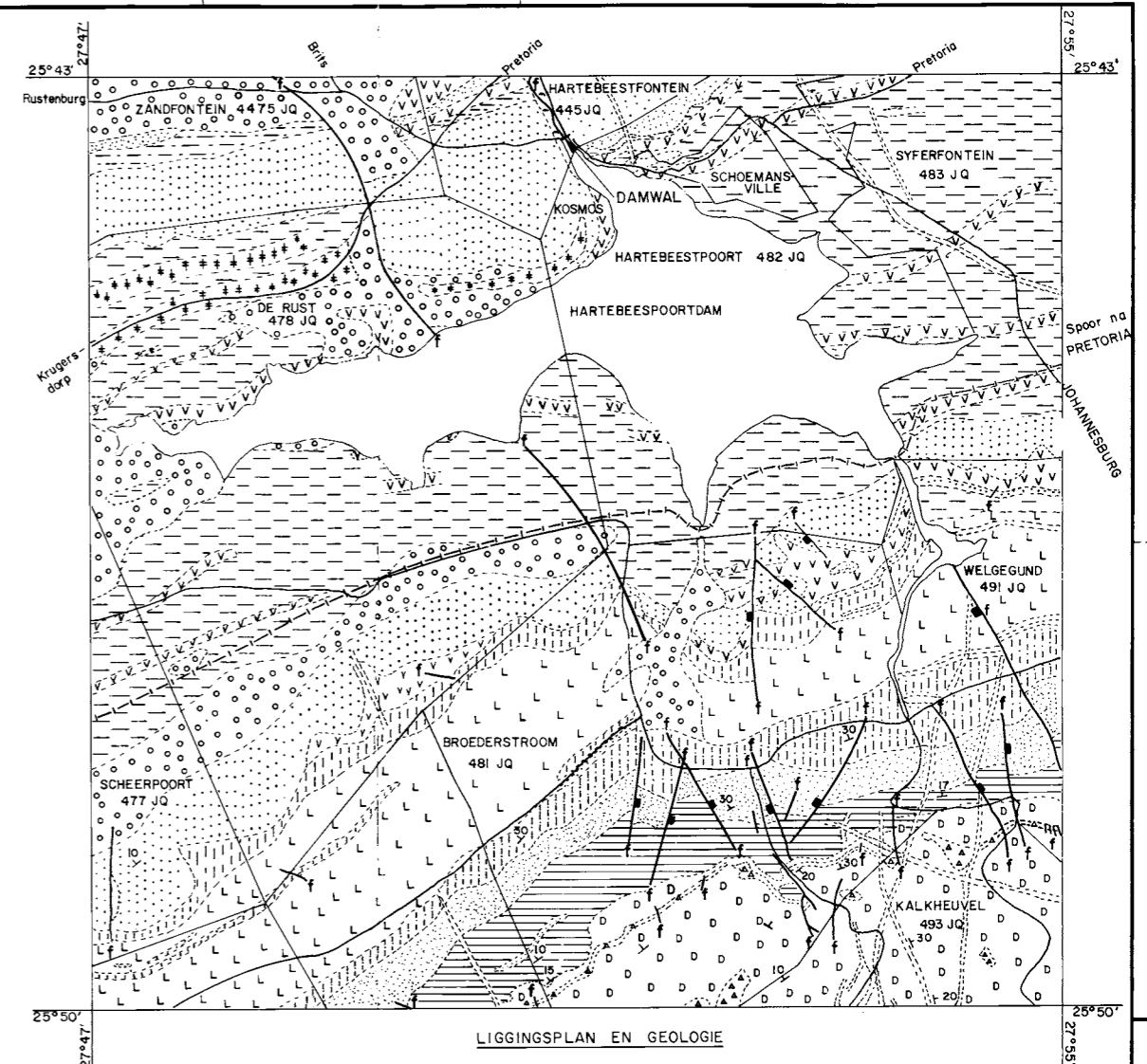


DWARSSNIT C-C

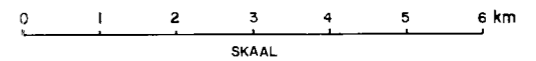
DWARSSNIT B-B



SKAAL / SCALE



LIGGINGSPLAN EN GEOLOGIE



SKAAL

LEGENDE

	Puin, grond, sand, ferriekreet.	} Resente afsettings
	Alluvium	
	Pirokseniet - en melanorietplaat	} Kompleks Bosveld
	Diabaasplaat	
	Koolstofhoudende horingfels	} Groep Pretoria
	Kwartsiet	
	Kwartsiet	
	Kwartsiet	
	Andesitiese lawa	
	Andesitiese lawa	
	Kwartsiet	
	Kwartsiet	
	Chert, chertbreksie	
	Dolomiet, plek-plek met skalielaag by basis	
	Diabaasgang	} Formasie Timeball Hill
	Verskuiwing	
	Strekking en helling van gelaagdheid	} Formasie Rooihooft: } Groep Chuniespoort

FIGUUR 8.2.6
HARTEBEESTPOORTDAM,
KROKODILRIVIER
Liggingsplan, Geologie en Algemene Ontwerp

verder noordooswaarts oor mafiese gesteente's van die Kompleks Bosveld vloei.

Die opvanggebied word grotendeels beslaan deur graniet en dolomiet terwyl die damkom hoofsaaklik op skalie van die Formasie Silverton geleë is. By die damterrein self het die rivier 'n betreklik nou poort gekerf deur kwartsiet van die Formasie Magaliesberg, parallel met en 'n klein afstand wes van 'n prominente noord-suid strekkende verskuiwing. Hierdie verskuiwing gaan op 'n diepte van meer as 150m benede die rivierbedding onder die damterrein deur en beïnvloed nie die veiligheid van die struktuur nie.

Skalie wat relatief maklik verweer, beslaan die vallei tussen die prominente rante wat gevorm word deur die Daspoortkwartsiet in die suide en die Magaliesbergkwartsiet in die noorde. Waar die Krokodilrivier die vallei kruis, het 'n doeltreffende damkom ontstaan en 'n damterrein met kruinlengte- tot hoogteverhouding van 2,25 kom voor waar die rivier se loop langs prominente noord-suid strekkende nate in die kwartsiet van die Formasie Magaliesberg ingesny het.

Die middellyn van die damwal word beslaan deur kwartsiet van die Formasie Magaliesberg wat teen ongeveer 20° stroomaf hel.

Die deklaag in die riviergedeelte was hoofsaaklik alluviale sand tot 'n diepte van 5m waar 'n laag rolstene aangetref is. Sommige van die rolstene was so groot as 30 m³ en moes met plofstof opgebreek word voordat dit verwyder kon word.

Fondamentrots was deurgaans effens verweer met matig- tot diggespasieerde nate en prominente laagvlakke wat teen 20° stroomaf hel. In die riviergedeelte was die rots beter as langs die flanke, behalwe vir die teenwoordigheid van enkele basiese ganggesteentes wat vinnig verweer het na blootstelling aan die atmosfeer. Langs die regterflank was die rots heelwat

swakker as wat aanvanklik verwag is en die uitgraving daar moes sowat 12m dieper gemaak word. 'n Haksloot van 2m wyd en 1,5 tot 3m diep is gegrawe om deursypeling te verminder (S.A. Irrig. Mag., 1924).

Die volvoorraadhoogte van die dam is in 1969 met 2,44m verhoog deur die sykanaaluitloop gedeeltelik te herbou sodat dit met sluishekke toegerus kon word.

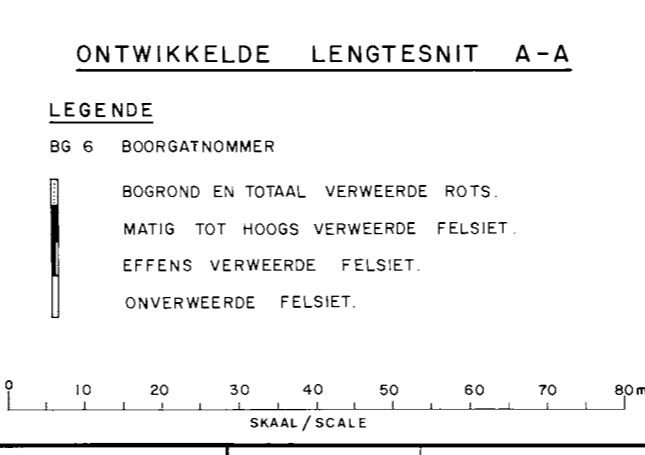
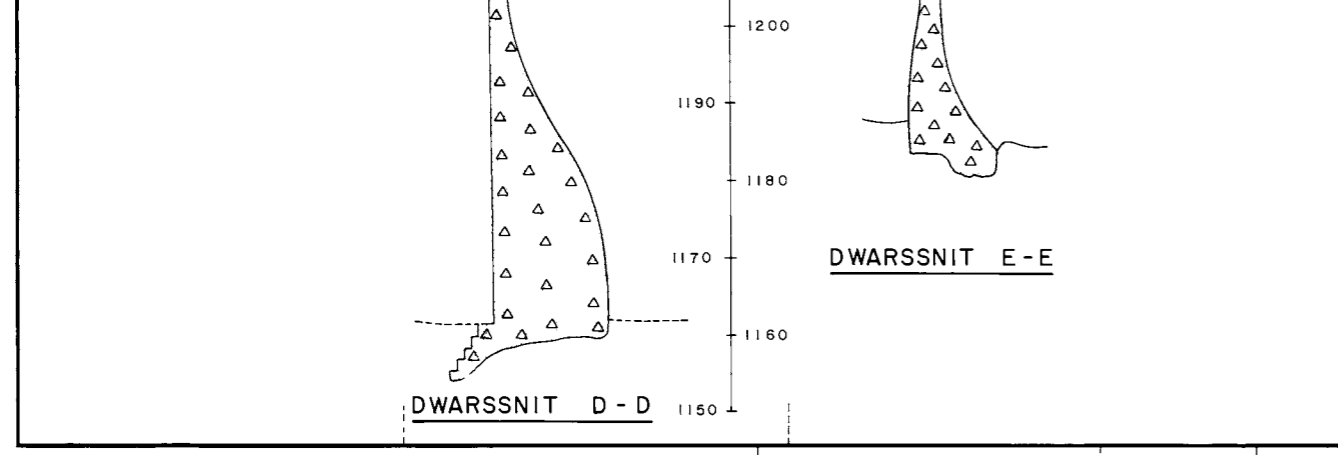
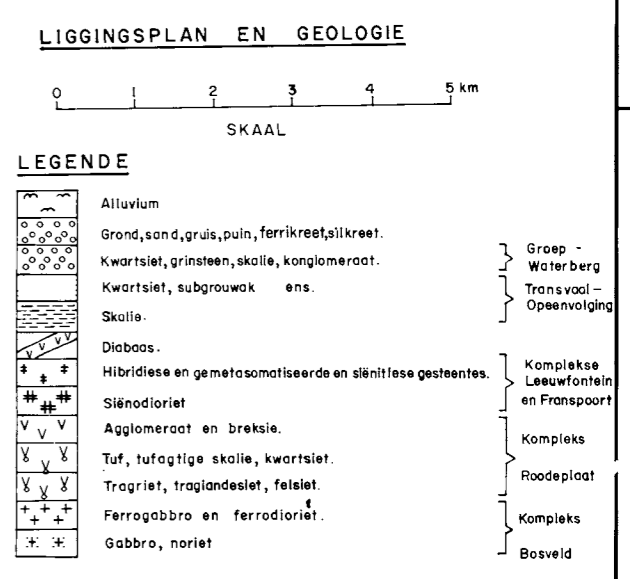
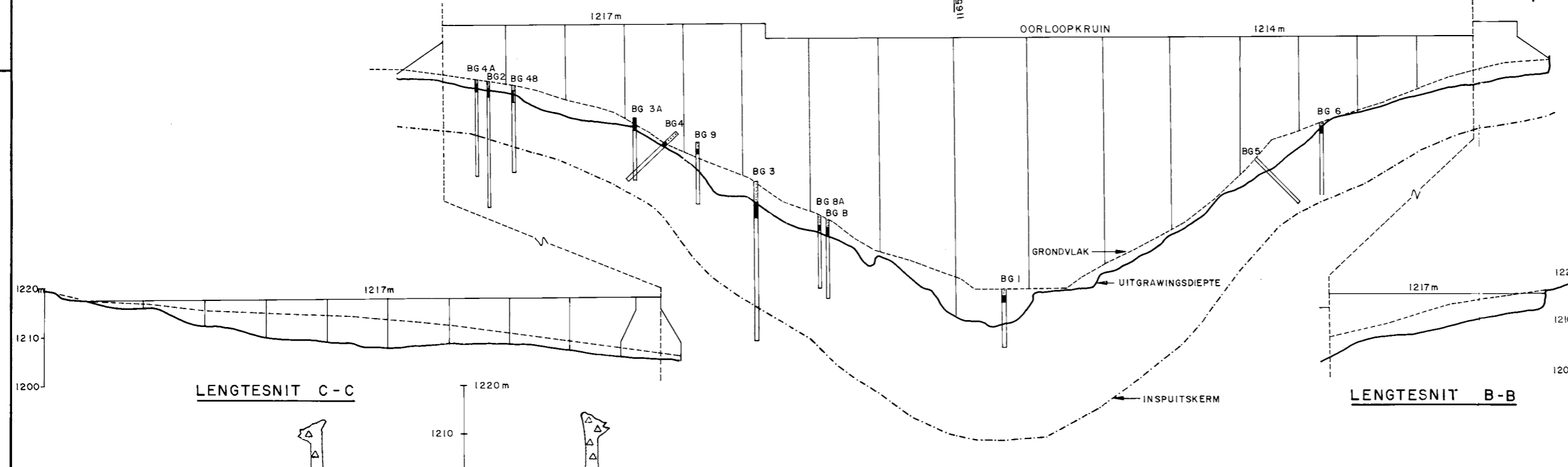
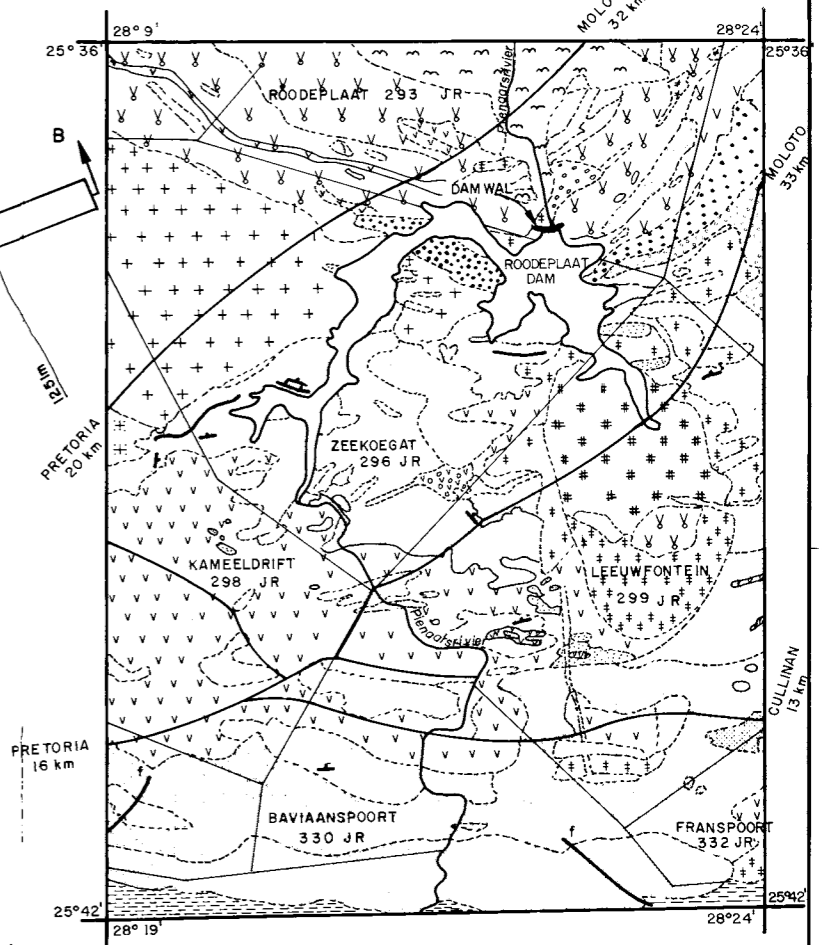
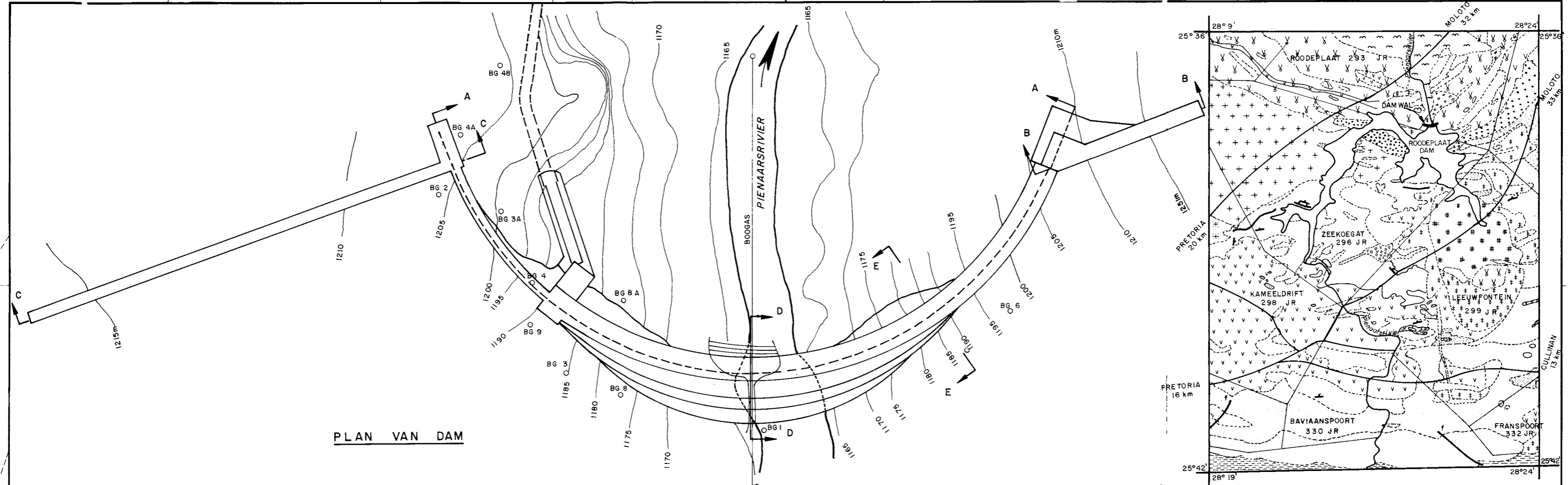
Die damwal wat reeds meer as 55 jaar oud is, funksioneer steeds uitstekend en daar is geen tekens van lekkasie of verswakking van die beton nie.

8.2.7 Roodeplaatdam (sien figuur 8.2.7 en foto 3.6.1)

Die geologie by en om die damterrein is betreklik ingewikkeld en 'n groot verskeidenheid van sedimentêre, vulkaniese en stollingsgesteentes kom voor. Sowat 5 km noord van die damterrein is die middelpunt van die Roodeplaat sentroklien, 'n ou vulkaniese krater wat bestaan uit 'n buiterand van tragiet, tragiandesiet en felsiet en 'n sentrale deel van tuf en tufagtige skalie. Sirkelvormige diabaasgange omring die sentrale vulkaankrater asook die suidelike gedeelte van die sentroklien (Teichman, 1962).

Die damterrein self is op die felsiet aan die buiterand van die sentroklien geleë en die damkom word beslaan deur kwartsiet en konglomeraat van die Groep Waterberg, kwartsiet van die Transvaalpeenvolging, foyaïet, siënië, fonoliet en siënodioriet van die Kompleks Leeufontein en ferrogabbro en ferrodioriet van die Kompleks Bosveld (Kent, 1952, 1953).

Prominente rante om die damkom word gevorm deur tragiet en felsiet van die sentroklien (Buffelsdrifrant), Waterbergkwartsiet op Kameelfontein en Magaliesbergkwartsiet (Ventersrant en op die plaas Bavianspoort). Die landskap is golwend en die afwisseling in gesteentesoorte word weerspieël in die onreëlmatige topografie.



FIGUUR 8.2.7
ROODEPLAATDAM,
PIENAARSRIVIER
 Liggingplan, Geologie en Algemene Ontwerp

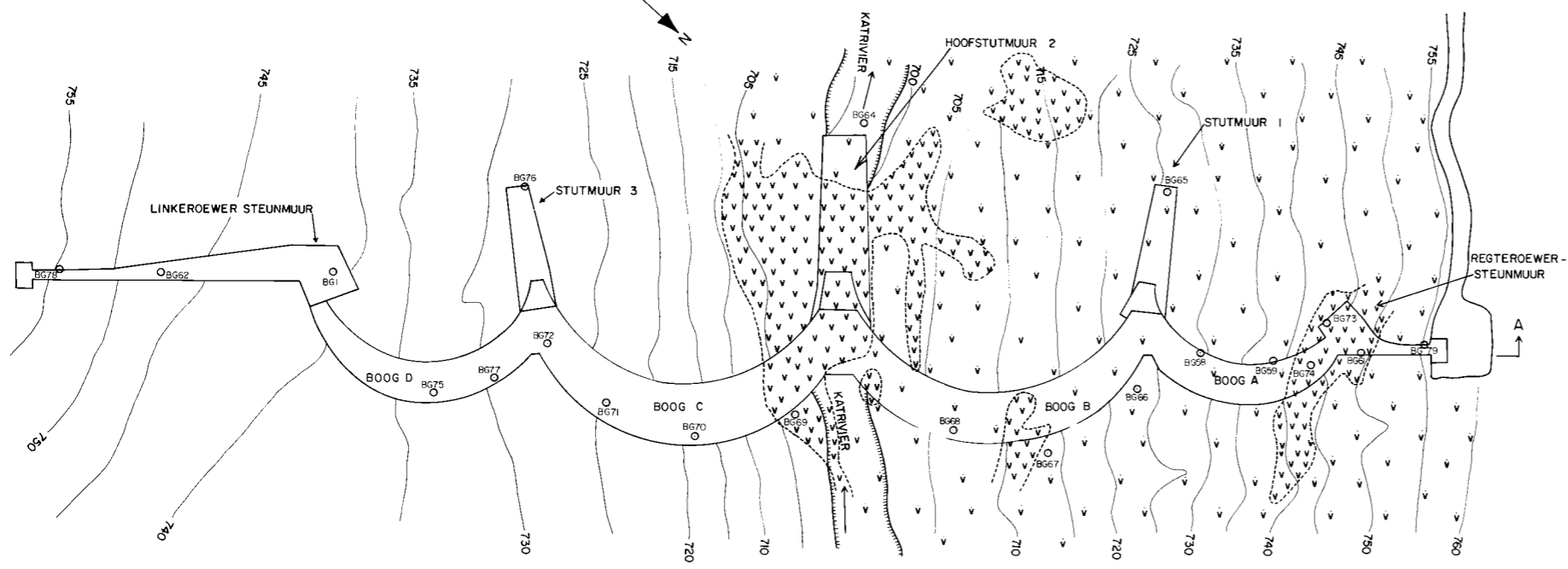
Die hele middellyn word beslaan deur felsiet wat deur=kruis is met aartjies van kwarts, vloeispaat en seoliet. Naatvlakke in die rots was almal bruin of rooi-bruin gevlek en verweringsdieptes het gewissel van 0 tot 2m langs die regterflank en 0,5 tot 5m langs die linker=flank. In die riviergedeelte is sand en rolstene tot 1m en effens verweerde rots tot 2,5m aangetref.

In die riviergedeelte is daar 'n groot niervormige maalgat reg onderkant die sentrale blok van die boog ontbloom. Sowat 1 000 m³ alluviale rolstene en sande=rige sliks moes daaruit verwyder word waarna daar staal=ankers in die rots geplaas en die gat met beton gevul is. Hierdie gat met 'n oppervlakte van minstens 150 m² is nie deur die ondersoekwerk opgespoor nie en een van die boorgate het dit met minder as 1m gemis (Hooper, 1958).

Die struktuur self is na 21 jaar steeds in 'n uit=stekende toestand en toon geen tekens van krale of lekkasie nie. Onderkant die oorloop het daar egter heelwat meer erosie plaasgevind as wat aanvanklik verwag is en herstelwerk sal waarskynlik mettertyd benodig word.

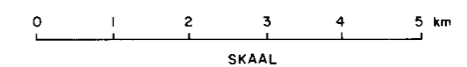
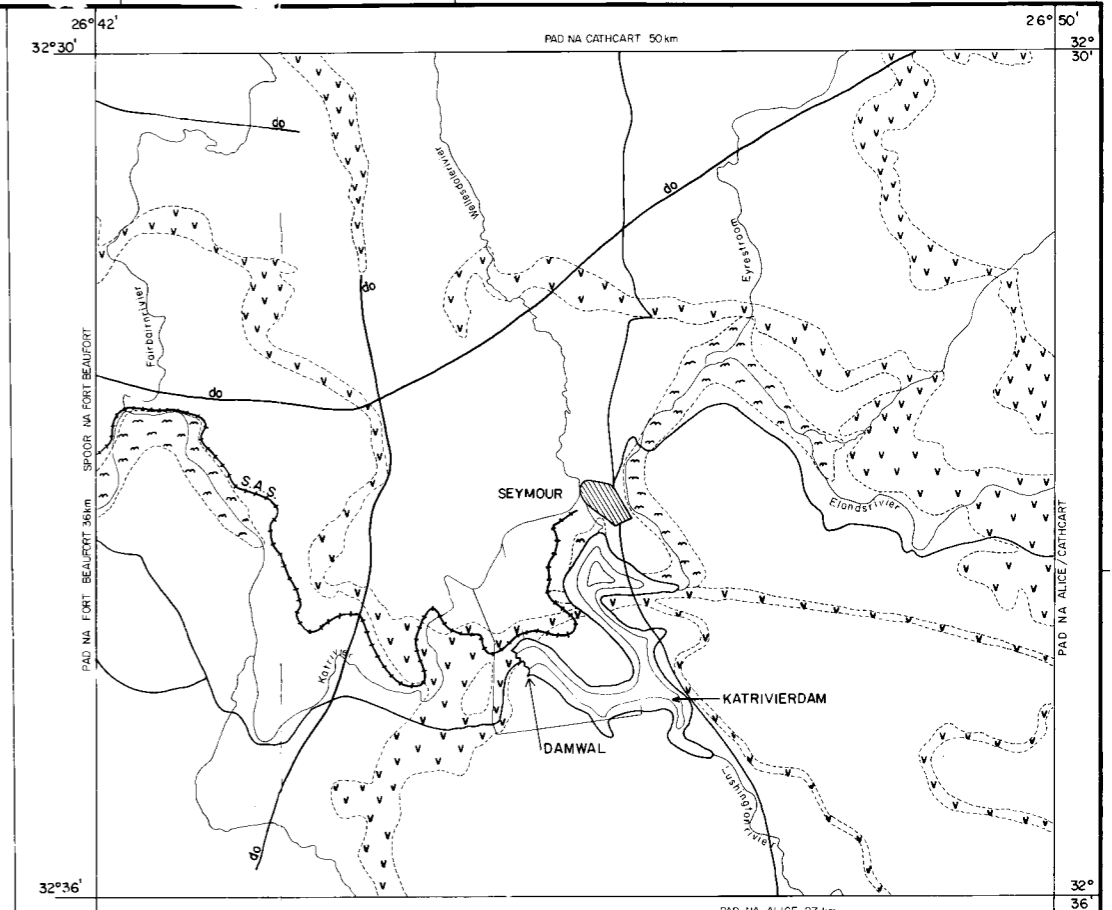
8.2.8 Katrivierdam (sien figuur 8.2.8 en foto 3.4.1)

Die gebied om die Katrivierdam word beslaan deur plat=liggende slikssteen en ondergeskikte tussengelaagde sandsteen en moddersteen van die Formasie Balfour van die Groep Beaufort. By die damterrein self het die rivier sy loop diep ingekerf in 'n dolerietplaat wat teen ongeveer 5° na die suid-suidooste hel. Die kontak tussen die doleriet en die oorliggende sedimentêre gesteentes kom langs die linkerflank voor op 'n hoogte van sowat 10m bokant riviervlak. By die terrein word die regterflank dus beslaan deur doleriet en die linker=flank deur sedimentêre gesteentes (Marais, 1964 en Drewes, 1962).



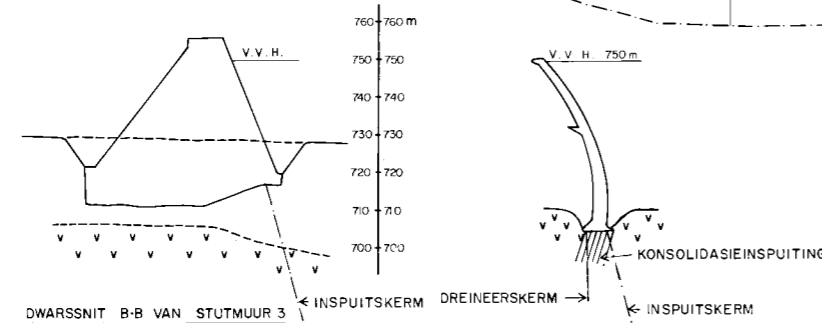
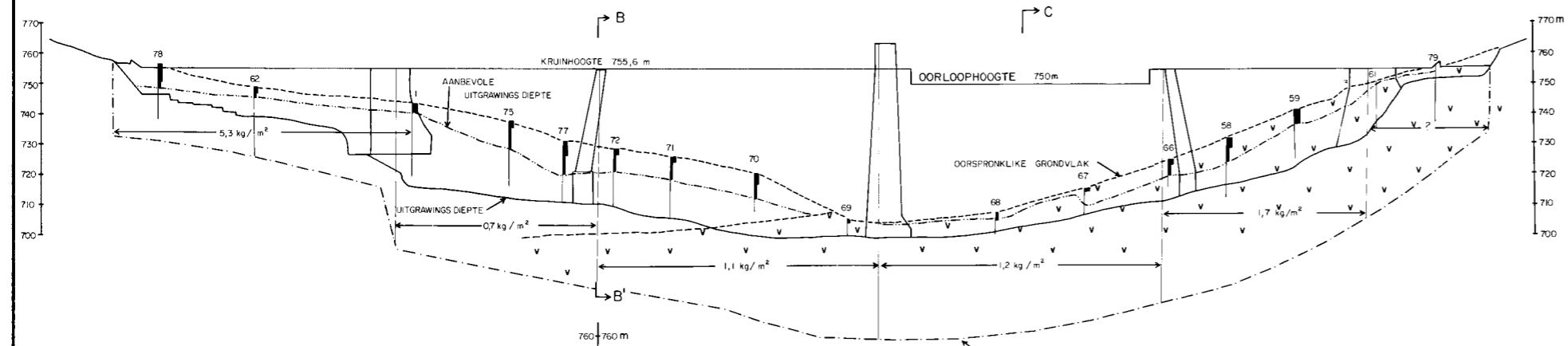
- LEGENDE**
- SLIKSTEEN, SANDSTEEN
 - DOLERIET, DIEP VERWEERD
 - DOLERIETDAGSOOM
 - BOORGAT POSISIE EN NOMMER.

PLAN VAN DAM



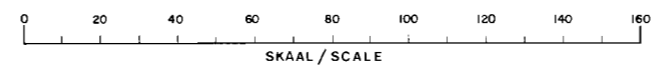
LIGGINGSPLAN EN GEOLOGIE

- LEGENDE**
- ALLUVIUM
 - SANDSTEEN, SLIKSTEEN, MODDERSTEEN: FORMASIE BALFOUR, SUBGROEP ADELAIDE, GROEP BEAUFORT.
 - DOLERIET
 - DOLERIETGANG



- LEGENDE**
- Boorgatnummer
 - Totaal verweerde rots in boorgat
 - Matig verweerde rots in boorgat
 - Onverweerde rots in boorgat
 - Sliksteen, sandsteen
 - Doleriet
 - Sementverbruik in inspiitskerm

DWARSSNIT C-C VAN OORLOOPBOOG B



FIGUUR 8.2.8 KATRIVIERDAM, KATRIVIER
Liggingsplan, Geologie en Algemene Ontwerp

Die Wellesdale-, Eyrestroom-, Elands- en Lushingtonriviere ontspring in die hoë Katberg, Elandsberg en Mentzberge rondom Seymour en vloei naby die dorp saam om die Katrivier te vorm. Stroomop van die damterrein het die rivier 'n gemiddelde gradiënt van 7,6 m/km waar die dolerietplaat 'n erosiebasis vorm maar stroomaf is daar 'n reeks watervalle en oor die volgende 6 km val die rivier meer as 80m tot dat dit weer die onderliggende sedimentêre gesteentes bereik en die helling afneem tot sowat 3 m/km.

Die riviergedeelte en regterflank van die damterrein word beslaan deur 'n dolerietplaat wat teen sowat 5 grade na die linkerflank hel. Die kontak tussen doleriet en oorliggende sandsteen en slijksteen van die Formasie Balfour het langs die linkerflank voorgekom op 'n hoogte van sowat 10m bokant fondamentvlak.

In die riviergedeelte was die doleriet onverweer met wydgespasieerde nate maar met die oog op die verbetering van die spanningsverspreiding oor die fondamentgebied en as gevolg van ooruitgrawing deur te hoë plofstofladings was die uitgrawingsdiepte heelwat dieper as wat aanvanklik verwag is.

Uitgrawing vir die regterflankboog het vanaf die riviergedeelte begin en as gevolg van die teenwoordigheid van sub-horizontale kleigevulde nate in die andersins onverweerde doleriet, is daar op plekke tot 20m diep uitgewa ten einde hierdie potensiële skuifvlakke uit te skakel. Kleigevulde nate van hierdie dikte (10 tot 30mm) is feitlik onmoontlik om op te spoor tydens gewone diamantboorwerk aangesien die sagte materiaal deur boorwater uitgewas word en die enigste aanduiding van die teenwoordigheid daarvan 'n geringe en onmeetbare kernverlies (kleiner as 1 persent) is. Sulke lae kan egter kritiek wees vir die stabiliteit van 'n dam en aanleiding gee tot geweldige addisionele koste aan uitgrawing en beton.

In die geval van die regteroewerstutmuur was die uitgrawing sowat 8m dieper as waarvoor ontwerp is - ook as gevolg van die teenwoordigheid van 'n dieperliggende

kleigevulde naat wat in die fondament van die boog opgespoor en daarna deurgevolg is. Teen die linkerflank sny die kontak tussen die doleriet en die ooriggende sedimentêre gesteentes ongeveer deur die middel van boog C. Die boonste gedeelte van boog C, stutmuur 3, boog D en die linkeroewerstutmuur is dus op sedimentêre gesteentes gebou (sien figuur 8.2.8). In die andersins onverweerde sliksteen onder stutmuur 3 is daar vertikale en sub-horisontale kleigevulde nate met diktes van soveel as 80mm aangetref. Verdere boorwerk het getoon dat hierdie nate nie met diepte uitsterf nie en daar is besluit om die stabiliteit van die stutmuur met ankerkabels te verseker. Deur mineralogiese ondersoek van die naatvulmateriaal is vasgestel dat dit uit stilbiet bestaan en waarskynlik toegeskryf kan word aan 'n laat-magmatiese fase van die onderliggende dolerietplaat wat die nate in die sedimentêre gesteentes binnegedring het (Marais, 1964).

Die addisionele fondamentuitgraving langs beide flanke was 45 000 m³ of sowat 45 persent meer as waarvoor aanvanklik voorsiening gemaak is.

Verankering van die fondament is gedoen met die oog op algemene verstewiging daarvan en om lokale beweging langs naatvlakke te voorkom. Nagespanne kabels is vanaf 4 vlakke in die hoof- en systutmure voorsien. Op elk van die vlakke is tussen 16 kabels (bo) en 32 (onder) gebruik. Verdere versterking van die fondament is ook voorsien deur verlenging van staalversterkingstawe in die stroomopblad tot dieptes van 2 tot 4m in die fondament (Hollingworth, 1978).

Na voltooiing van die dam in 1969 was daar blykbaar twyfel oor die stabiliteit van die wal want daar is aanbeveel dat die dam nie meteens toegelaat word om tot by die volvoorraadhoogte vol te word nie. Eers na 'n inspeksie in 1971 is daar toestemming gegee vir die volmaak van die dam.

Gedurende 1974 is daar 'n aantal krake in die boë en stutmure van die damwal opgemerk. Hierdie krake maak almal 'n hoek van ongeveer 20 grade met die horisontale konstruksienate en is aan defleksie van die wal toegeskryf. Verdere

spanningsontledings van die damwal het getoon dat hierdie krake geen gevaar vir die veiligheid van die struktuur inhou nie (Hollingworth, 1978).

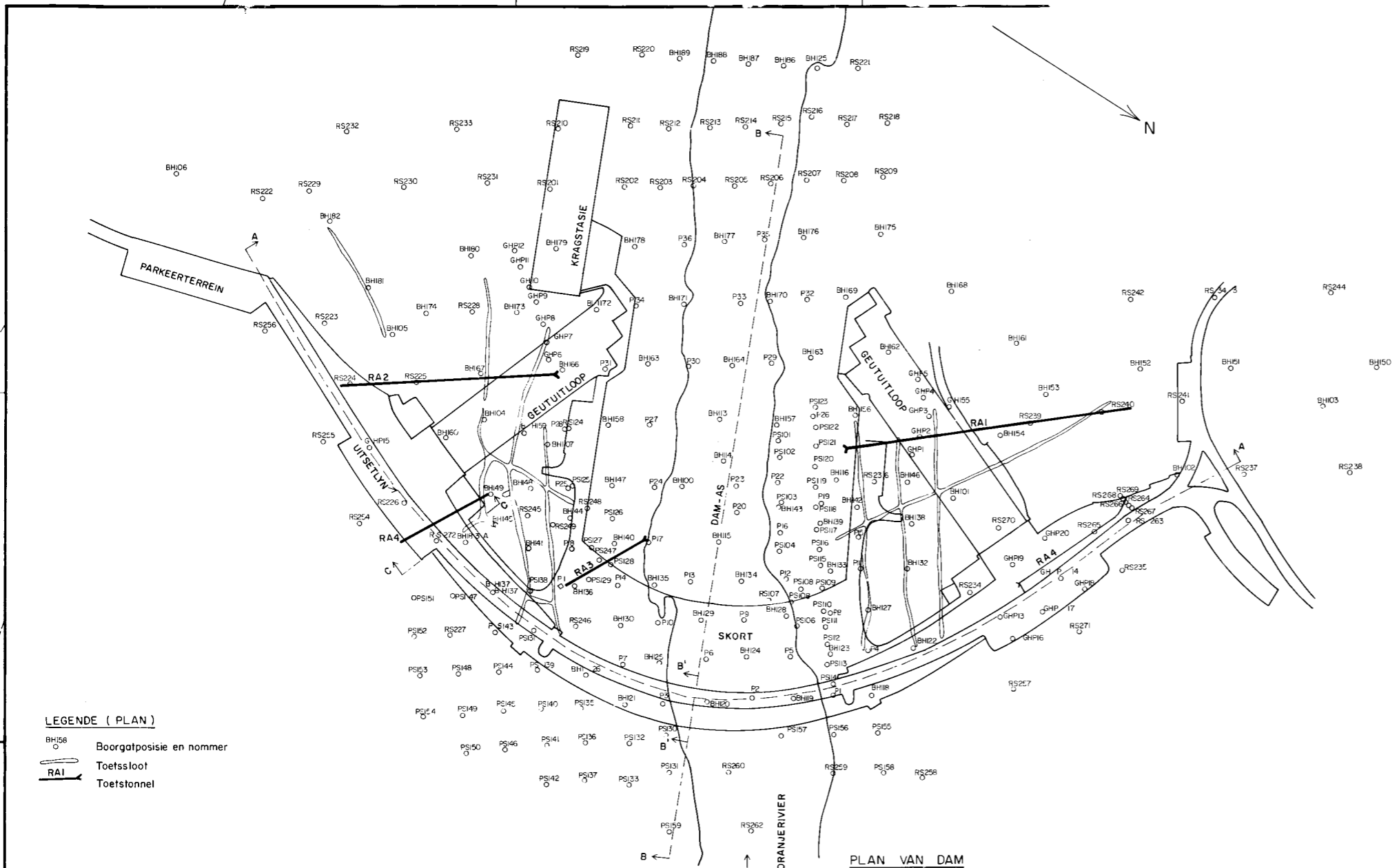
Die doleriet onderkant die vryvaloorloop is uitstekend bestand teen erosie en geen verswakking het tot dusver plaasgevind nie.

8.2.9 H.F. Verwoerddam (sien figure 8.2.5 en 8.2.9 en foto 3.3.1)

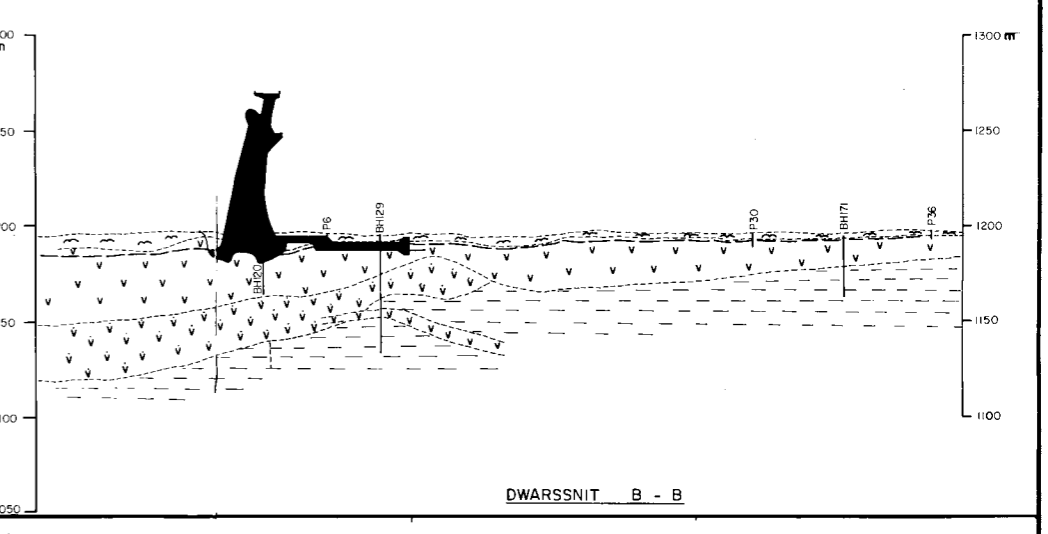
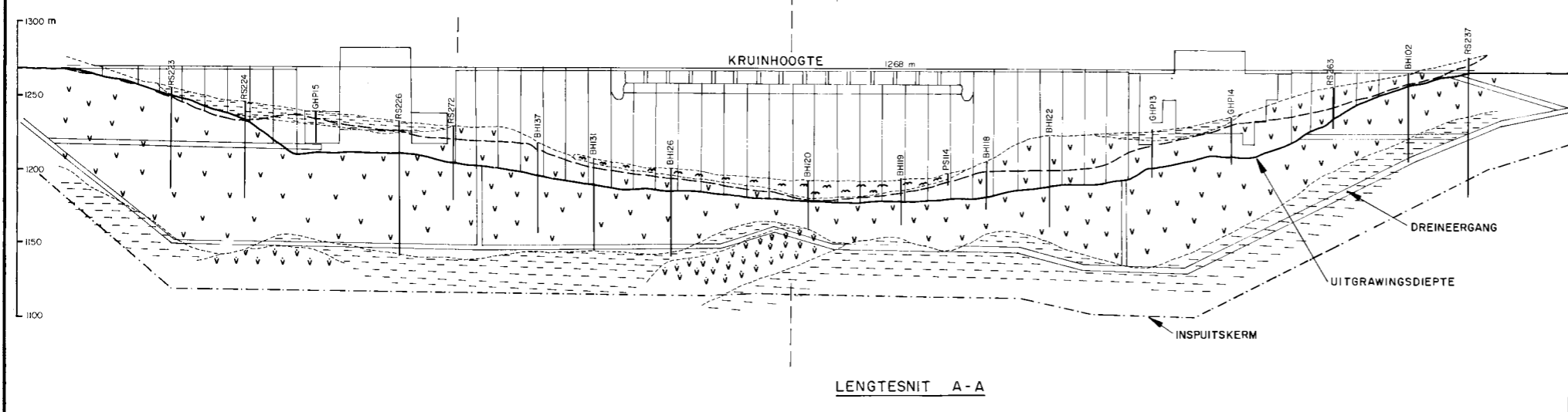
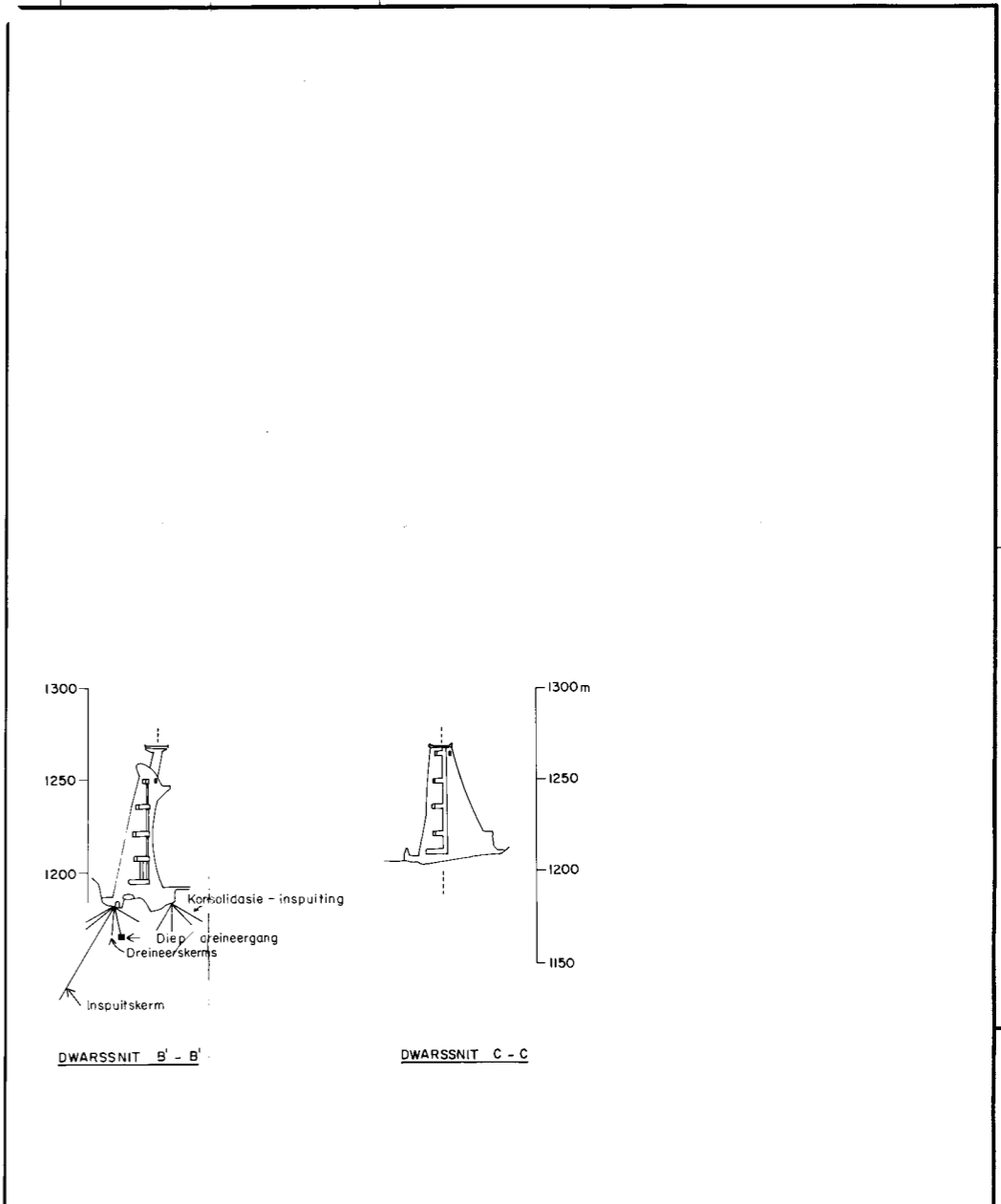
Die Oranjerivier het sy oorsprong naby Mont Aux Sources in die Drakensberge op 'n hoogte van meer as 3 050m bo seevlak en saam met sy takriviere dreineer dit die hooglandgebied van Lesotho wes van die Drakensbergwaterskeiding. Binne Lesotho val die rivier meer as 1 600m waar dit oor weerstandbiedende basalt en sandsteen vloei maar die gradiënt plat vinnig af in die gebied wat deur skalie en moddersteen van die Groep Beaufort beslaan word en tussen die Lesothogrens en die damterrein is die gradiënt gemiddeld sowat 0,56 m/km. Dik dolerietintrusies in die omgewing van die dam veroorsaak 'n plaaslike basisvlak vir insnyding en stroomaf tot by die P.K. 1e Rouxdam is die gemiddelde gradiënt weer ietwat steiler (0,77 m/km).

Die damkom word beslaan deur feitlik platliggende groen, grys en pers skalie met tussengelaagde veldspatiese sandsteen van die Groep Beaufort waarin daar talle plate en gange van na-Karoo doleriet ingedring het. Die gebied is tektonies min versteur en daar is geen groot verskuiwings bekend nie. Dolerietindringings het plaasgevind langs hoofnaatrigtings en laagvlakke in die sedimentêre gesteentes en dit kan aanvaar word dat daar as gevolg van hierdie indringings sekere spannings in die gesteentes ontstaan het.

Op die plaas Ruigte Valley kom daar 'n dolerietplaat met dikte van ongeveer 250m voor wat teen tussen 10 en 15° na die suidooste hel. Hierdie plaat word aan die noorde en suidekante begrens deur dolerietgange



LEGENDE (PLAN)
 BH106 Boorgatposisie en nommer
 Toetsloot
 RAI Toetsstunnel



LEGENDE (SNITTE)
 Alluvium
 Skalie, sandsteen, sliestein: GROEP BEAFORT
 Boonste dolerietplaat
 Onderste dolerietplaat
 Oorspronklike grondvlak
 Soliede reclslyn (volgens boorgatgewens)
 Werklike uitgrawingsdiepte
 Dreineergange en skagte
 Grens van inspuitskerm

0 20 40 60 80 100 120 140 160 180 200 220 240 260 280 300 320 m
 SKAAL / SCALE

FIGUUR 8.2.9
H.F. VERWOERDDAM,
ORANJERIVIER
 Geologie en Algemene Ontwerp

wat onderskeidelik steil suidwaarts en noordwaarts hel en waarskynlik deel uitmaak van 'n indringing met 'n kegelstruktuur. Die Oranjerivier het 'n diep trapesoidale vallei deur die dolerietintrusies gekerf en met die soliede dolerietdagsome wat in die rivier voorkom, vorm dit 'n damterrein met redelike fondamenttoestande en 'n verhouding van kruinlengte tot hoogte van 10,9 (Coetzee, 1963a).

Die damkom se uitsonderlike opgaarvermoë is toe te skryf aan die hoë graad van volwassenheid wat die rivier hier bereik het en die feit dat die massiewe dolerietindringings by die damterrein 'n basisvlak vir erosie voorsien het.

Met die uitsondering van enkele klein geïsoleerde lense van gebakte skalie, rus die damwal geheel en al op 'n dolerietplaat met 'n minimumdikte van 18m benede fondamentvlak.

Die dikte van alluvium in die riviergedeelte het gewissel van niks tot soveel as 7,6m. Dit het bestaan uit los sand, lense van gruis en rolstene en enkele groot dolerietrotsblokke.

Nadat fondamentuitgrawings voltooi was, was dit duidelik dat die dolerietplaat in verskillende fases ingedring het. Elk van die fases het verskillende verwerkingseienskappe en word vanmekaar geskei deur vlakhellende nate. In die riviergedeelte was die doleriet onderkant die alluvium onverweer behalwe langs enkele naatsones waar erg verweerde rots aangetref is. Langs die linkerflank was die maksimum verweringsdiepte 12m terwyl dit langs die regterflank 25m was. Die finale uitgrawingsdieptes het gewissel van 4m tot soveel as 35m en was gemiddeld 10m dieper as wat met behulp van die ondersoekprogram bepaal is (sien figuur 8.2.9). Hierdie onreëlmatigheid is toegeskryf aan die verkeerde interpretasie van boorgatgegewens en die besluit om rots wat andersins onverweer is, maar oop nate bevat, as ongeskik vir fondament-

doeleindes te beskou. Die totale uitgrawingsvolume is hier= deur met sowat 250 000 m³ vermeerder wat waarskynlik 'n kosteverhoging van sowat 10 persent verteenwoordig (IORCC, 1972).

Tydens fondamentuitgrawing het die kontrakteur 'n eis teen die kliënt ingestel omdat die eienskappe van die doleriet by die dam en steengroewe grootliks sou verskil van doleriet wat elders in Suid-Afrika aangetref word. Die argument was dat die doleriet as gevolg van sy poikilitiese tekstuur in teenstelling met ofitiese tekstuur van normale doleriet, buitengewoon hard en sterk was en addisionele slytasie van toerusting en hoër boor- en skietkoste veroorsaak het.

Met behulp van 'n buitengewoon omvattende ondersoek= program wat mineralogiese en fisiese toetse op honderde monsters vanaf die terrein en tien ander lokaliteite dwarsoor die land behels het, is egter bewys dat die doleriet by die dam gewone Karoodoleriet is met sterkte= waardes wat tussen 5 en 9 persent hoër is as die gemiddeld vir al die lokaliteite. Danksy hierdie geologiese getuienis kon die eis uiteindelik vir 'n nominale bedrag geskik word (Pike, 1971).

Die dam het gedurende 1970 begin vol word en het kort voor die amtelike opening op 16 November van daardie jaar vir die eerste keer oorgeloop. Volgens die resultate van die omvattende instrumentasiestelsel, funksioneer die struktuur redelik bevredigend en die dam het reeds 'n waardevolle rol as vloedbeheerstruktuur gespeel tydens konstruksie van die P.K. 1e Rouxdam.

Die uitgebreide netwerk van seismologiese stasies om die damkom het binne die eerste ses maande na wateropgaring begin het, geen aktiwiteit waargeneem nie. Toe die water egter 'n diepte van 40m bereik, het seismiese aktiwiteit begin en gedurende die volgende tien maande is 93 klein skokke waargeneem - meesal binne 3 km van die gebied van maksimum berekende vassakking van die damkom. Hierna het

die seismisiteit merkbaar verminder en gedurende die daarop= volgende jaar is slegs 25 klein skokke geregistreer. Die ergste skok se grootte (Richterskaal) was 2 terwyl die meeste minder as 1 geregistreer het. Van hierdie resultate is afgelei dat die seismiese aktiwiteit die gevolg was van die skielike verhoging van spannings in die aardkors deur damkombelasting. Verhoogde porieëdruk in diepte langs nate of verskuiwingsones kan egter nie uitgesluit word as 'n moontlike bydraende faktor tot verhoogde seismisiteit nie (Milner, 1973).

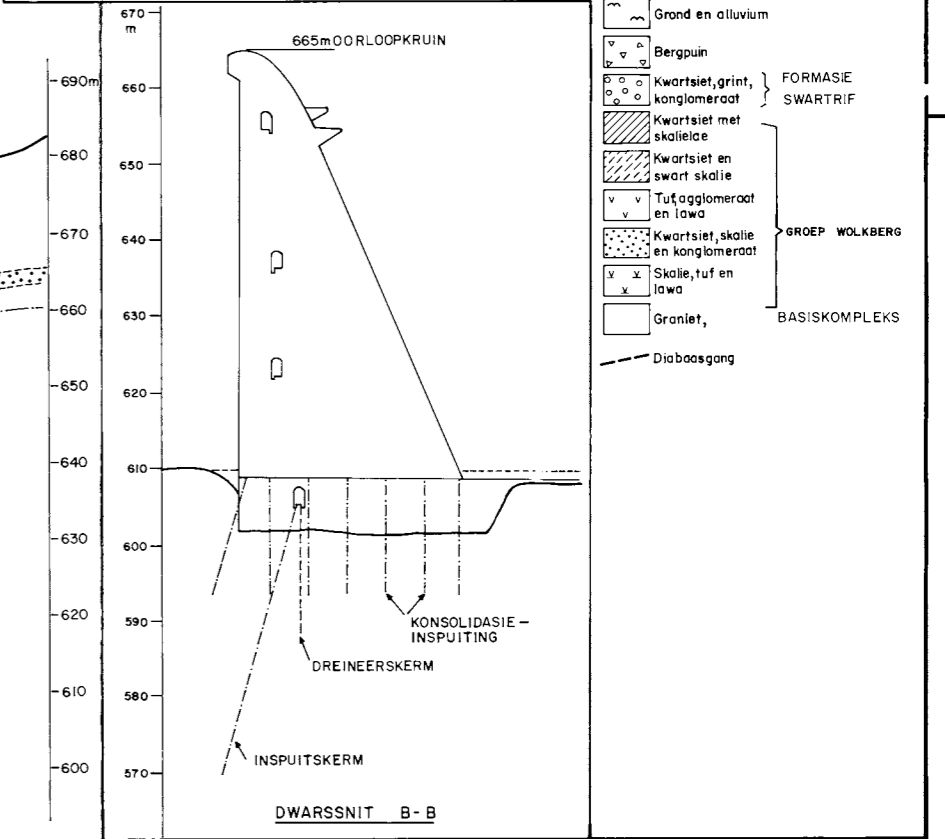
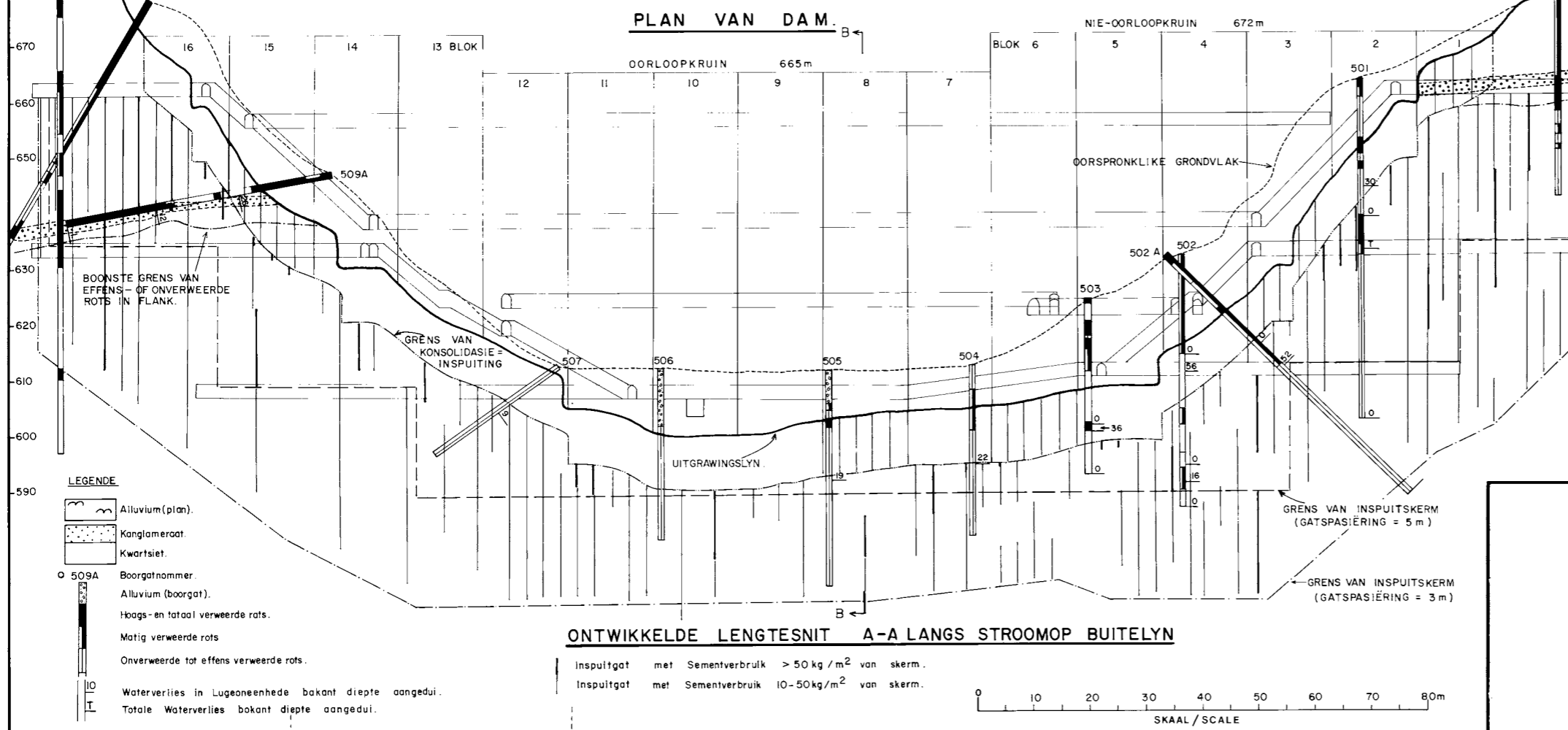
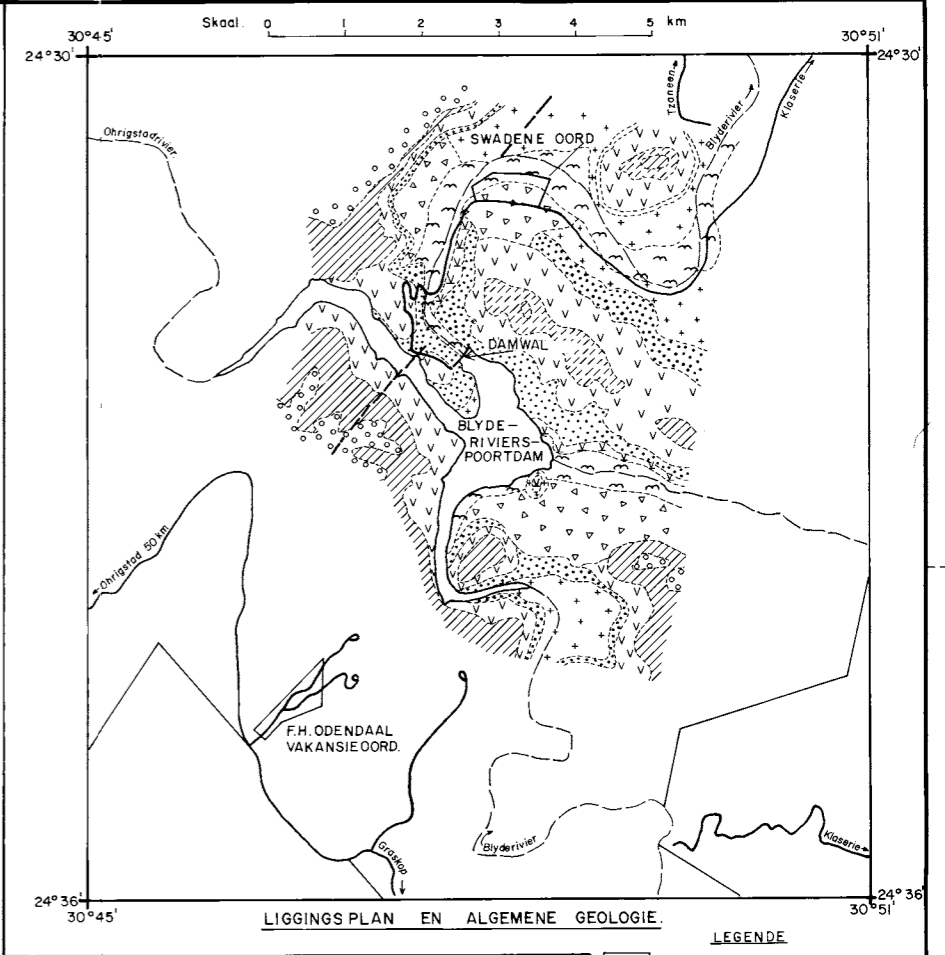
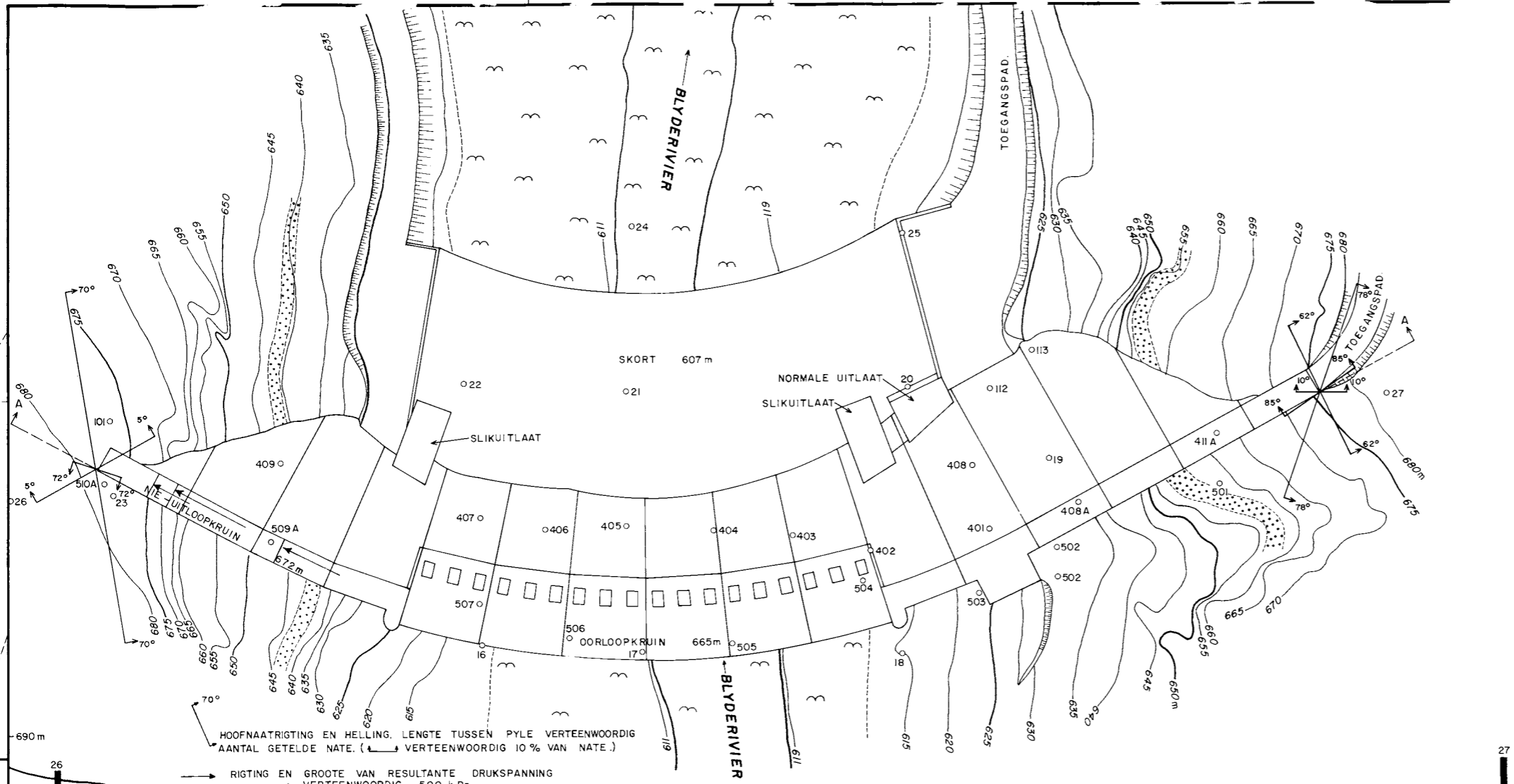
Instrumentasiewaarnemings van die gedrag van die damwal toon dat die booggedeelte se defleksie daarop dui dat daar geen of baie min boogaksie gemobiliseer word en dat damblokke soos afsonderlike kantelbalke funksioneer. Dit mag beteken dat die voorgestelde latere verhoging van die damwal probleme kan oplewer (Badenhorst, 1980).

8.2.10 Blyderivierspoortdam (sien figuur 8.2.10 en foto 3.2.3)

Stroomop van die damterrein vloei die Blyderivier op, en feitlik parallel aan, die rant van die Drakensbergeskarp in 'n noordelike rigting op 'n vlak van nagenoeg 1 100m bo seevlak, voordat dit oor die laaste 20 km skielik begin val en teen 'n gradiënt van meer as 20 m/km sy loop in die skouspelagtige poort ingrawe. Net stroomop van die damterrein bereik die rivier 'n vlak van vereffening en sluit ook aan by die Ohrigstadrivier wat eweneens sy vlak begin opvul. Stroomaf van die damterrein is die rivier= gradiënt sowat 7 m/km tot waar dit uiteindelik 'n kronke= lende pad oor die gelyk laeveldse landskap begin volg.

Die besonder kleurvolle en indrukwekkende kranse van die Blyderivierspoort word gevorm deur dik weerstandbiedende kwartsietlae van die Groep Wolkberg wat geskei word deur sagter tussengelaagde skalie, tuf en agglomeraat.

Hierdie gesteentes rus op graniet en gneis van die Basis= kompleks en hel teen sowat 5 tot 8 grade noord-noordwes. Stroomaf van die dam asook vir minstens 6 km stroomop, het die rivier sy loop tot in die onderliggende graniet



FIGUUR 8.2.10
BLYDERIVIERSPoordam,
BLYDERIVIER
 Ligingsplan, Geologie en Algemene Ontwerp

gekerf, maar by die terrein self is daar 'n lokale depressie in die granietvloer en boorgate van tot 50m diep in die rivierbedding het steeds nie die basis van die kwartsiet bereik nie.

Die hoofnaatrigting by die terrein strek ongeveer noordwes en was verantwoordelik vir die ontstaan van die nou poort van die Blyderivier en die feitlik presies parallelle stroomrigting van die Ohrigstad= rivier net stroomop van die samevloeiing. Ander belangrike naatrigtings is ongeveer oos en reg noord (Van Schalkwyk, 1967, Magni & Weber, 1971).

Die middellyn van die damwal word beslaan deur kwartsiet van die Groep Wolkberg wat teen sowat 5 tot 8 grade stroomaf hel. Die riviergedeelte is sowat 60m wyd en 'n laag riviergruis van tussen 5 en 8m dik is daar aangetref. Sommige van die rolstene was tot 100 m^3 groot en heelwat skietwerk moes gedoen word om hulle te kon hanteer.

Onverweerde, soliede kwartsiet het voorgekom in die riviergedeelte en onderste gedeeltes van die flank. Hoër op teen die flank was die rots intens genaat en matig tot hoogs verweer.

Dit was die wens van die konstruksie-afdeling dat die uitgrawings teen die flank meteens tot by die finale diepte gedoen moes word in plaas van dit stuk vir stuk te verwyder. Die rede hiervoor was probleme wat by die Katrivierdam ondervind is met onstabiliteit van uitgrawingshellings toe dit telkens dieper uitgegrawe moes word as waarvoor beplan is.

Die akkurate voorafbepaling van uitgrawingsdieptes was dus van die allergrootste belang en 'n vergelyking van voorspelde en werklike uitgrawingsdieptes in figuur 8.2.10 toon 'n goeie ooreenkoms langs die linker= flank, riviergedeelte en onderste deel van die regter= flank. Teen die boonste gedeelte van die regterflank was die rots egter heelwat swakker as wat verwag is

en daar is tot soveel as 12m dieper uitgegrawe (Magni, 1972).

'n Massiewe rotsblok van kwartsiet teen die stroomafkant van die damwal aan die regterflank, wat aan sy onderkant begrens word deur 'n naatvlak wat steil valleiwaarts hel, het onstabiel begin voorkom terwyl bouwerk nog aan die gang was. Verdere ondersoek het getoon dat uit die aard van die stand van die naatvlak en die verhouding daarvan tot die damwal, die weerstandbiedende effekte van wrywingshoeke en skuifsterktes van die begrensende diskontinuiteits- en kontakvlakke groter is as die versteurende resultante effek van gravitasie.

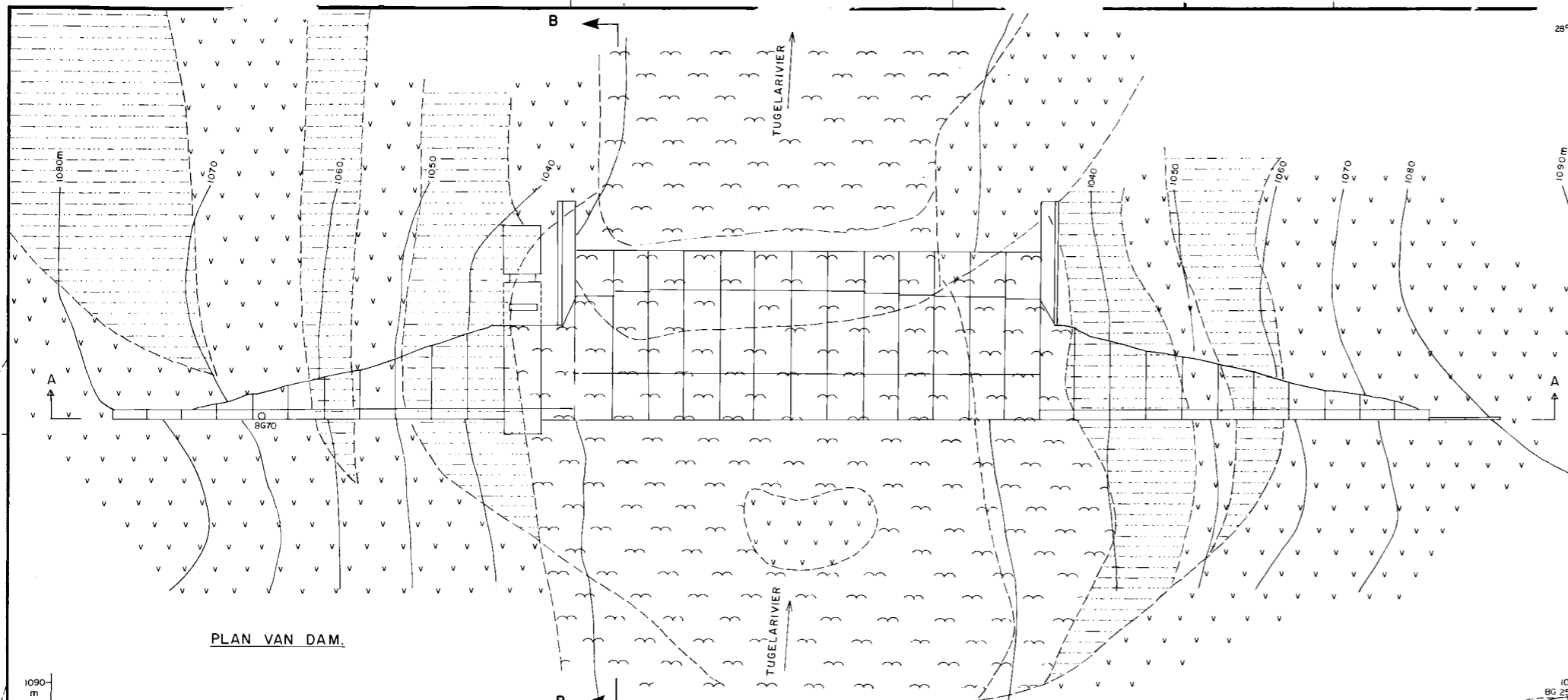
Die rotsblok is as stabiel beskou maar daar is aanbeveel dat verdere ploffstofladings beperk word en dat bewegings van die blok gemonitor word (Venter, 1974).

Nadat die dam vir die eerste keer gedurende 1976 volgeword het, het groot hoeveelhede water deur die dreineergate begin stroom. Van die regterflank was die water betreklik skoon maar water afkomstig van die boonste gedeelte van die linkerflank was donker rooibruin en dit was duidelik dat naatvulmateriaal besig was om uit te was. Stroomaf van die wal teen die regterflank het heelwat skoon water ook langs 'n prominente laagvlak begin uitstroom.

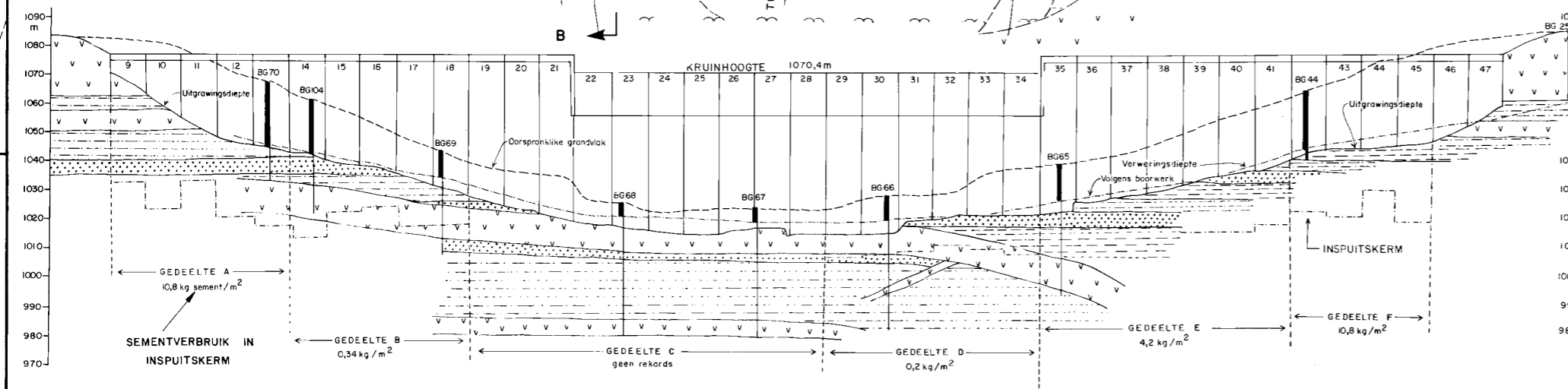
Verdere fondamentinspuiting is onderneem om beter afdigting te verkry en die vloei het drasties afgeneem terwyl water uit dreineergate mettertyd helderder geword het en na twee jaar heeltemal skoon was.

8.2.11 Spioenkopdam (sien figuur 8.2.11 en foto 3.6.2)

Die gebied om die damterrein en damkom word beslaan deur platlêende skalie en sandsteen van die Formasie Estcourt van die Groep Beaufort waarin daar talle dolerietindringings voorkom. Groot gedeeltes van die gebied word bedek deur dolerietpuin en grond en sonder boorwerk was dit feitlik onmoontlik om te bepaal of daar werklik dolerietplate aan die oppervlak voorkom en of dit slegs oorblyfsels van sulke plate is wat hierdie gebiede bedek.



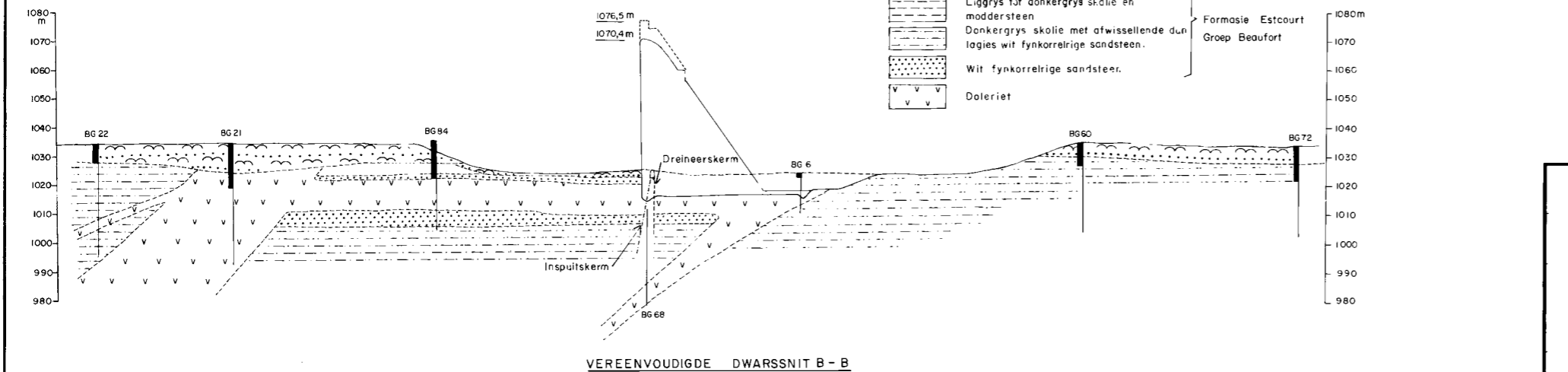
PLAN VAN DAM.



LENGTESNIT A-A

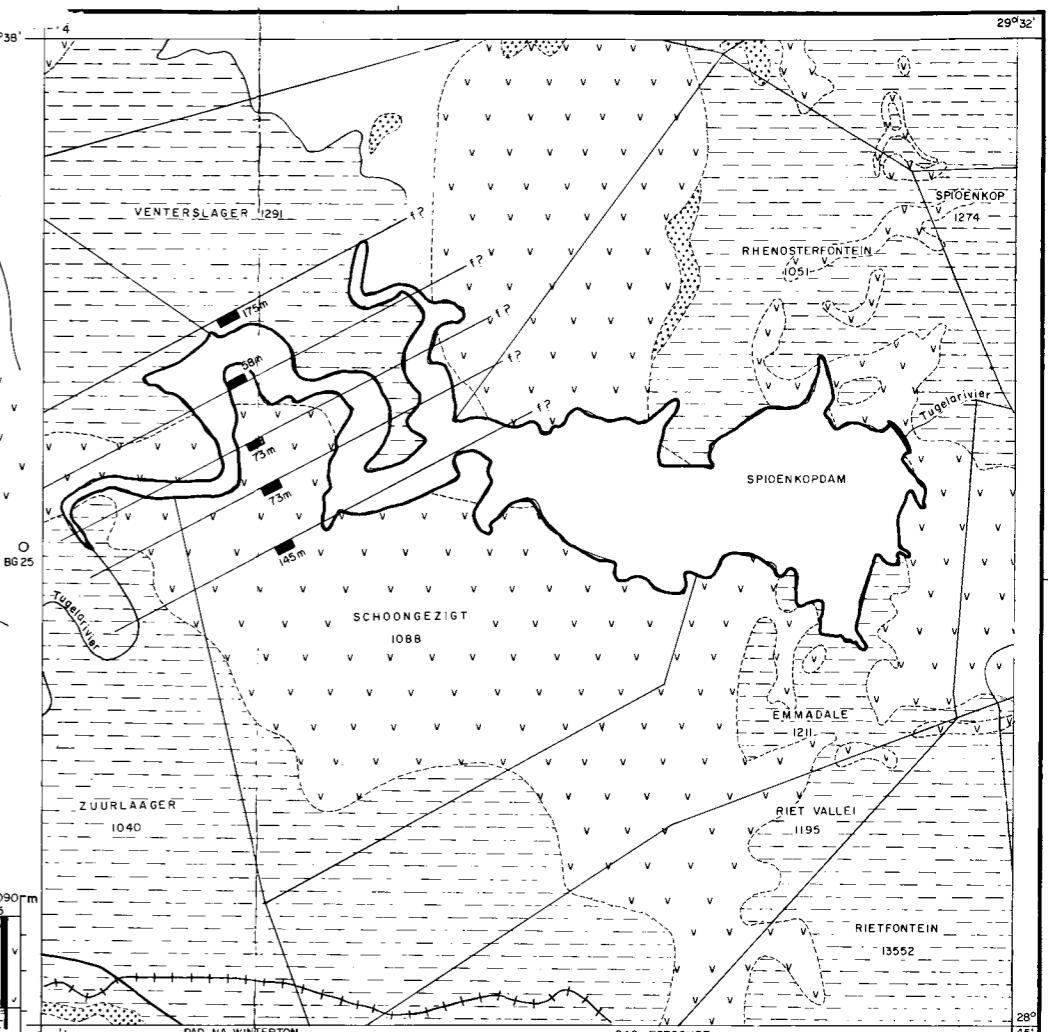
LEGENDE.

- Alluvium
- Donkerbruin grond en puin
- Sedimentêre gesteentes (plan)
- Liggrys tot donkergrys skalie en moddersteen
- Donkergrys skalie met afwissellende dun lagies wit fynkorrelrige sandsteen.
- Wit fynkorrelrige sandsteen.
- Doleriet



VEREENVOUDIGDE DWARSSNIT B-B

0 20 40 60 80 100 120 140 160 m
SKAAL / SCALE



LIGGINGSPLAN EN GEOLOGIE

LEGENDE

- Grootgewend sandsteen met ondergeskikte skalie en dolerietindringings.
- Grootgewend skalie met sandsteenlae en dolerietindringings.
- Grootgewend doleriet met dun lae skalie en sandsteen.
- Moontlike verskuiwings soos deur middel van seismiese refleksieprofiel geïnterpreteer.

0 1000 2000 3000 4000 5000m
SKAAL

FIGUUR 8.2.11
SPIOENKOPDAM,
TUGELARIVIER
Liggingsplan, Geologie en Algemene Ontwerp

Prominente dagsome in die rivier en die steil flanke word gevorm deur twee nagenoeg parallelle dolerietgange wat albei stroomop hel teen sowat 45 grade. Hulle dagsome in die rivierbedding is sowat 180m uitmekaar en hulle ware diktes is sowat 30m (stroomopgang) en 18m (stroomafgang). 'n Golwende dolerietplaat met 'n merkwaardige konstante dikte van 10 tot 12m verbind die twee gange. Hierdie plaat hel na die regterflank en kom voor op dieptes van tussen 15 en 30m onder die linkerflank, nul tot 8m onderkant riviervlak en op groterwordende diepte onder die regterflank.

Groot insluitels van sedimentêre gesteentes kom in die dolerietliggame voor en naby die dolerietkontakte is die horisontale gelaagdheid plek-plek versteur. Geringe tot matige bakeffekte is op die sedimentêre kontakte aangeref terwyl die doleriet oral dun kilsones toon en plek-plek hoogs gemetamorfoseerde insluitels bevat (Kent, 1950 en Genis, 1967).

Die damterrein is geleë in die tipies golwende landskap van die Natalse middelland waar die algemene topografie nog jeugdige kenmerke het terwyl die rivier self reeds 'n vlak van vereffening bereik het en teen 'n lae gradiënt van sowat 1,5 m/km 'n kronkelende pad volg.

Behalwe vir prominente dagsome van twee dolerietplate in die rivier, was die riviergedeelte langs die middellyn van die damwal beslaan deur 'n laag alluvium van 3 tot 6m dik. Die flanke was bedek met 'n laag donkerbruin grond, 3 tot 6m dik met harde kernstene van doleriet wat veral op en naby die grondoppervlak gekonsentreer was. Dit is interessant om daarop te let dat sulke kernstene wat aan die oppervlak voorkom, skynbaar deur 'n lagie ysteroksied teen verdere verwerking beskerm word terwyl kernstene wat onder die grond voorkom, blootgestel is aan vinnige verwerking as gevolg van hulle voortdurende kontak met 'n vogtige en aggressiewe grondmatriks.

Die sandsteenlaag wat die dolerietplaat in die rivier= gedeelte bedek, was slegs effens verweer en sou geskik wees as fondament vir die dam. As gevolg van on= oordeelkundige skietwerk is die bros sandsteen egter sodanig verbrokkel dat die uitgrawing tot in die dolerietplaat geneem moes word. As gevolg van sy kontak met kalkhoudende, silikaryke, kleiige, sedimentêre gesteentes is sekere sones in die doleriet gekontamineer en bevat dit, behalwe pirokseen, kalsiet en kwarts, ook talle kristalle van prehniet. Hierdie veranderde doleriet het 'n gespikkelde voorkoms en het 'n eenassige druksterkte van minder as 30 MPa in vergelyking met 200 MPa vir on= veranderde doleriet. Lokaal dieper uitgrawings is in hier= die sones gedoen maar die veranderde doleriet kon nie heeltemal onder die damfondament uitgeskakel word nie (Genis, 1967 en Hall, 1972).

Die regterflank bestaan hoofsaaklik uit afwisselende skalie en sandsteen en die diepste uitgrawing moes hier gedoen word. Die belangrikste kenmerk van hierdie fondamentgedeelte was die neiging van die boonste sedimentêre lae om op te lig as gevolg van drukverligting na verwydering van die tot 26m oorlêende materiaal. Aan= eenlopende blootgestelde skalielae het 'n hol klank veroorsaak as hulle geklop word en plek-plek het hulle tot soveel as 20mm van die onderliggende lae geskei. Sodra die los laag dan verwyder is, het die volgende een opgelig en die enigste oplossing was om so gou as moontlik beton te plaas om die lae weer in posisie te druk. In hierdie gesteentes was dit ook onmoontlik om die haksloot te skiet sonder om die hele fondamentgebied stroomaf daarvan te laat verbrokkel. Die haksloot is derhalwe heeltemal uit= geskakel in die sedimentêre gesteentes. Skalielae het vinnig geblus by blootstelling aan die atmosfeer en daar is deurgaans gepoog om beton te plaas binne 24 uur na finale uitgrawing.

Hoog op teen die regterflank was twee dolerietplate wat dwarsdeur hoogs- tot matig verweer is. In die lig van die lae dambelasting in hierdie omgewing is besluit om

die boonste drie damblokke op matig verweerde doleriet te fundeer. Hierdie materiaal bestaan uit sterk kernstene van 150 tot 200mm in diameter wat geskei word deur kleigevulde nate. Die persentasie soliede rots is egter geraam as minstens 80 en die gevaar van vassakking of swigting is as uiters gering beskou as gevolg van die groot mate van kontak en ineensluiting van die kernstene (Hall, 1972 en Pretorius, 1968).

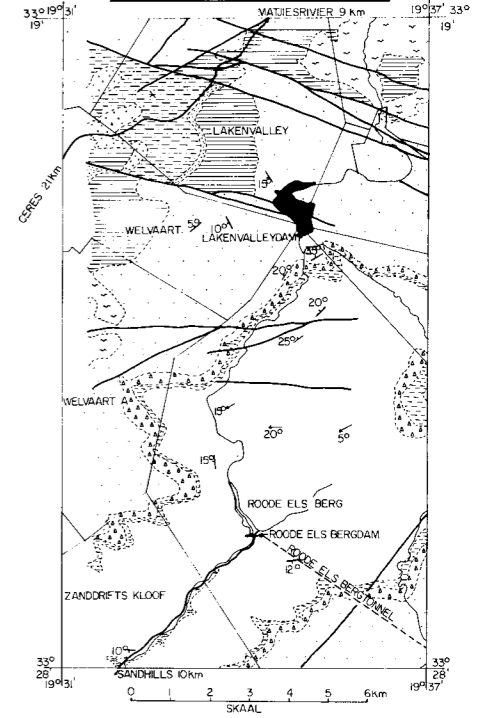
Sedert water vir die eerste maal in die dam opgegaan is, het lekkasie deur konstruksienate en swak sones in die damwal begin plaasvind en die dreineergang is feitlik oorstrom terwyl syferwater ook stroomaf van die wal waargeneem is. Van die totale hoeveelheid syferwater wat op daardie stadium op 50 liter per sekonde geraam is, is sowat 90 persent aan lekkasie deur die damwal self toegeskryf. Dreinerings en inspuiting van krimplasse in die beton het sedertdien daarin geslaag om hierdie lekkasie binne perke te bring (Van Schalkwyk, 1971 en Croucamp, 1979).

Metings van die vloei en drukhoogte in dreineergate dui aan dat die linker nie-oorloopgedeelte meer dreineer as die res van die fondament. By blok 19 is een gat waarby 'n druk gemeet is wat aandui dat die inspuitingskerm daar nie effektief funksioneer nie. In sy geheel gesien kan die dreinerings deur die fondament egter as normaal beskou word (Croucamp, 1979).

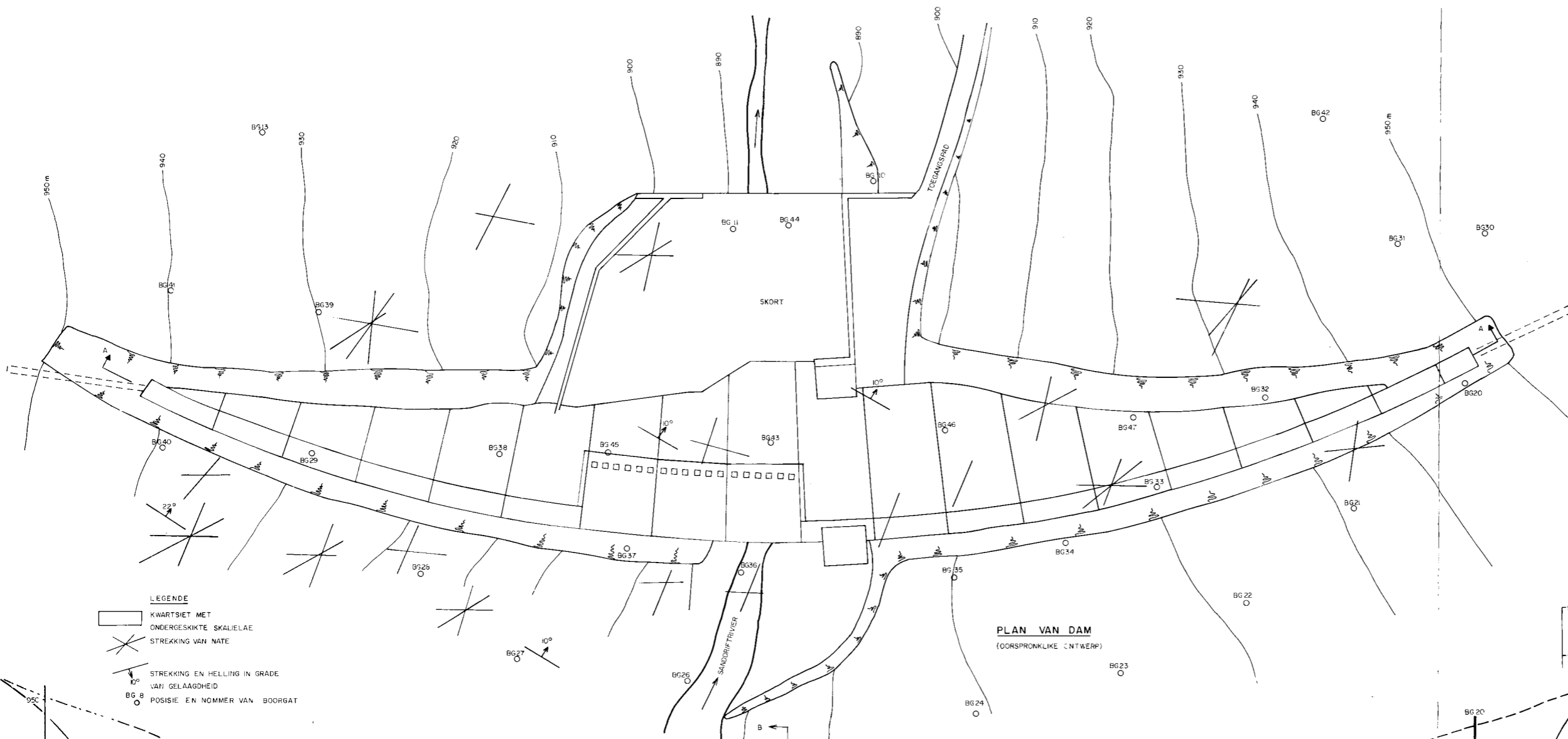
8.2.12 Lakenvallydam (sien figuur 8.2.12 en foto 3.2.4)

Die Spekrivier ontspring op 'n hoogte van meer as 1 800m bo seevlak teen die westelike hange van die Hexrivierberge en vloei eers noordweswaarts voordat dit aan die voet van die bergreeks begin kronkel om dan verder suid by die Sanddriftkloof aan te sluit. Die damterrein is by die bopunt van die kloof geleë waar die rivier se gradiënt sowat 20 m/km is teenoor die veel steiler gradiënte van 90 m/km verder stroomop en 40 m/km stroomaf tot by die Roode Elsbergdam. Dit is duidelik dat die rivier hier besig is om sy loop aktief in te sny en daar is geen alluvium by die damterrein teenwoordig nie.

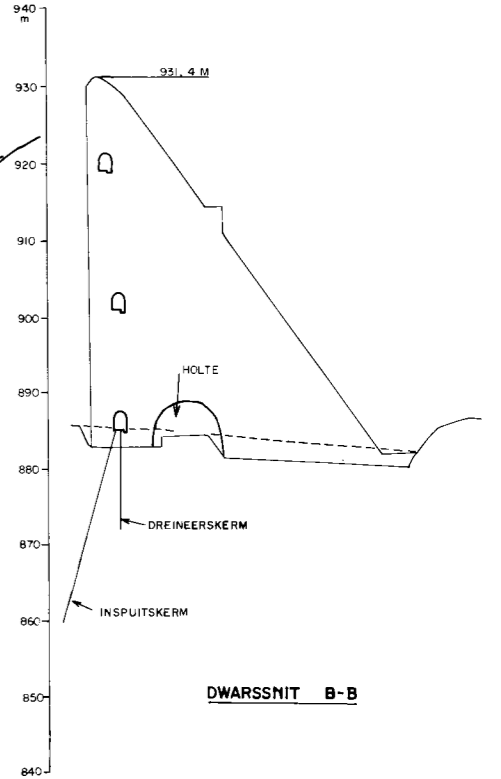
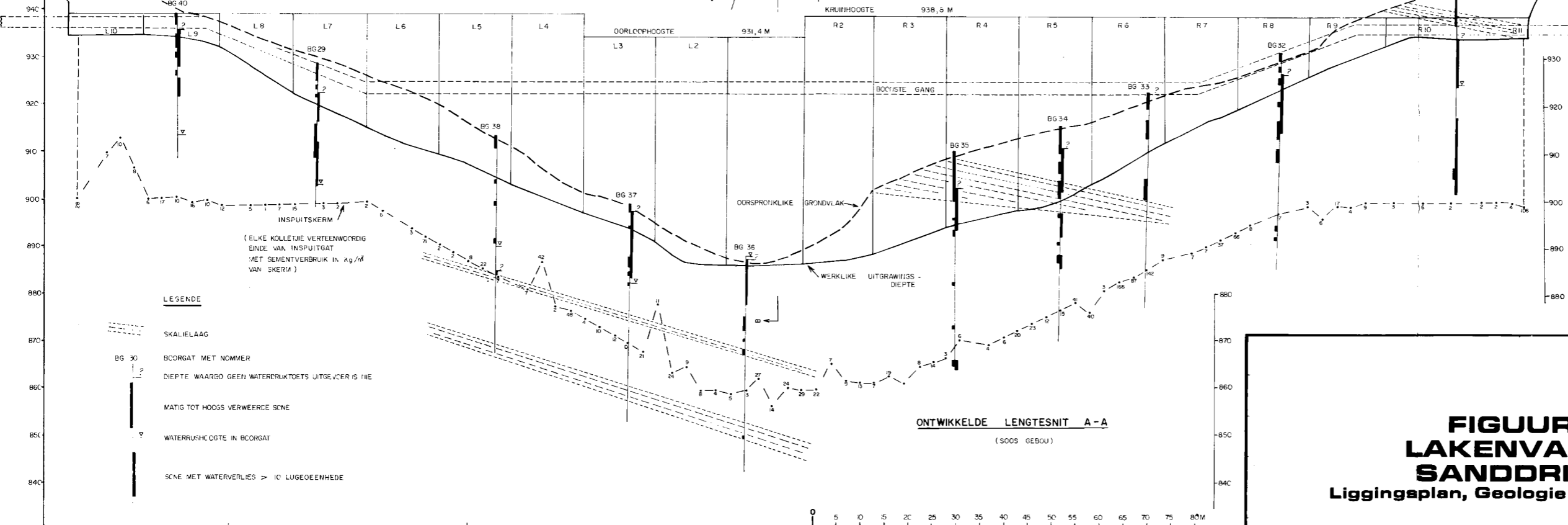
LIGGINGSPLAN EN GEOLOGIE



- LEGENDE
- ALLUVIALE SAND
 - ALLUVIALE GRAS EN ROLSTONE
 - SKALIE: FORMASIE TRA - TRA
 - KWARTSIET: FORMASIE HEXRIVIER
 - SKALIE: FORMASIE SWARTKARNIS
 - KWARTSIET: FORMASIE GAMKA
 - SKALIE: FORMASIE GYDO
 - KWARTSIET: FORMASIE NARDOUW
 - SKALIE: FORMASIE SEDEBERG
 - TILLIE: FORMASIE PAKHUIS
 - KWARTSIET: FORMASIE PENINSULA
 - VERSKUIVING
- GROEP BOKVELD
 GROEP TAFELBERG



- LEGENDE
- KWARTSIET MET ONDERGESKIKTE SKALIELAE
 - STREKKING VAN NATE
 - STREKKING EN HELLING IN GRADE VAN GELAAAGHEID
 - POSISIE EN NOMMER VAN BOORGAT



FIGUUR 8.2.12
LAKENVALLEYDAM,
SANDDRIFTRIVIER
 Liggingplan, Geologie en Algemene Ontwerp

Dit wil voorkom asof die riviere teen die westelike hang van die Hexrivierberge eens weswaarts in die Titusrivier of noordwaarts in die Doringrivier gevloei het. Kanteling van die landskap het egter die Sanddriftrivier en sytakke hul lope so vinnig laat inkerf dat die riviere teen die westelike hang deur stroomrowing van rigting laat verander is.

Die hele opvanggebied van die Spekrivier asook die damkom en damterrein word beslaan deur gesteentes van die Formasie Peninsula van die Groep Tafelberg. Kwartsietiese sandsteen oorheers die opeenvolging maar dunner skalietussenlae kom algemeen voor. Die gebied val binne die Kaapse plooigordel en word gekenmerk deur grootskaalse plooiing van die gesteentes met geassosieerde sekondêre plooiing, verskuiwings, breksiesones en diggespasieerde nate met diep, onreëlmatige verwerking.

Die damterrein is naby die punt waar die noordwaartsvloeiende riviere se rigtings deur stroomrowing verander is en daar is dus 'n afplating in die gradiënt wat aanleiding gegee het tot die vorming van 'n damkom met verhouding van inhoudsvermoë tot oppervlakte by volvoorraadhoogte (gemiddelde diepte) van 12,4m. By die ingang van die Sanddriftpoort is daar 'n nou valleiprofiel en die terrein het 'n verhouding van kruinlengte tot hoogte van 5,17. Daar is geen aanduidings gevind van 'n prominente verskuiwing of naatrigting wat verantwoordelik is vir die vorming van die poort nie, maar as die algemene strekking van die Sanddriftkloof deur die bergreeks bestudeer word, is dit duidelik dat dit twee hoofrigtings volg, naamlik N 40°-50° O en N 10°-20° W.

Die terrein is geleë op die noordelike flank van 'n regionale antiklinale struktuur en die gelaagdheid hel stroomop (noordwaarts) teen 'n matige hoek. 'n Sekondêre sinklien kom by die terrein voor met die gevolg dat die lae plaaslik in verskillende rigtings hel teen hoeke wat wissel van 7 tot 22 grade en op plekke selfs horisontaal is (Visser, 1960 en 1962).

Die middellyn van die damwal word beslaan deur kwartsitiese sandsteen van die Formasie Nardouw. Ongekonsolideerde materiaal, bestaande uit sanderige grond en puin het die flanke plek-plek bedek en 'n klein dikte gruis en slikagtige alluvium het in die riviergedeelte voorgekom.

Daar was geen duidelik omlynde grense van vertering in die fondamentrots herkenbaar nie en onreëlmatige sones van matig- tot erg verweerde rots is op dieptes van 50m en meer in boorgate aangetref. Verskeie goedontwikkelde naatstelsels asook enkele breksiesones deurkruis die gesteentes en was grotendeels vir die diep en onreëlmatige vertering verantwoordelik.

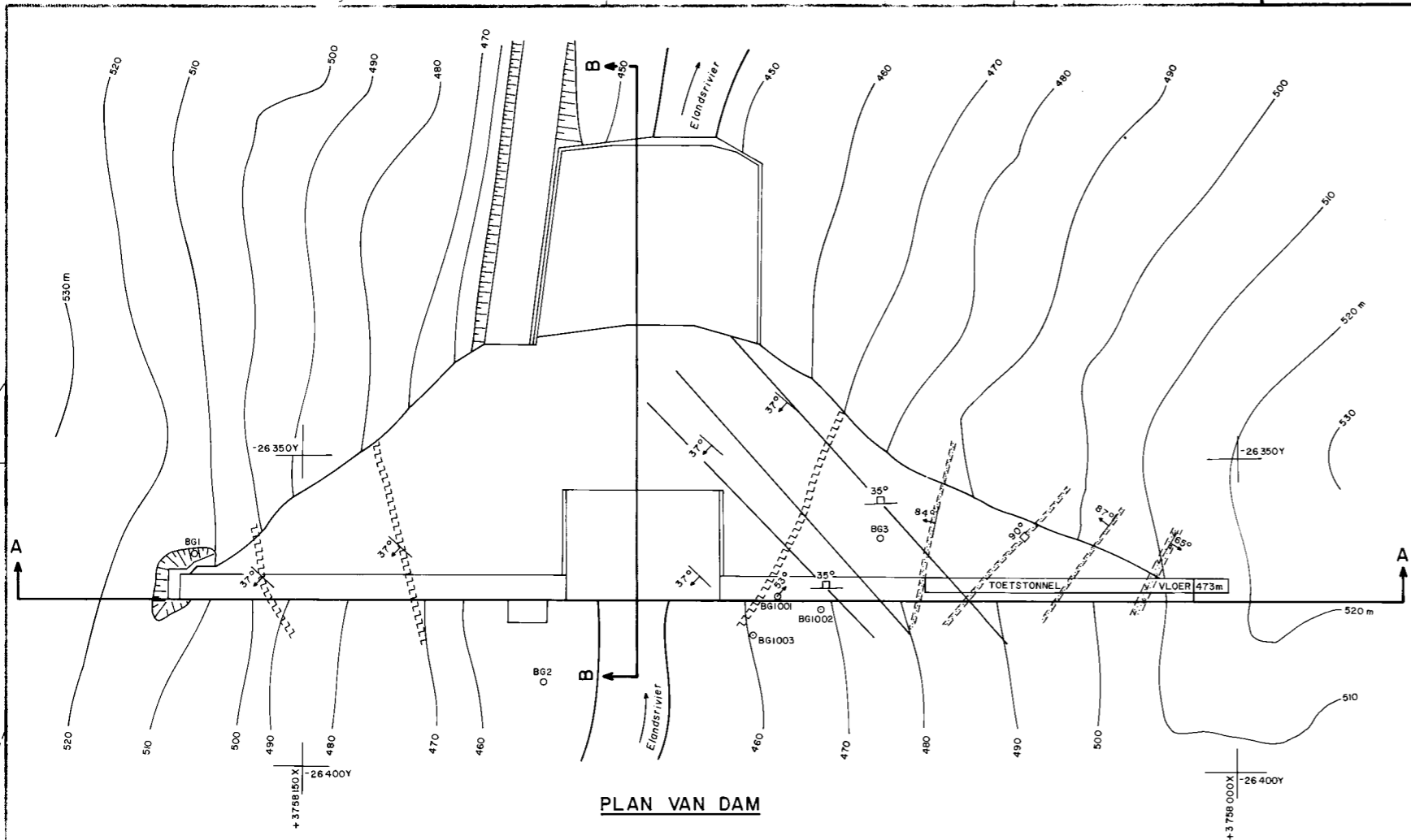
Die uiteindelijke uitgrawingsdieptes het gewissel van 1 tot 3m in die riviergedeelte tot meer as 20m en 30m langs die linker- en regterflanke onderskeidelik.

Tydens die konstruksie van inspuitgange in die flanke is ernstige probleme ondervind aangesien die rots nie geskik was vir konvensionele metodes van tunnelbou nie. Aan die regterflank het die tonneldak feitlik oor sy hele lengte ingestort en die damwal is met 21m verleng terwyl die oorblywende gedeelte van die gang slegs 9m lank was. Aan die linkerflank moes die damwal om dieselfde redes met sowat 15m verleng word (Bekker, 1978).

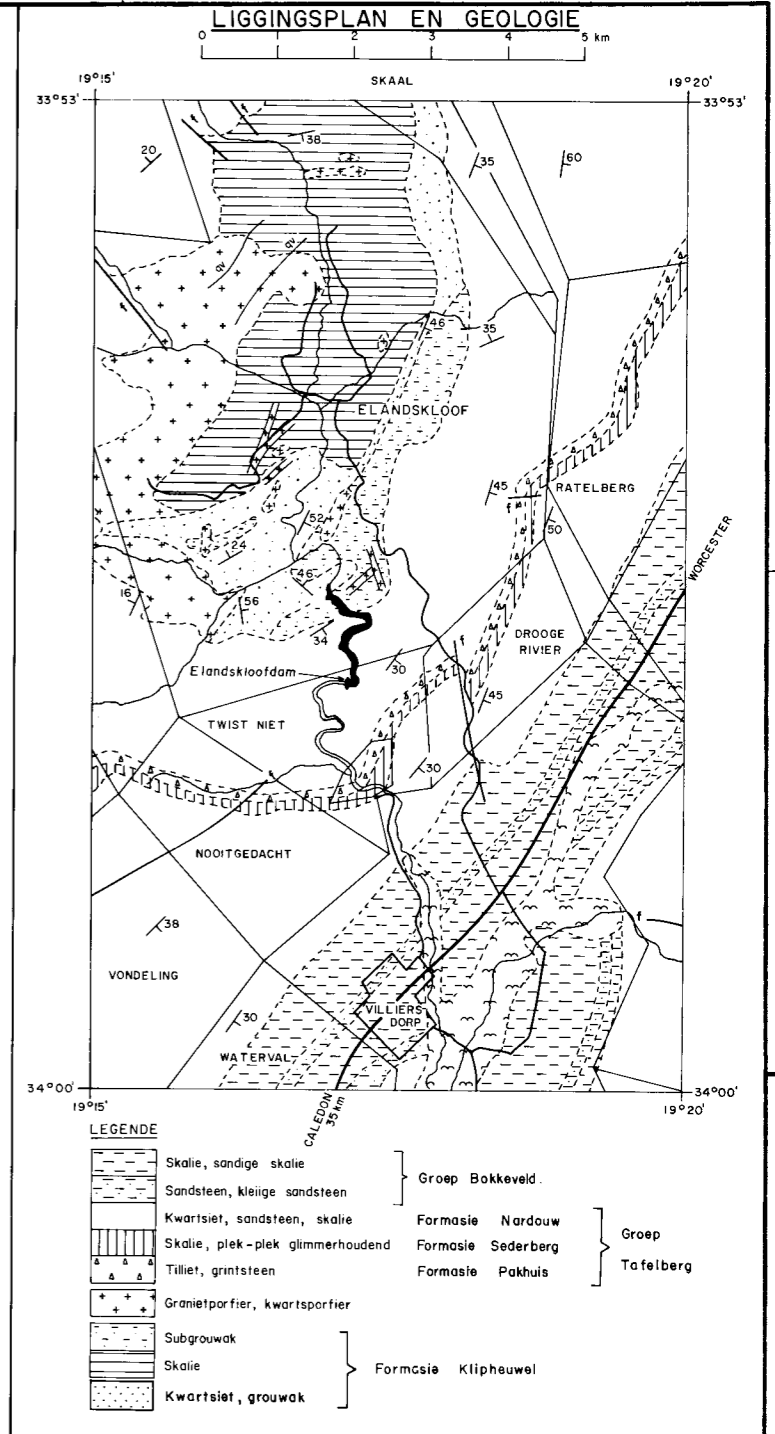
Dreineergate funksioneer goed en lewer na skatting sowat 3 liter per sekonde. Ontblote fondamentrots in die vloer van die holte in die damwal is slegs klam terwyl die meeste dreineergate daarin klein hoeveelhede water lewer. Gedurende 1979 is ook waargeneem dat 'n klein hoeveelheid water stroomaf van die damwal uit die grond syfer (Hollingworth, 1979 en Grobbelaar, 1979).

8.2.13 Elandskloofdam (sien figuur 8.2.13 en foto 3.2.1)

Die bolope van die Elandsrivier ontspring in die hoë berge van Tafelbergsandsteen wat die Elandskloof omring

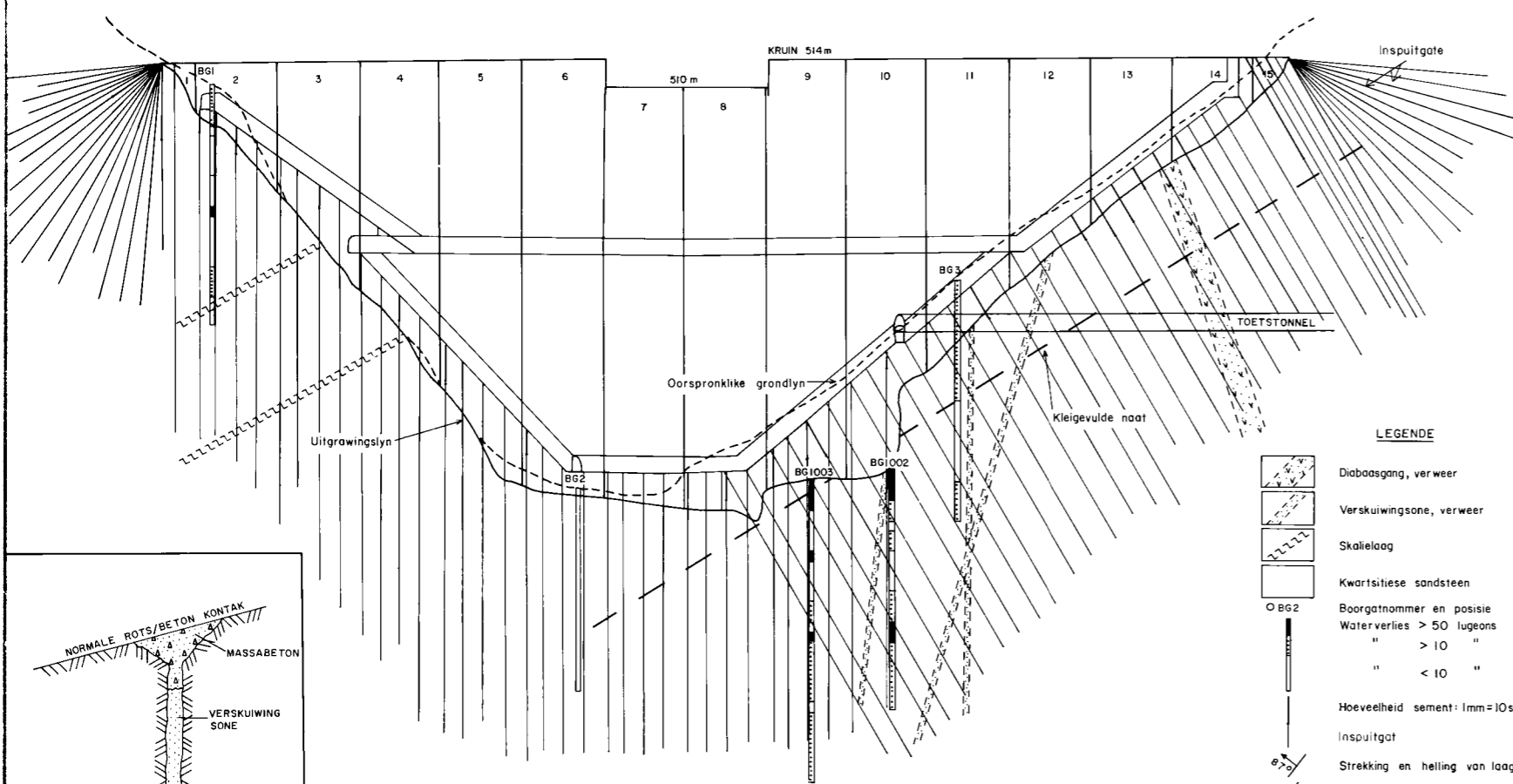


PLAN VAN DAM

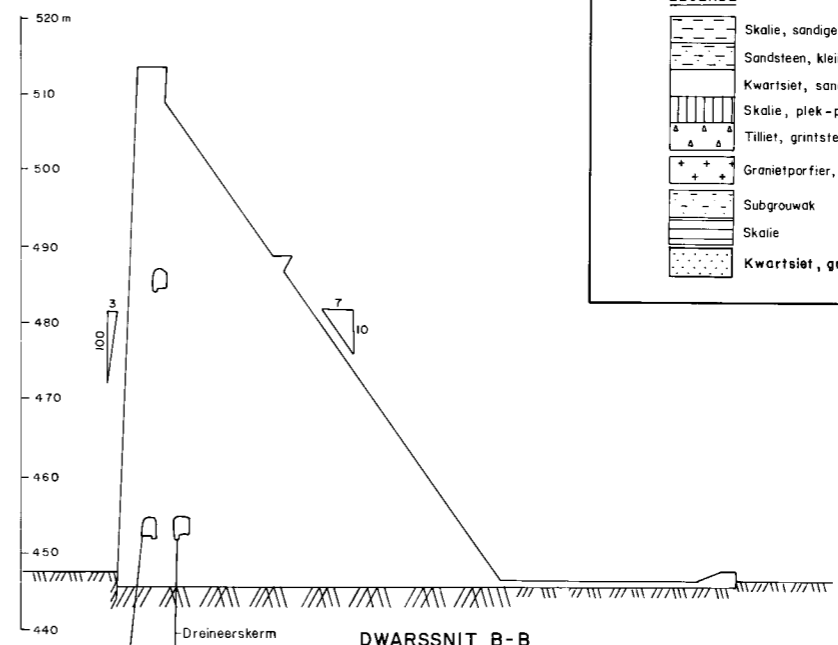


LEGENDE

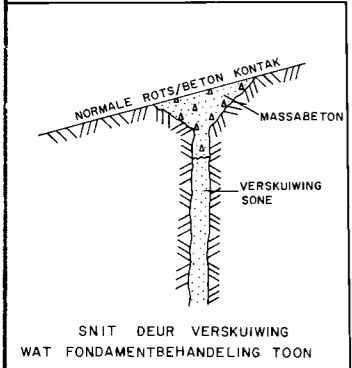
[Symbol]	Skalie, sandige skalie	} Groep Bokkeveld
[Symbol]	Sandsteen, kleiige sandsteen	
[Symbol]	Kwartsiet, sandsteen, skalie	} Formasie Nardouw
[Symbol]	Skalie, plek-plek glimmerhoudend	
[Symbol]	Tilliet, grintsteen	} Formasie Sederberg
[Symbol]	Granietporfier, kwartsporfier	
[Symbol]	Subgrouwak	} Formasie Pakhuis
[Symbol]	Skalie	
[Symbol]	Kwartsiet, grouwak	} Tafelberg
[Symbol]		



LENGTESNIT A-A



DWARSSNIT B-B



SNIT DEUR VERSKUIWING WAT FONDAMENTBEHANDELING TOON

LEGENDE

[Symbol]	Diabaasgang, verweer
[Symbol]	Verskuiwingsone, verweer
[Symbol]	Skalieleaag
[Symbol]	Kwartsitiese sandsteen
[Symbol]	Boortnommer en posisie
[Symbol]	Waterverlies > 50 lugeons
[Symbol]	" > 10 "
[Symbol]	" < 10 "
[Symbol]	Hoeveelheid sement: 1mm=10sakkies
[Symbol]	Insputgat
[Symbol]	Strekking en helling van laagvlak
[Symbol]	" " " naatsone

FIGUUR 8.2.13
ELANDSKLOOFDAM,
ELANDSRIVIER
Liggingsplan, Geologie en Algemene Ontwerp

en loop saam in die vallei waar oer gesteentes soos sedimentêre gesteentes van die Formasie Klipheuwel en granietporfier blootgelê is. Aan die suidekant van die vallei het die Elandsrivier 'n diep en kronkelende vallei gekerf waar dit deur sandsteen, tilliet en die boonste skalielaag van die Groep Tafelberg vloei. Die gradiënt van die rivier is steil (58 m/km) en daar is feitlik geen alluvium teenwoordig nie. By die damterrein self het die Tafelbergsandsteen teen sowat 37 grade in 'n suidoostelike rigting (m.a.w. stroomop en na die linkerflank). Enkele dun skalielaag kom teen die linkerflank voor, terwyl 'n diabaasgang en verskeie verskuiwingsones die middellyn teen die regterflank sny (Visser, 1967 en Forbes, 1972). Die damkom lê geheel en al in diep klowe en alhoewel die inhoudsvermoë slegs $11 \times 10^6 \text{ m}^3$ is, het dit 'n gunstige verhouding van inhoudsvermoë tot oppervlakte by volvoorraadhoogte van 15m. 'n Bykans perfekte driehoekige valleivorm met 'n verhouding van kruinlengte tot hoogte van slegs 2,4 het ontstaan waar die rivier met 'n hoek van 90° na die weste draai en sy loop diep langs die strekking van prominente oos-wes strekkende verskuiwingsones ingesny het. Langdurige ondergraving van die linkerflank, gekoppel met die afwesigheid van verskuiwingsones en bykomende stabiliteit as gevolg van die inwaartse helling van laagvlakke, het 'n feitlik soliede rotswand tot gevolg gehad. Vinnige insnyding deur die rivier as gevolg van sy steil gradiënt, het afplatting van die regterkantste afglyhelling beperk ten spyte van die teenwoordigheid van hoogs verweerde verskuiwingsones.

Die terrein word beslaan deur kwartsitiese sandsteen van die Formasie Nardouw van die Groep Tafelberg en die belangrikste geologiese kenmerke van die terrein was die volgende (Forbes, 1972):

- (a) Prominente gelaagdheid van die gesteentes teen 'n helling van sowat 37 grade in 'n suid-oostelike rigting (stroomop en na die linkerflank) en die teenwoordigheid van klei langs sekere laagvlakke.

(b) 'n Diabaasgang en vier verskuiwingsones langs die regterflank wat almal parallel aan die rivier strek en diep verweer is. Hierdie voorkomste was almal feitlik vertikaal, besonder reguit en aaneenlopend en minstens drie van hulle het kleivulmateriaal bevat.

(c) Prominente nate wat parallel aan die middellyn strek en teen sowat 35 grade stroomaf hel.

(d) Onreëlmatig verspreide oplossingsholtes langs naatvlakke in die rots.

(e) Afplatting van die topografie stroomaf van die regterflank as gevolg van die teenwoordigheid van 'n verskuiwingsone loodreg oor die rivier wat veroorsaak dat die rotslae direk stroomaf van die regterflank onbestut is.

(f) Hoë deurlatendheid (5 tot 30 Lugeoneenhede) van die fondamentgesteentes.

Uitgrawingsdieptes het gewissel van feitlik niks langs gedeeltes van die linkerflank tot soveel as 20m in die omgewing van 'n verweerde verskuiwingsone laag teen die regterflank. Hoër op langs die regterflank is slegs lokale uittanding tot dieptes van 1,5 tot 2m langs verweerde sones uitgevoer.

Die dam het gedurende die reënseisoen van 1977 vir die eerste keer vol geword en gedurende die eerste paar maande was die hoeveelheid water wat deur die dreineergate gevloei het, sowat 3 liter per sekonde. Die gedeelte van die linkerflank bokant die 502m vlak was waarskynlik die meeste deurlatend aangesien die syfering daar die vinnigste toegeneem het met styging van die watervlak.

Tydens 'n inspeksie van die dam gedurende November 1979 is gevind dat die totale syfering tot sowat 1,8 liter per sekonde afgeneem het (Croucamp, 1979).

8.2.14 Hazelmeredam (sien figuur 8.2.14 en foto 3.2.2)

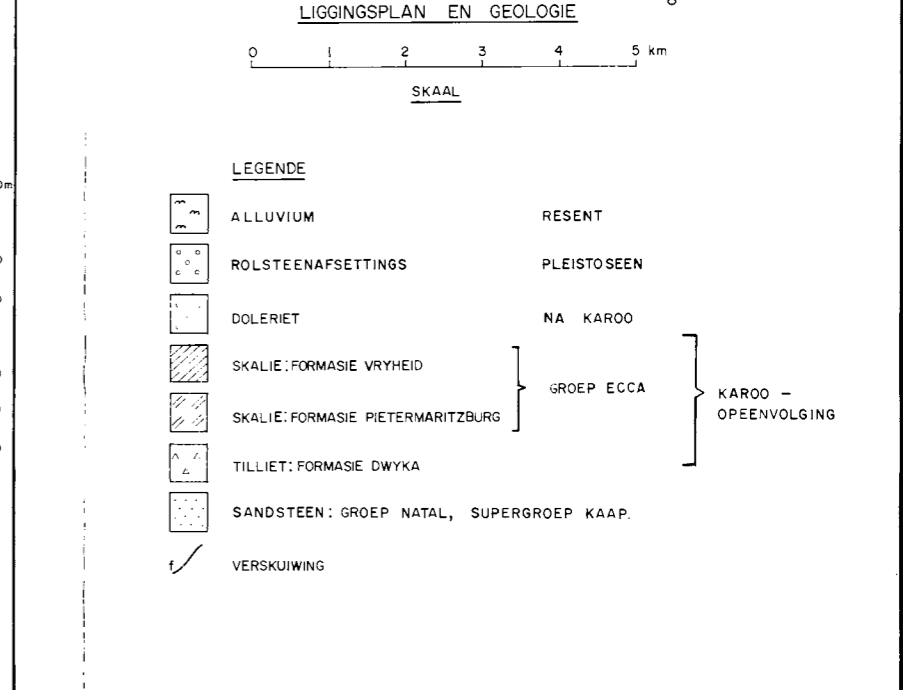
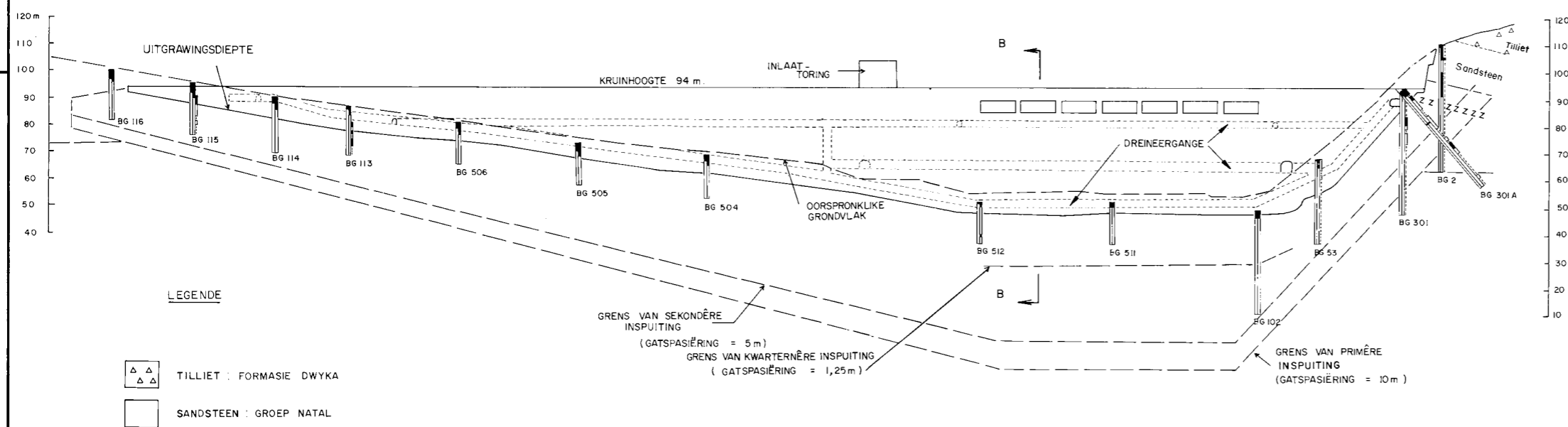
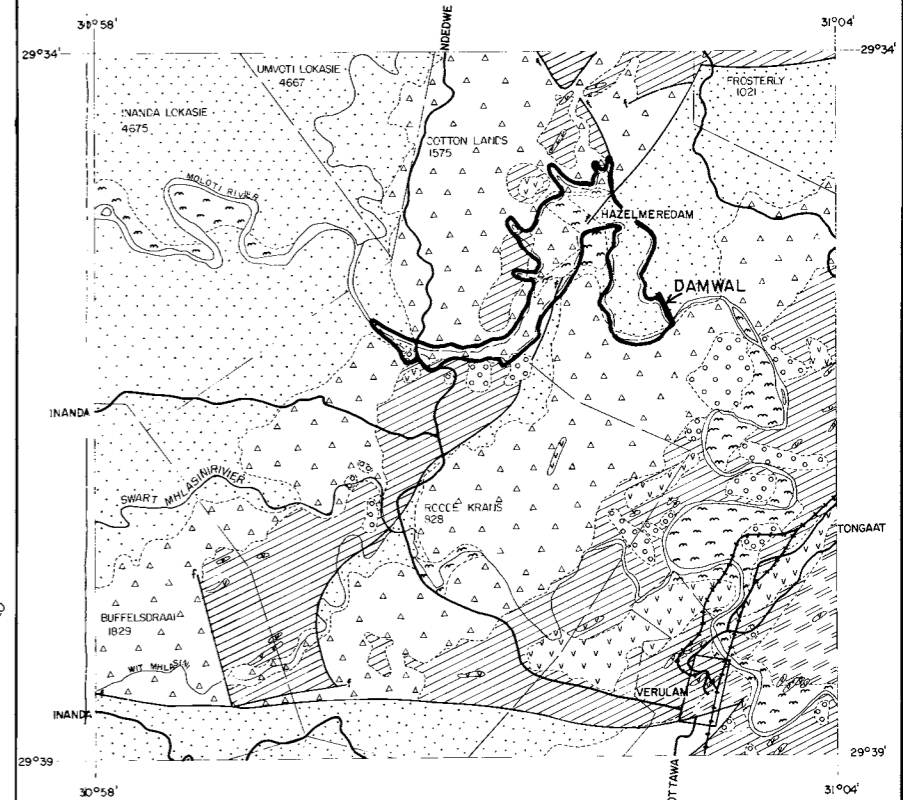
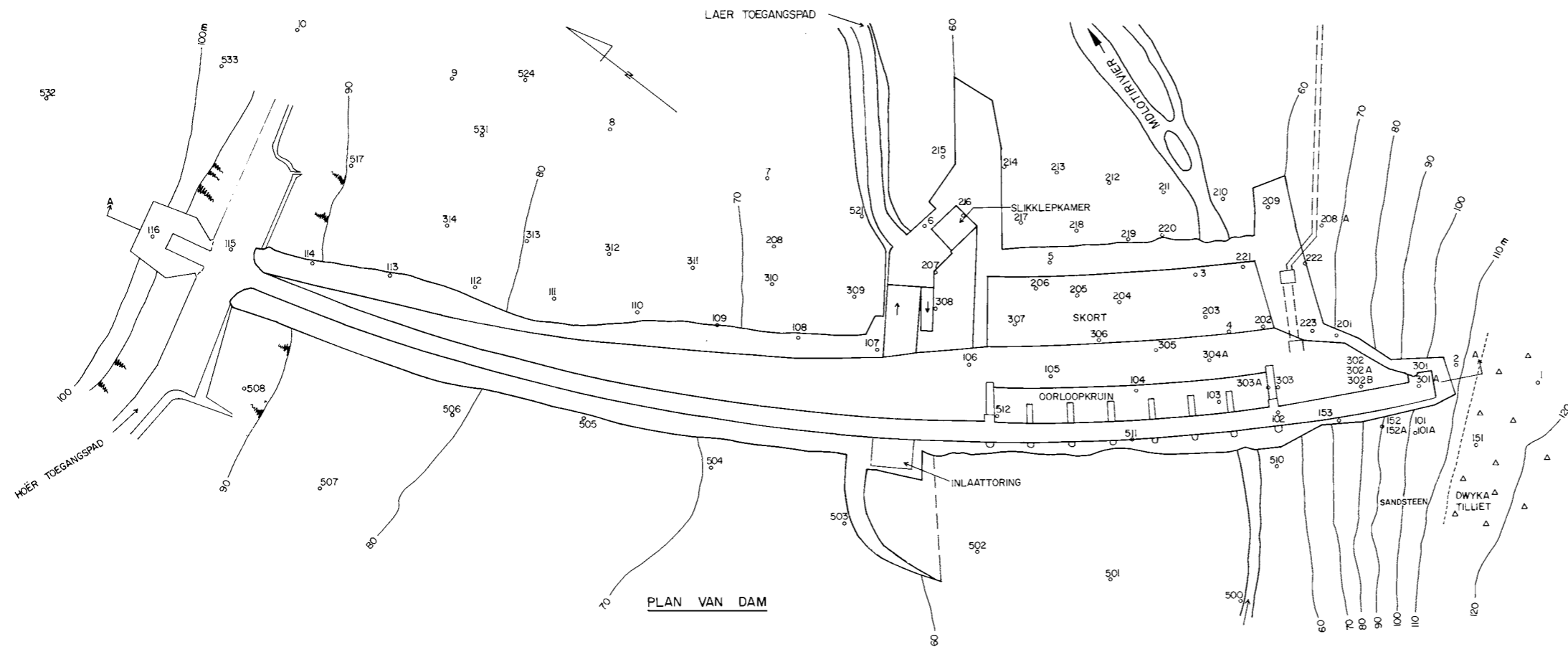
Die Mdlotirivier ontspring in die Noodsberge sowat 20 km suidoos van Kingscliff op 'n hoogte van sowat 1 000m bokant seevlak en val dan vinnig terwyl dit in 'n diep uitgekerfde vallei oor graniet en gneis vloei. Sowat 20 km stroomop van die damterrein kruis die rivier die kontak tussen graniet en gesteentes van die Groep Natal. Vandaar neem die riviergradiënt af tot gemiddeld 6 m/km en alluviale afsetting begin. Verder aan vloei die rivier oor Dwykatilliet maar sowat 2 km stroomop van die damterrein kruis dit 'n NO-SW strekkende verskuiwing met 'n aansienlike opwaartse verplasing aan die oostekant sodat die terrein deur kwartsitiese sandsteen van die Groep Natal beslaan word en tilliet sowat 60m bokant riviervlak op die regterflank voorkom.

Stroomaf tot by die see vloei die rivier teen 'n gradiënt van gemiddeld 3 m/km in 'n alluviumge vulde vallei op Dwykatilliet, Eccaskalie en afsettings van Pleistoseen en Resente ouderdom.

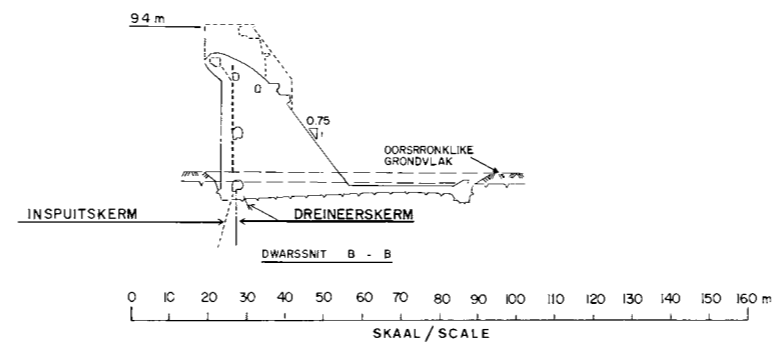
By die damterrein is die Groep Natal minstens 150m dik en bestaan dit uit 'n harde grys tot rooibruin kwartsitiese sandsteen met 'n helling van sowat 15 grade na die suidooste. Dit bevat tussenlae van mikaryke sandsteen en ysterhoudende skalie en die gesteentes bevat oor die algemeen matig tot diggespasieerde nate (Genis, 1967 en George, 1972).

Die opwaartse verplasing van relatief weerstandbiedende kwartsitiese sandsteen stroomaf van die NO-SW strekkende verskuiwing het aanleiding gegee tot 'n afplatting van die riviergradiënt stroomop in die tilliet en die vorming van 'n dieper riviervallei met steiler flanke in die sandsteen.

Die hele middellyn van die damwal word beslaan deur kwartsitiese sandsteen van die Groep Natal met 'n gemiddelde helling van sowat 15 grade na die suidooste (regterflank en met 'n effens stroomafkomponent).



- LEGENDE**
- TILLIET: FORMASIE DWYKA
 - SANDSTEEN: GROEP NATAL
 - SKALIE: GROEP NATAL
 - BOGROND EN TOTAAL VERWEERDE SONE
 - MATIG TOT HOOGS VERWEERDE SONE
 - LIG TOT ONVERWEERDE SONE
 - WATERVERLIES > 25 l/min
 - WATERVERLIES 5 - 25 l/min
 - WATERVERLIES < 5 l/min
 - BOORGATPOSISIE EN NOMMER



FIGUUR 8.2.14
HAZELMEREDAM,
MDLOTIRIVIER
 Liggingplan, Geologie en Algemene Ontwerp

'n Deklaag van grond, puin en alluvium het gewissel in dikte van 0,5 tot 1,5m langs die linkerflank en 0 tot 0,5m langs die regterflank (Cook, 1976).

Die bodemrots was matig verweer tot dieptes van tussen 3 tot 6m terwyl effens verweerde rots tot dieptes van 60m voorgekom het. Nadat 'n gedeelte van die fondament aan die linkerflank tot by die voorgestelde uitgrawings= diepte blootgestel is, het dit duidelik geword dat die "sandgevulde nate" wat tydens die ondersoekboorwerk aangetref was, in werklikheid verweerde sones langs laagvlakke in die rots was. Hierdie sones het bestaan uit 'n kleiige sand en die ontwerper van die dam het kommer uitgespreek oor die moontlikheid van skuif= swigting langs hierdie stroomafhellende vlakke en aanbeveel dat die volgende stappe oorweeg word:

- (a) Verandering van die stroomopfondamenthelling van die voorgestelde 20H:1V tot 7 H:1V ten einde die skuifsterkte te verhoog en 'n groter aantal rotslae te mobiliseer.
- (b) Diep dreineergang in die fondamentrots om hidro= statiese druk te verminder.
- (c) Verankering van die wal.

Verdere ondersoekwerk by die terrein het die volgende inligting omtrent die laagvlakke aan die lig gebring:

- (i) Die laagvlakke was sowat 0,5 tot 1m vanmekaar gespaseer.
- (ii) Sommige laagvlakke het 'n hoogsverweerde seri= sitiese sandsteenlagie met dikte wat wissel van enkele millimeter tot soveel as 150mm bevat.
- (iii) Sommige laagvlakke was aaneenlopend oor die volle wydte van die fondament terwyl ander eenvoudig verdwyn.

- (iv) Al die laagvlakke was golwend van aard en 'n golwingshoek (i) van 5 grade is aanvaar (Knill, 1974).
- (v) Met behulp van graderingsanalises op laagvlakvulmateriaal is bepaal dat dit minstens 50 per= sent sand bevat en 'n wrywingshoek van 35 grade is as realisties aanvaar (Knill, 1974).
- (vi) Die skuifsterkte langs laagvlakke is soos volg bereken (Knill, 1974):
- $$\tau = C + \sigma \tan (\phi + i)$$
- waar $C = 0$, die kohesie
 $\sigma =$ die normaalspanning
 en $\tau =$ die skuifsterkte is.
 dus $\tau = \sigma \tan (35^{\circ} + 5^{\circ})$
- (vii) Met behulp van 'n reeks laboratorium-skuif = toetse op naatvulmateriaal is 'n wrywingshoek van 38,5 grade bepaal.
- (viii) Met behulp van 'n stabiliteitsontleding waarin die verskillende swigtingsmoontlikhede en waar= skynlikheid van 'n potensiële swigtingsvlak ondersoek is, is bepaal dat die veiligheidsfaktor teen skuifswigting onder maksimum belastings= toestande minstens 2 is (Steffen, Robertson en Kirsten, 1974).

Met behulp van bogenoemde gegewens is bepaal dat dit nie nodig was om die ontwerp van die damwal te verander nie, maar daar is besluit om tydens verdere fondament= uitgraving streng te let op die teenwoordigheid en aard van laagvlakke.

8.2.15 Beaufort Westdam (sien figuur 8.2.15 en foto 3.1.2)

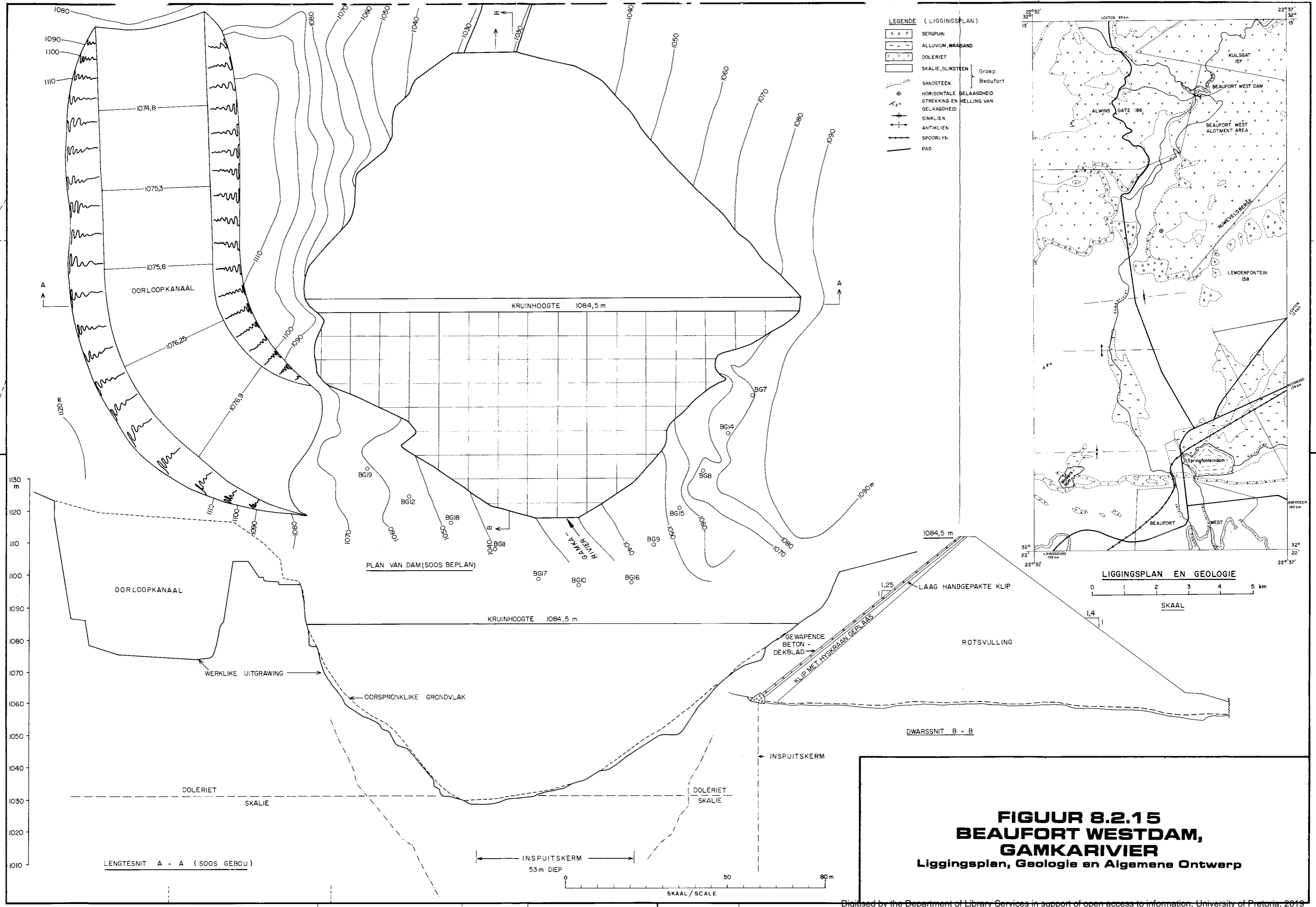
Die Gamkarivier ontspring in die Nuweveldberge op 'n hoogte van ongeveer 1 950m en val teen 'n gradiënt van sowat 48 m/km tot by die damterrein (hoogte 1 030m). Stroomaf van die terrein is die riviergradiënt steeds steil (18 m/km) maar dit plat dan vinnig af tot 'n vlak van vereffening nog voordat dit Beaufort West bereik. Die gebied noord van Beaufort West word beslaan deur platliggende skalie en sliksteen van die Groep Beaufort. Die damterrein is geleë naby die onderste kontak van 'n dolerietplaat wat minstens 100m dik is en teen ongeveer 8° stroomop (noordwaarts) hel. Stroomaf van die damterrein styg die kontak tussen skalie en doleriet dus geleidelik uit die rivierbed en kom al hoe hoër teen die kante van die vallei voor (Kent, 1950).

'n Dolerietplaat beslaan die flanke van die damterrein terwyl onderliggende gebakte skalie van die Groep Beaufort in die riviergedeelte blootgestel is.

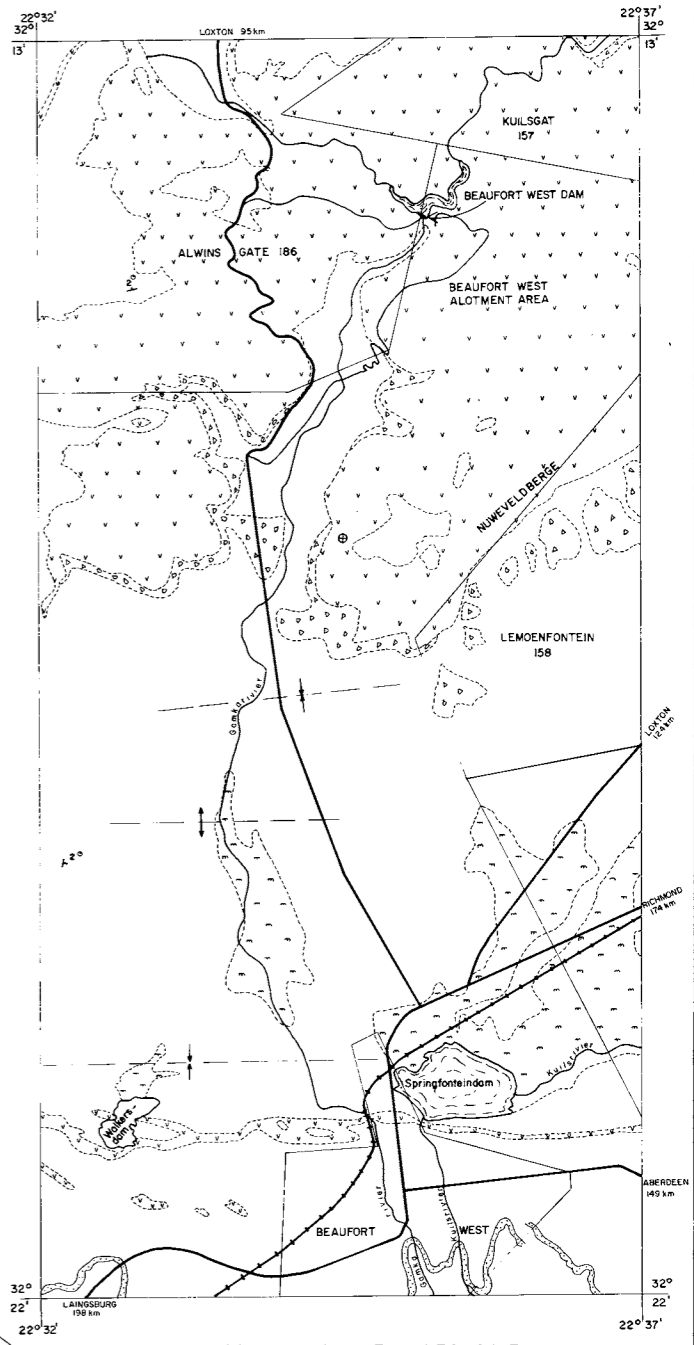
Die dikte van ongekonsolideerde en verweerde deklaagmateriaal het gewissel van enkele sentimeter tot sowat 3m en daaronder was die rots onverweer en sterk. Selfs in die riviergedeelte is die dun lagie alluvium gevolg deur onverweerde sterk skalie.

Die enigste konstruksieprobleem wat op geologiese toestande betrekking gehad het, was 'n tekort aan rotsvulmateriaal uit die oorloopsnit aan die linkerflank. Dit het beteken dat die snit heelwat verbreed moes word.

As vloedbeheerstruktuur vervul die dam sy funksie uitstekend en gedurende die tydperk 1945 tot 1971 het dit slegs drie keer oorgeloop. Soos vele ander rotsvuldamme met beton stroomopmembrane het hierdie dam van die begin af geleek en dit skyn asof die totale deursyfering wanneer die dam vol is, min of meer konstant gebly het (20 liter per sekonde). Die totale syferingsverlies per jaar beloop sowat 35 persent van die gemiddelde jaarlikse afloop van die Gamkarivier by die terrein.



- LEGENDE (LIGGINGSPLAN)
- BERGPUI
 - ALLUVIUM, WAASAND
 - DOLERIET
 - SKALIE, SLIKSTEEN } Groep Beaufort
 - SANDSTEEN
 - HORIZONTALA GELAAGHEID
 - SINKLIËN
 - ANTKLIËN
 - SPOORLYN
 - PAD



LIGGINGSPLAN EN GEOLOGIE

0 1 2 3 4 5 km

SKAAL

FIGUUR 8.2.15
BEAUFORT WESTDAM,
GAMKARIVIER
 Liggingsplan, Geologie en Algemene Ontwerp

Daar is sover bekend nooit enige ondersoek uitgevoer om te probeer vasstel waar die lekkasie plaasvind nie maar die feit dat dit deur die jare feitlik konstant gebly het, versterk die vermoede dat daar krake in die beton= blokke ontstaan het as gevolg van vassakking van die dam= wal.

8.2.16 Ohrigstaddam (sien figuur 8.2.16 en foto 3.6.3)

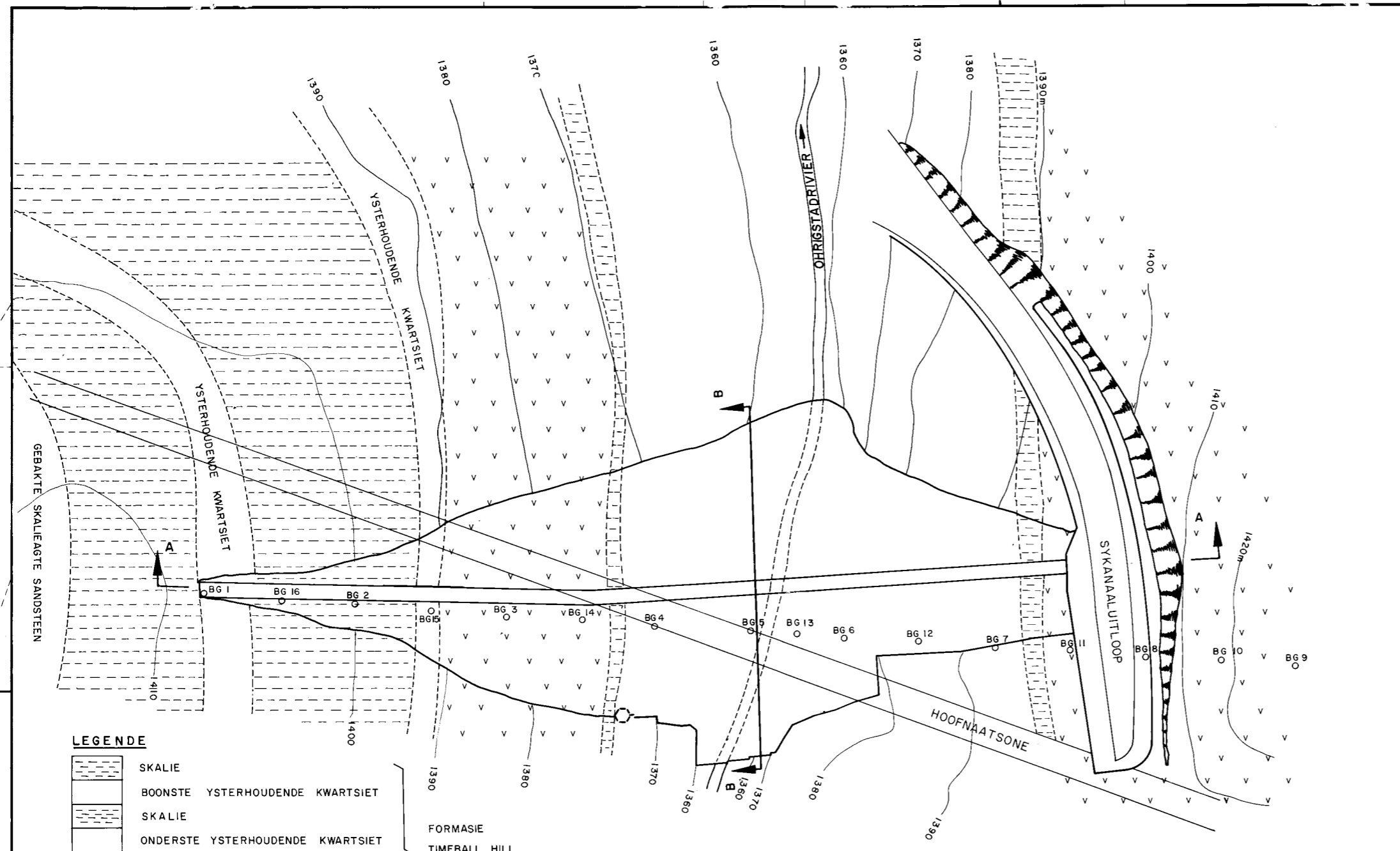
Die Ohrigstaddam is naby die oorsprong van die Ohrigstad= rivier geleë en die jeugdige vallei stroomop van die dam het 'n steil gradiënt van 17 m/km. Feitlik geen alluvium is in die riviergedeelte teenwoordig nie. Die damterrein en damkom word beslaan deur feitlik platliggende sedimentêre gesteentes en tussengelaagde diabaas van die Formasie Timeball Hill van die Groep Pretoria wat gesny word deur verskeie diabaasgange. In die vallei kom die boonste kwartsietlaag van die Groep voor en word gevolg deur 'n skalie-agtige oorgangsone na 'n dik diabaasplaat wat op sy beurt gevolg word deur tussengelaagde ysterhouden= de kwartsiet- en skalielae.

Al die gesteentes in die gebied is tot 'n meerdere of min= dere mate gebak en selfs die skalie is sterk en goed bestand teen vertering. Gepaard met die metamorfose het daar ook naatstelsels ontwikkel wat veral prominent in die kwartsietlae voorkom (Joubert, 1949).

Die middellyn van die damwal word beslaan deur kwartsiet en skalie van die Formasie Timeball Hill waarin daar 'n dik diabaasplaat voorkom. Die lae hel teen sowat 5 grade na die linkerflank en alhoewel die diabaas bokant die kruinhoogte van die dam aan die regterflank voorkom, beslaan dit 'n groot gedeelte van die linkerflank.

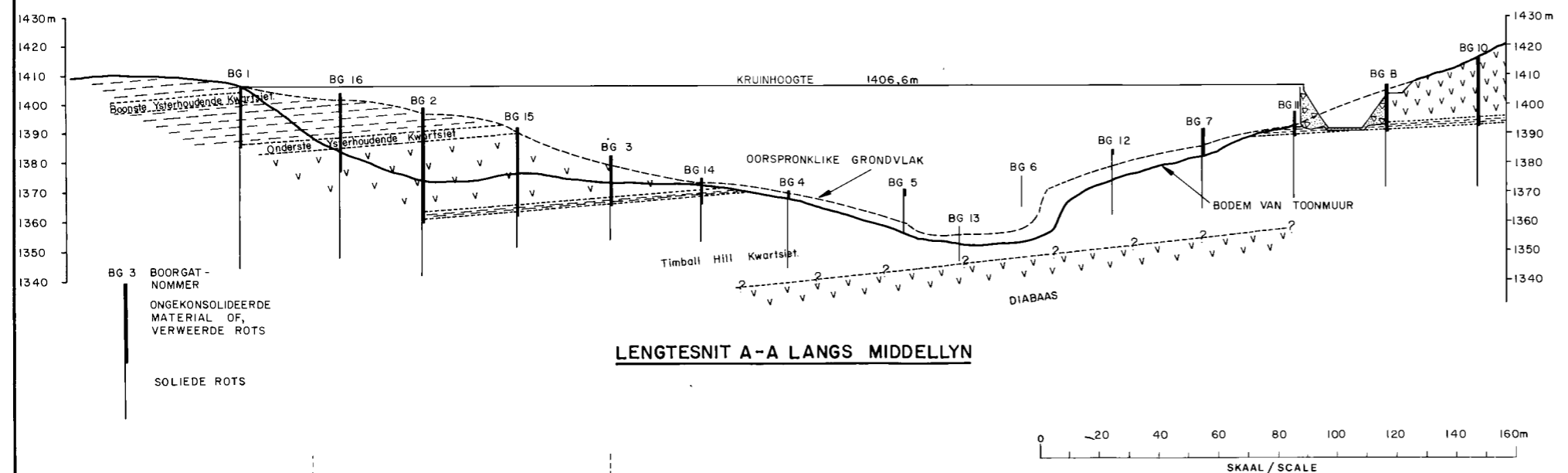
Uitgrawingsdieptes vir die afsluitsloot van die beton stroomopmembraan het gewissel van 0,5 tot 2m in kwartsiet en skalie tot meer as 20m in die diabaas.

Waar die diabaas net links van die riviergedeelte deur 'n hoofnaatsone gesny word, was die rots hoogs verweer tot 'n

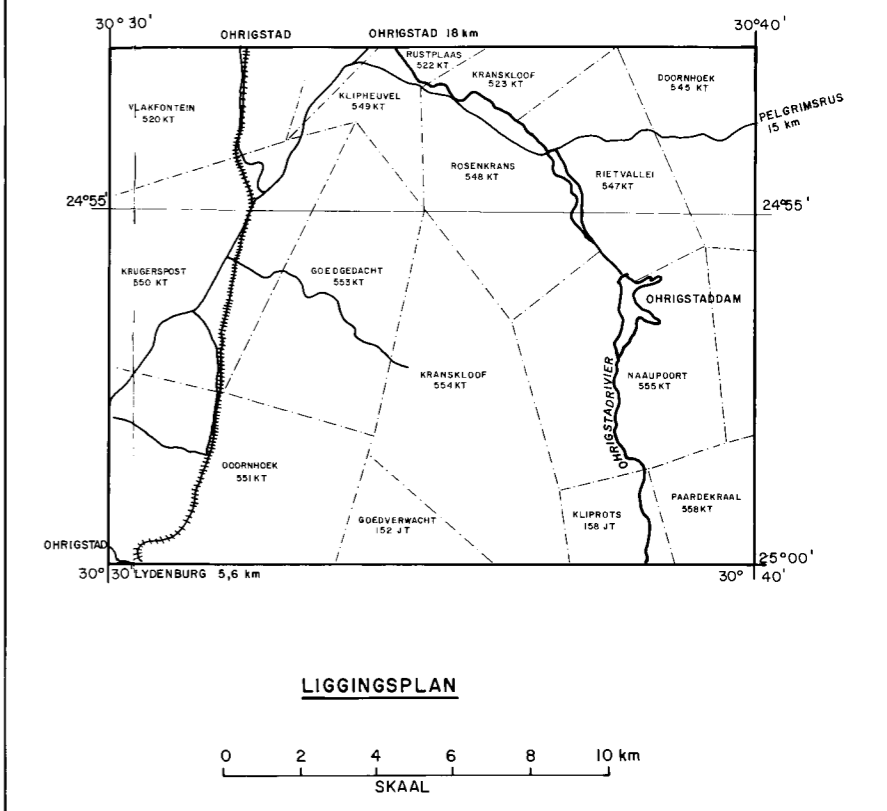


- LEGENDE**
- SKALIE
 - BOONSTE YSTERHOUDENDE KWARTSIET
 - SKALIE
 - ONDERSTE YSTERHOUDENDE KWARTSIET
 - DIABAAS
 - SKALIEOORGANGSSONE
 - KWARTSIET
- FORMASIE
TIMEBALL HILL,
GROEP
PRETORIA
- BOORGATPOSISIE EN NOMMER

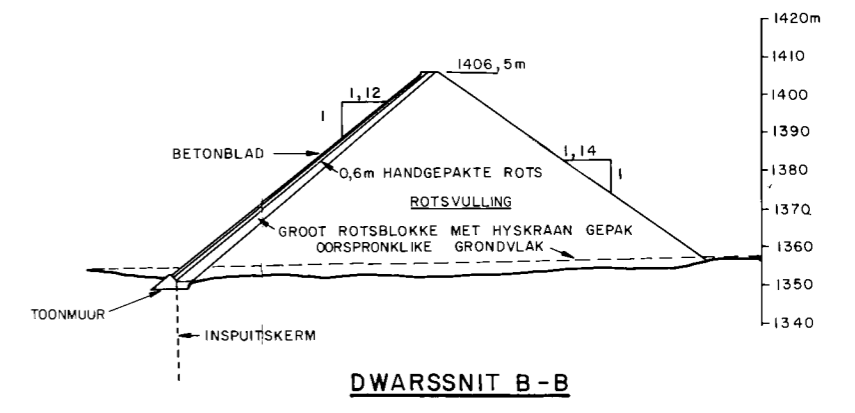
PLAN VAN DAM MET GEOLOGIE



LENGTESNIT A-A LANGS MIDDELLYN



LIGGINGSPLAN



DWARSSNIT B-B

**FIGUUR 8.2.16
OHRIGSTADDAM,
OHRIGSTADRIEVIER
Liggingsplan, Geologie en Algemene Ontwerp**

onbepaalbare diepte en hierdie sone is uiteindelik met 'n betondekblad oorbrug ten einde voldoende dra vermoë vir die wal te verseker.

Tydens die uitgrawings vir die oorloopkanaal langs die regterflank het daar na reën 'n groot grondverskuiwing in die oorliggende verweerde diabaas voorgekom.

Van destydse konstruksiepersoneel is ook verneem dat fondamentinspuiting wel gedoen is maar dat groot probleme met druklugboorwerk ondervind is aangesien die boorstange eenvoudig in groot holtes in die fondament sou verdwyn het.

Hierdie dam het van die staanspoor af gelek en die lekkasie het geleidelik toegeneem totdat dit in 1962 soveel as 740 liter per sekonde beloop het.

Onderwaterinspeksie gedurende 1962 het getoon dat daar op verskeie plekke krake in die betondekplaat was en dat lekkasie ook deur die stroomop betonafsluitmuur plaasgevind het. Altesaam 100 ton sement, sand en saagsels is in krake ingespuut en na die herstelwerk het die syfering met sowat 70 persent verminder. Nadat die dam in 1972 weer vol geword het, was die lekkasie egter weer feitlik dieselfde as voor die herstelwerk (Claassens, 1978).

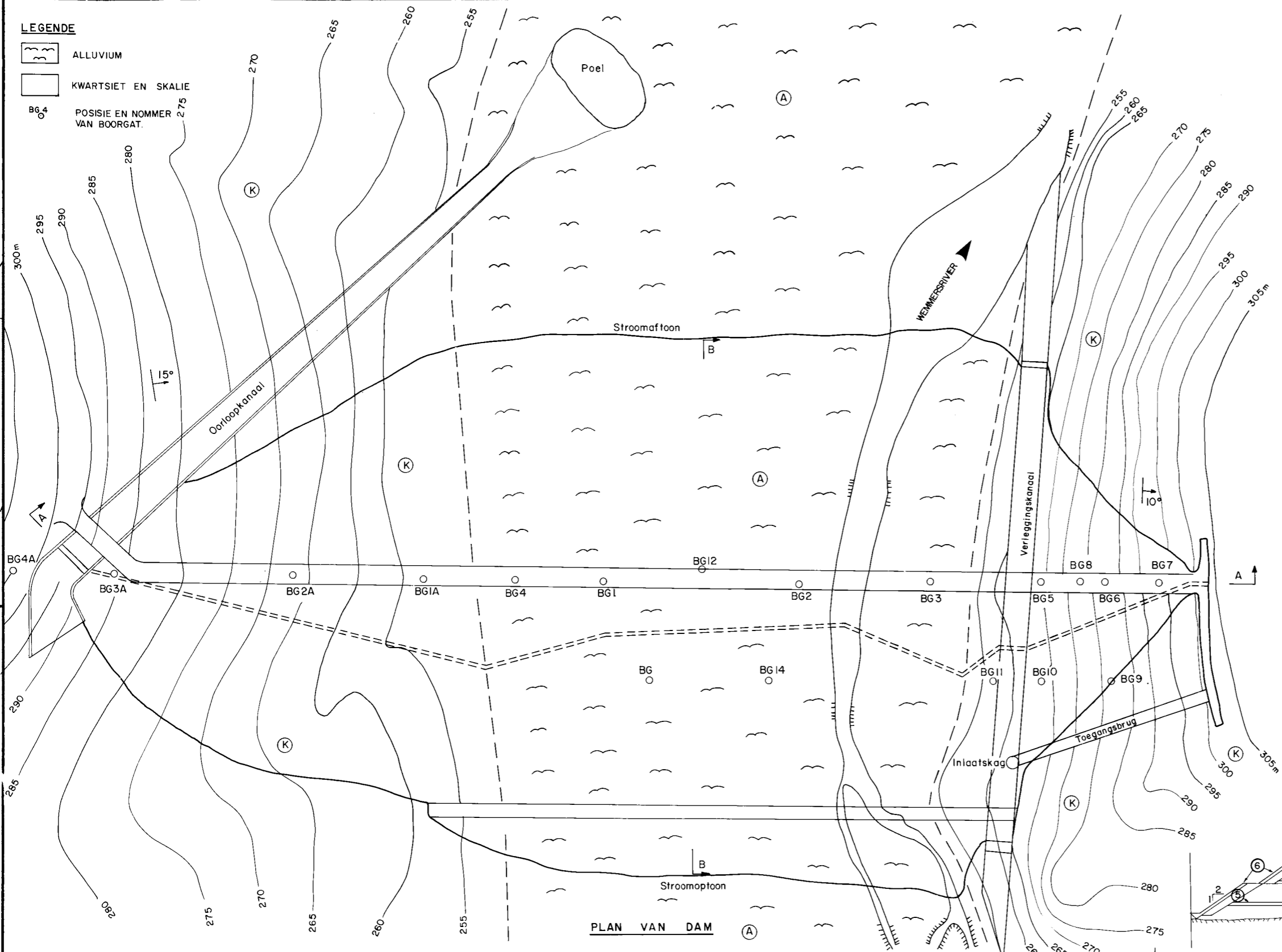
Daar word gemeen dat die fondamentinspuiting tydens die konstruksie van die dam nie na wense was nie en dat lekkasie steeds deur nate in veral die kwartsietlaag langs die regterflank voorkom.

8.2.17 Wemmershoekdam (sien figuur 8.2.17 en foto 3.6.4)

Verskeie sytakke van die Wemmersrivier soos die Olifants-, Dwars- en Drakensteinriviere, die Tierkloof en die Haelkloof ontspring in die hoë Wemmershoekberge tussen Paarl en Franschoek en vloei saam in 'n diep, langwerpige vallei waaruit die Wemmersrivier suidweswaarts vloei. Gesteentes van die Formasie Klipheuwel en die Kaapgraniet is in die vallei blootgelê deur erosie van die oorliggende Tafelberg sandsteen en is later weer grotendeels deur berg=

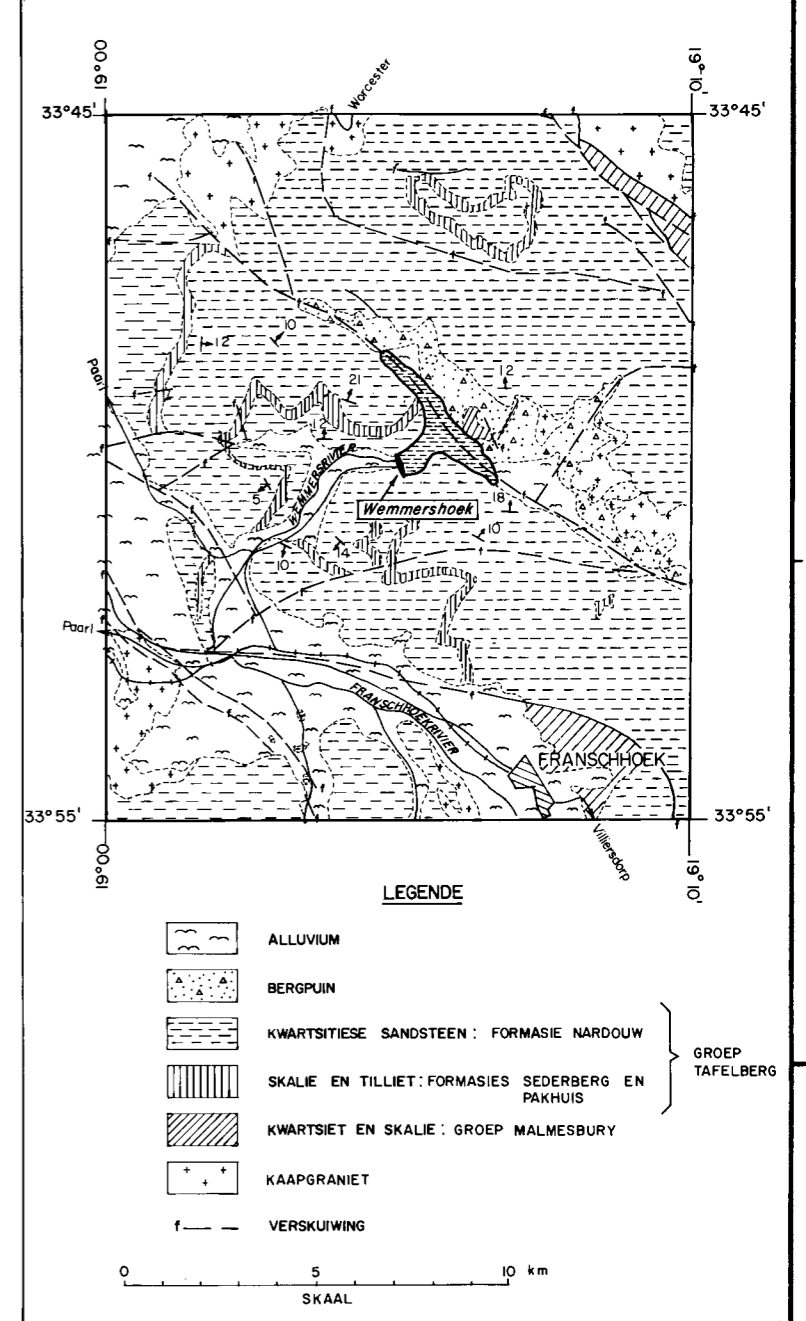
LEGENDE

- ALLUVIUM
- KWARTSIET EN SKALIE
- POSISIE EN NOMMER VAN BOORGAT.



PLAN VAN DAM

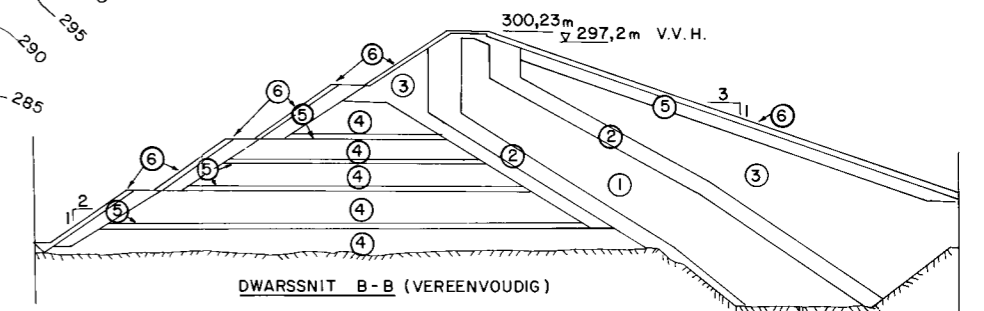
Kruinhoopte 300,23m



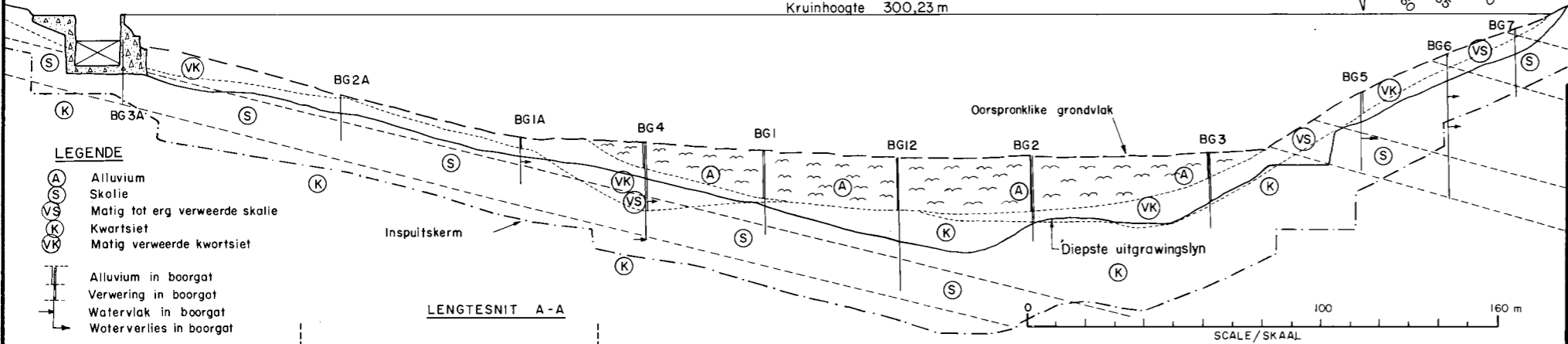
LEGENDE

- ALLUVIUM
- BERGPUIN
- KWARTSITIESE SANDSTEEN: FORMASIE NARDOUW
- SKALIE EN TILLIET: FORMASIES SEDERBERG EN PAKHUIS
- KWARTSIET EN SKALIE: GROEP MALMESBURY
- KAAPGRANIET
- VERSKUIWING

0 5 10 km
SKAAL



- ① Ondeurlatende sones
- ② Filters en halfdeurlatend
- ③ Deurlatend (Lae < 1m dikte)
- ④ Deurlatend (Lae > 1m dikte)
- ⑤ Deurlatende dreineerlae
- ⑥ Klipbestrating



LEGENDE

- (A) Alluvium
- (S) Skalie
- (VK) Matig tot erg verweerde skalie
- (K) Kwartsiet
- (VK) Matig verweerde kwartsiet
- Alluvium in boorgat
- Verwering in boorgat
- Watervlak in boorgat
- Waterverlies in boorgat

LENGTESNIT A-A

SCALE/SKAAL

FIGUUR 8.2.17
WEMMERSHOEKDAM,
WEMMERSRIVIER
Liggingsplan, Geologie en Algemene Ontwerp

puin en alluvium bedek. Die damterrein self is geleë op Tafelbergsandsteen benede die samevloeiing van al bogenoemde riviere waar die Wemmersrivier met 'n lae gradiënt in 'n breë alluviumge vulde vloedvlakte tussen steil flanke van sandsteen vloei (Joubert, 1949).

Bodemrots by die terrein bestaan uit sandsteen met tussen-gelaagde skalie van die Formasie Nardouw wat teen 12 tot 15 grade na die regterflank hel. Vanweë die digte naat-spasiëring is verwerking bevorder en matig tot erg verweerde rots is tot dieptes van 30m in die riviergedeelte aangetref.

'n Laag alluvium met 'n maksimumdikte van 20m het oor 'n afstand van 220m langs die middellyn van die dam voorgekom en 'n laag bergpuin is teen die onderste dele van albei flanke aangetref.

Tydens fondamentuitgraving is bevind dat 'n enkeltandskeurploeg aan 'n swaar kruiptrekker nie die alluvium kon losmaak nie en die individuele rolstene van tot 4m³ groot kon nie deur die beskikbare toerusting hanteer word nie.

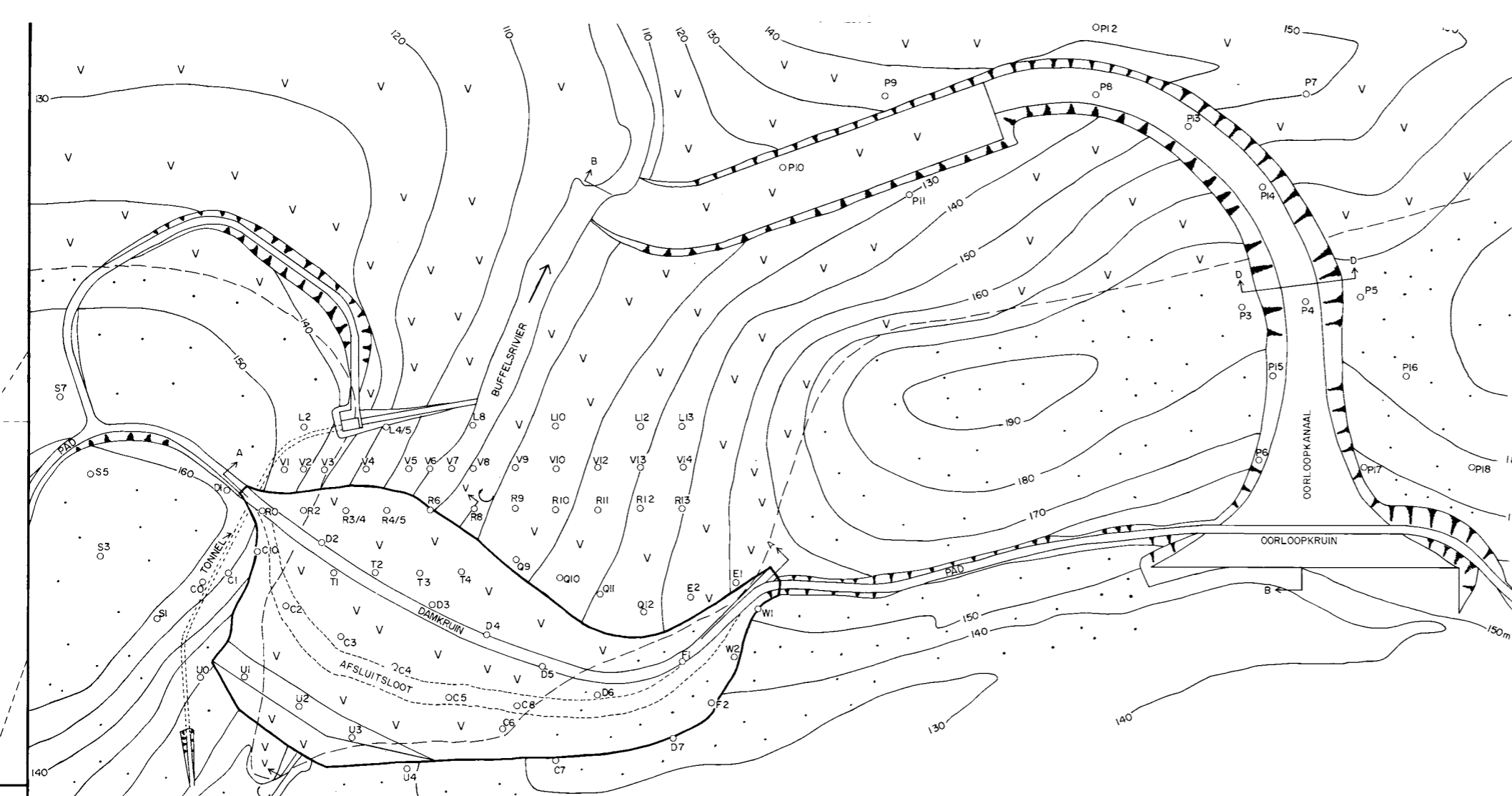
Ontwatering van die kernsloot is met behulp van een dompelpomp gedoen en daar is afgelei dat die deurlatendheid van die alluvium nie so hoog kon wees as wat aanvanklik vermoed is nie.

Puinmateriaal onderkant die grondwatervlak langs die flanke het in die uitgrawings begin vloei en moes met behulp van dreineerslote gestabiliseer word.

In die kernsloot is al die alluvium verwyder en op plekke is daar 5 tot 10m diep in die rots uitgegrawe om geskikte fondamentmateriaal te verkry (Morris, 1959).

8.2.18 Bridle Driftdam (sien figuur 8.2.18 en foto 3.1.3)

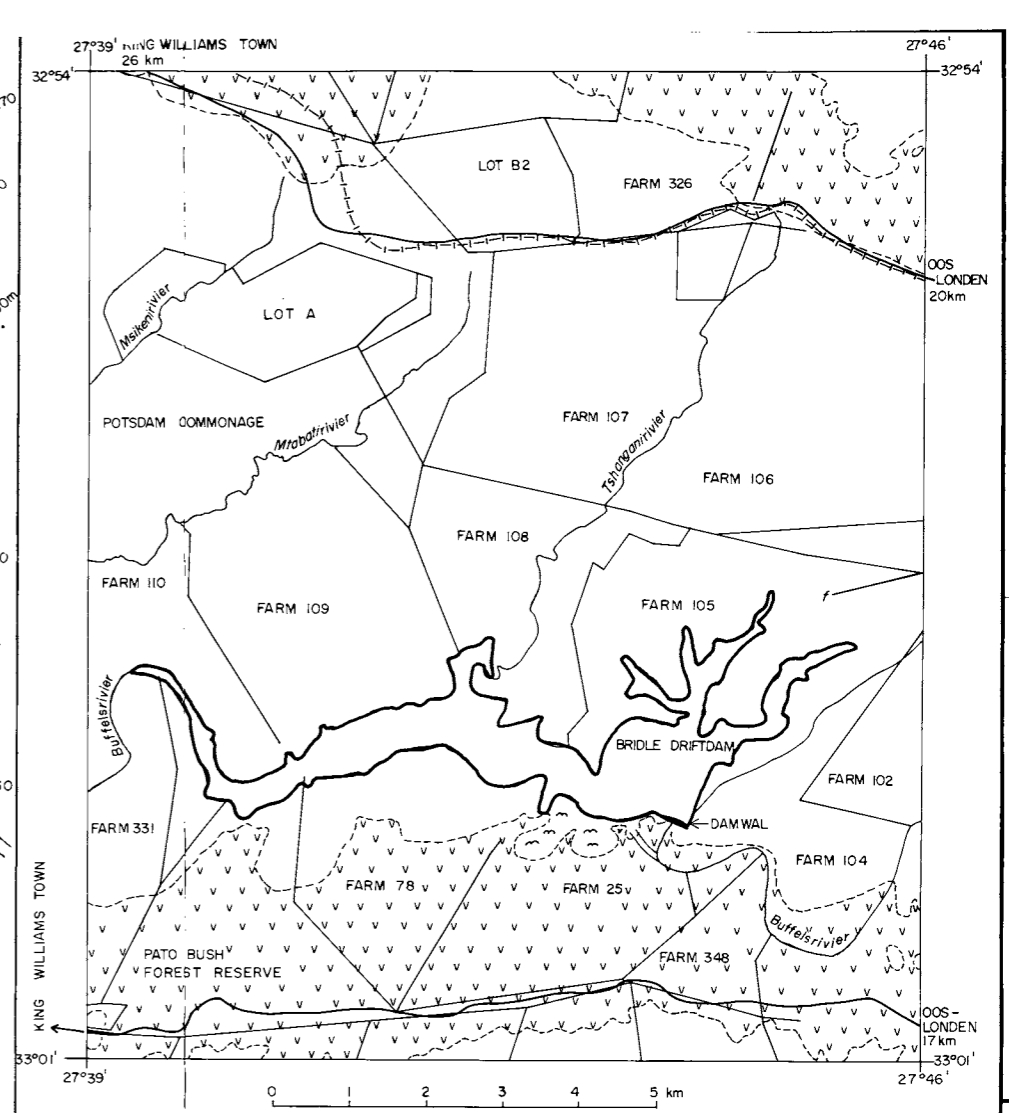
Die Buffelsrivier vloei vir etlike kilometer teen 'n gradiënt van sowat 3,3 m/km in 'n oostelike rigting oor sedimentêre gesteentes van die Groep Beaufort net noord van die Goolah Ridge, 'n dolerietplaat van meer as 150m



PLAN VAN DAM EN OORLOOPKANAAL

LEGENDE (PLAN)

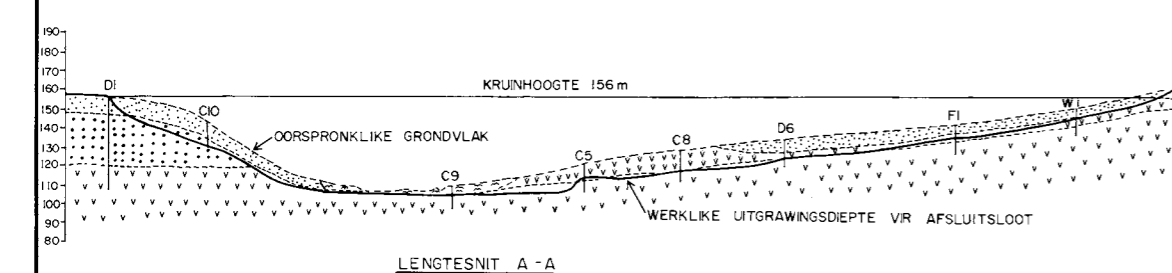
- Kwartsiet
- Doleriet
- Kontak tussen gesteentesoorte
- D6 Posisie en nommer van boorgat.



LIGGINGSPLAN EN GEOLOGIE

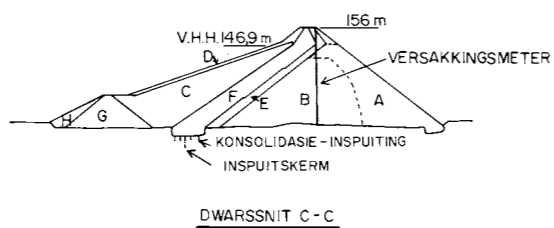
LEGENDE

- Alluvium
- Moddersteen, sandsteen: Groep Beaufort.
- Doleriet
- Verskuiwing
- Spoorlyn
- Pad

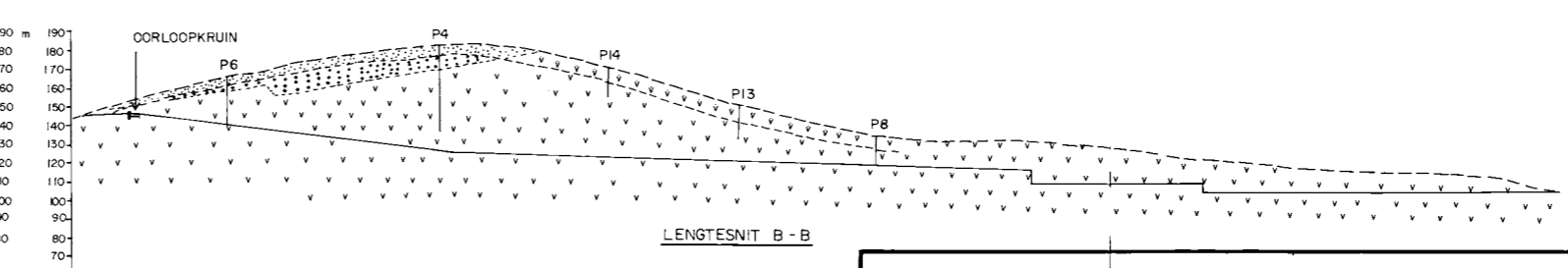


LENGTESNIT A - A

- LEGENDE (SNIT C-C)
- A Uitgesoekte breekklip, growwe gradering, geplaas in 1,5m lae, versterk, deurgespoel en gekompakteer met 5 vibrallergange.
 - B Willekeurige breekklip, geplaas in 1m lae, onversterk, deurgespoel en gekompakteer met tot 5 vibrallergange.
 - C Uitgesoekte vulmateriaal van noodsaaklike uitgrawings, geplaas in 1m lae, benat en gekompakteer met tot 4 vibrallergange.
 - D Bokaag van uitgesoekte stortklip op filterlaag.
 - E Twee filterlae.
 - F Uitgesoekte ondeurlatende vulmateriaal, gekompakteer met skaapvoetrollers tot 100% Proctordigtheid.
 - G Stortrotsvul met maksimum grootte van 100mm.
 - H Ondeurlatende deklaag vir kofferwal.



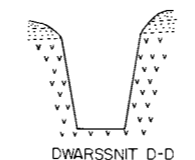
DWARSSNIT C - C



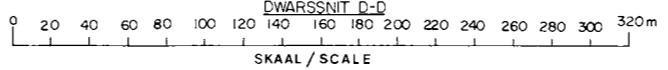
LENGTESNIT B - B

LEGENDE (SNITTE A-A, B-B, D-D)

- Alluvium
- Kwartsiet, matig tot erg verweer.
- Kwartsiet, effens verweer tot anverweer.
- Doleriet, matig tot erg verweer.
- Doleriet, effens verweer tot onverweer.



DWARSSNIT D - D



FIGUUR 8.2.18
BRIDLE DRIFTDAM,
BUFFELSRIVIER
Liggingsplan, Geologie en Algemene Ontwerp

dik wat noordwaarts teen 5 tot 10 grade hel. By die dam=terrein swaai die rivier suidwaarts en sny oor die boonste kontak van die dolerietplaat en sedimentêre gesteentes van die Groep Beaufort voordat dit weer ooswaarts draai. Stroomaf van die terrein is die rivier se gradiënt sowat 7,2 m/km.

Steil topografie in die omgewing van die damterrein dui op 'n mate van opheffing langs die kuslyn maar die rivier het reeds weer 'n vlak van vereffening bereik en begin om alluvium af te set. By die terrein self het die alluvium egter slegs 'n dikte van 6m bereik.

Die Beaufortgesteentes in hierdie omgewing bestaan uit afwisselende liggrys fynkorrelrige sandsteen en donkergrys tot swart sliksteen. Naby die kontak met die dolerietplaat is die sandsteen verander tot fynkorrelrige kwartsiet en die sliksteen tot horingfels. Die sliksteen is skynbaar baie meer vatbaar vir metamorfose want horingfels is tot sover as 60m van die dolerietkontak aangetref terwyl in die geval van die sandsteen, die bakeffek beperk is tot sowat 15m.

Die doleriet is gewoonlik mediumkorrelrig maar fynkorrelrige tot pegmatitiese soorte kom plek-plek voor. Chlorietge vulde nate kom algemeen voor en sommige nate toon wryfvlakke wat dui op beweging in die rotsmassa tydens die laat stadia van konsolidasie. Hidrotermale verandering wat gekenmerk word deur onreëlmatige grofkorrelrige kalsietare met wandgesteentes wat verander is tot chloriet, seoliet en epidoot kom plek-plek voor. Hierdie rots verkrummel binne die bestek van enkele dae wanneer dit aan die atmosfeer blootgestel word (Mountain 1964, 1966, 1967).

Bodemrots in die riviergedeelte en laer flanke bestaan uit doleriet terwyl die boonste gedeeltes van albei flanke deur fynkorrelrige kwartsiet van die Groep Beaufort beslaan word.

Fondamentuitgraving vir die kernsloot is gedoen tot op matig- of onverweerde rots en dieptes het gewissel tussen gemiddeld 8,6m langs die linkerflank, 3m in die riviergedeelte en 8,4m langs die regterflank. Die diepste uitgraving van 12m kom teen die middel van die regterflank voor.

Die enigste probleme wat tydens die uitgrawings vir die kernsloot ondervind is, was die teenwoordigheid van groot dolerietrotsblokke wat nie met die beskikbare toerusting hanteer kon word nie en eers met plofstof stukkend geskiet moes word.

Sonder enige verbintenis met die geologie, maar tog van belang met betrekking tot die besondere ontwerp van die dam, is die aansienlike skade aan die onvoltooide rotsvulling wat tydens 'n vloed in 1967 aangerig is. Die onvoltooide damwal is driemaal tydens die konstruksiestadium oorstrom. Tydens die tweede vloed was daar 'n laag ongekompteerde rots op die wal en met 'n waterdiepte van sowat 3,7m oor die damwal, het die los rotsblokke teen die stroomafhelling begin afrol en sodoende die draadmaas gebreek. Die gevolg was dat 'n kanaal van 6m diep en 30m wyd in die versterkte rotsvulling gekerf is en sowat 36 000 m³ of 12 persent van die totale hoeveelheid materiaal wat tot daardie stadium geplaas was, het weggespoel.

'n Ander belangrike waarneming wat tydens die vloede gemaak is, was die duidelike gelaagdheid van die vulmateriaal as gevolg van die vergruising van die bokant van die laag deur die vibrasierollers en die segregasie van fyn materiaal van oorliggende lae. Gedurende die tye wat vloedwater deur die wal gestroom het, was dit opmerklik dat dit hoofsaaklik net bokant die top van elke laag uitgestroom het. Hierdie gelaagde eienskap van rotsvulwalle is belangrik vir die dreinerings van die wal en vir die berekening van die stabiliteit (Shand & Pells, 1970).

'n Lengtekraak op die kruin, sowat 2m weg van die stroom= opkant van die wal het ontwikkel nadat die watervlak skielik vir die eerste keer tot 12m onderkant die vol= voorraadhoogte gestyg het. Die kraak het geleidelik vergroot totdat dit 'n maksimumwydte van 64mm en vertikale verplasing van 350mm bereik het. Hierdie soort krake kom algemeen voor by rotsvulwalle en word nie as gevaarlik beskou nie. Hulle ontstaan deur die vassakking van die stroomoprotsvulling as gevolg van benatting en versakking van swak gekompakteerde droë rotsvulmateriaal.

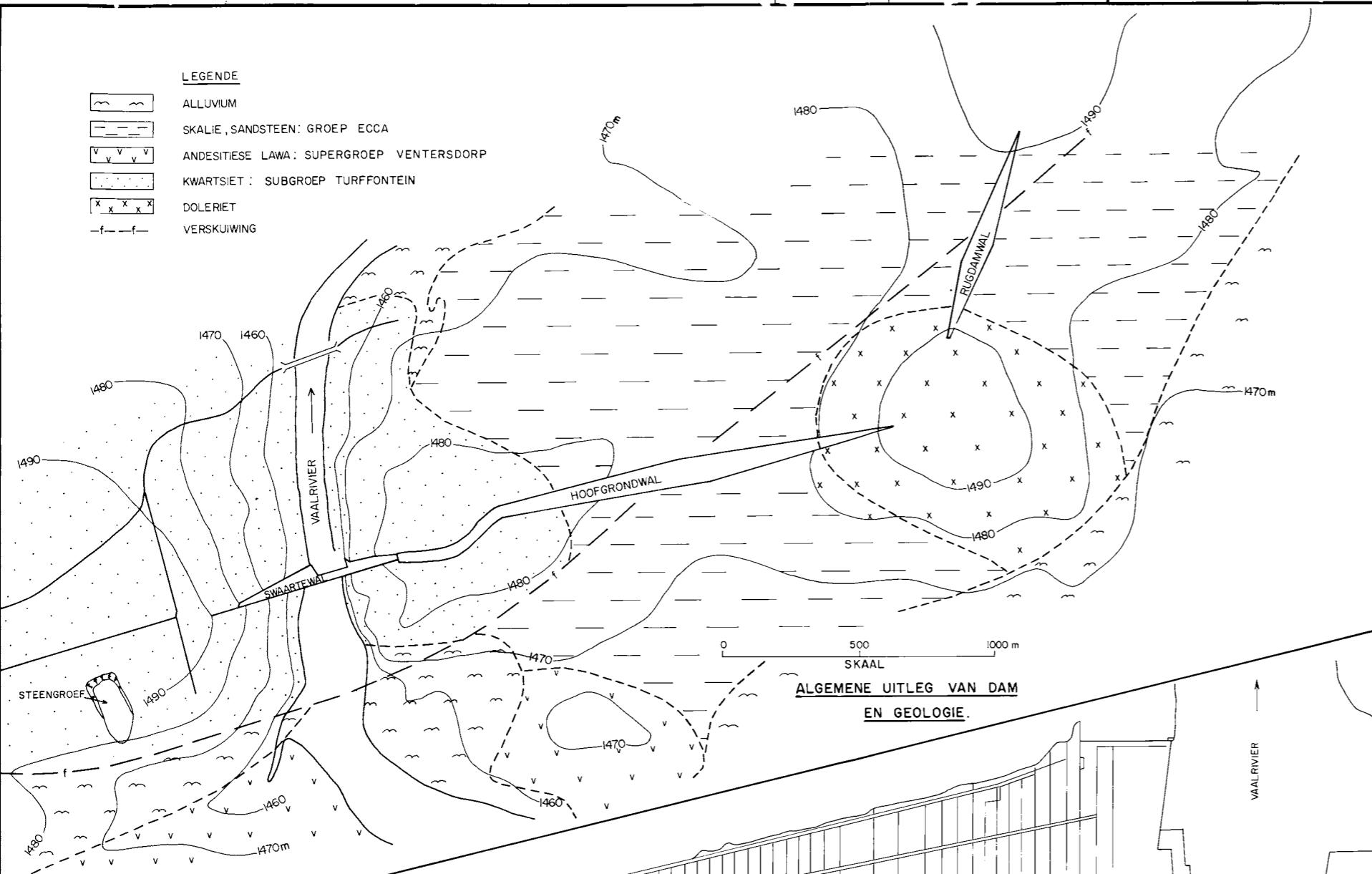
Die grootste gedeelte van die oorloopsnit in doleriet is na tien jaar se blootstelling en verskeie groot vloede steeds in 'n redelike goeie toestand. As gevolg van spanningsverligting en verwerking van naatvulmateriaal teen die steil kanthellings, het daar groot rotsstortings (meer as 100 m^3) voorgekom en op baie plekke is daar onstabiele rotskolomme en blokke wat van tyd tot tyd afstort as gevolg van ondergraving van onderliggende materiaal deur vloedwaters. Daar is geen gevaar dat die uitloopkanaal deur rotsstortings geblokkeer kan word nie en daar is nie veel wat gedoen kan word om die rotswande te stabiliseer nie.

8.2.19 Vaaldam (sien figuur 8.2.19 en foto 3.5.1)

Vaaldam is geleë in 'n gebied met 'n tipiese golwende hoëveldse topografie waar die rivier self 'n hoë graad van volwassenheid bereik het en teen 'n gemiddelde gradiënt van minder as 0,4 m/km vloei. By die damterrein self het 'n weerstandbiedende kwartsietlaag van die Subgroep Turffontein van die Supergroep Witwatersrand 'n lokale basisvlak veroorsaak sodat die riviergradiënt oor 'n kort afstand stroomaf van die damwal aansienlik steiler (1,8 m/km) is.

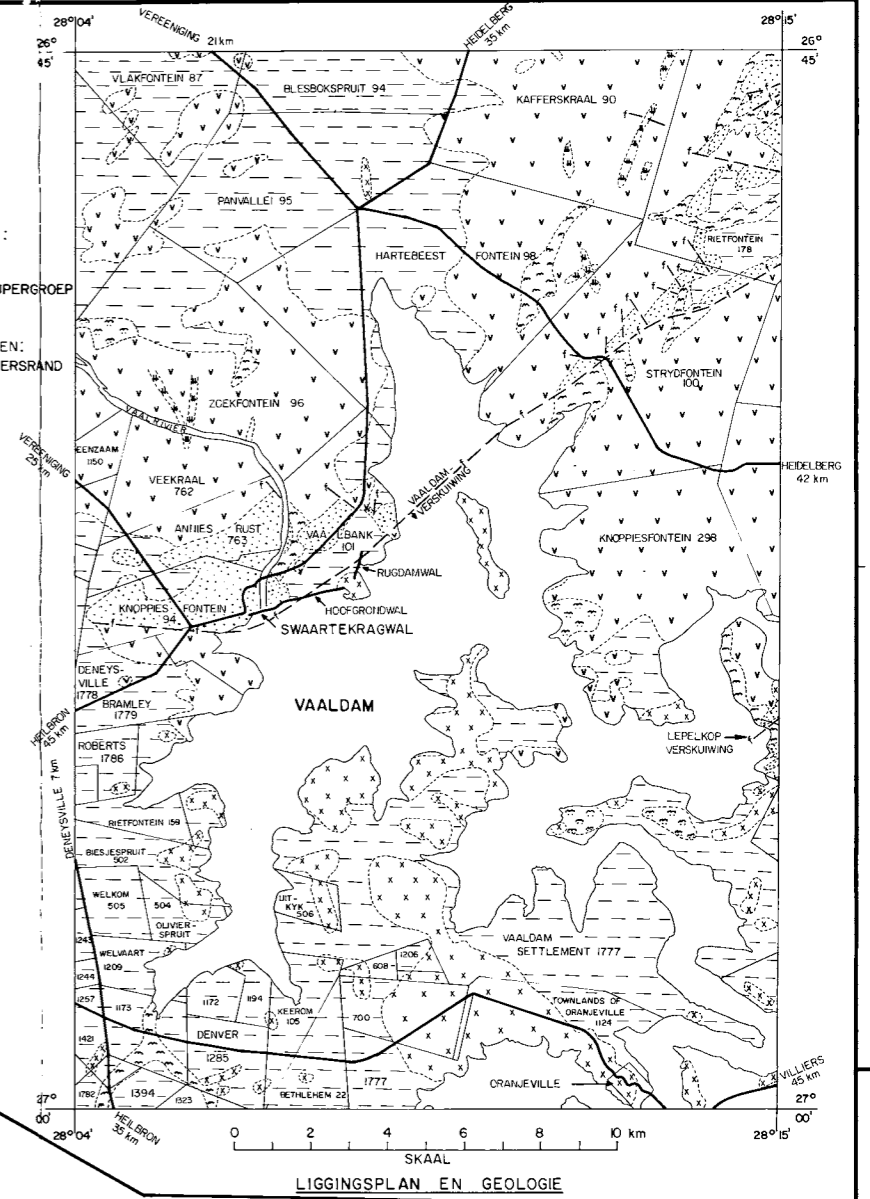
Die grootste gedeelte van die damkom word beslaan deur platlêende skalie en sandsteen van die Groep Eccā met intrusiewe dolerietplate wat oor groot gebiede voorkom. Noordwaarts, veral langs die Vaalrivier, is die Karoogesteentes op plekke verwyder sodat groot gebiede deur Ventersdorplawa beslaan word.

- LEGENDE**
- ALLUVIUM
 - SKALIE, SANDSTEEN: GROEP ECCA
 - ANDESITIESE LAW: SUPERGROEP VENTERSDORP
 - KWARTSIET: SUBGROEP TURFFONTEIN
 - DOLERIET
 - VERSKUIWING

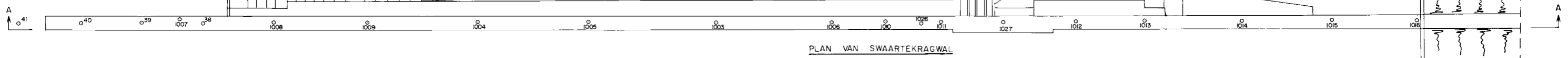


ALGEMENE UITLEG VAN DAM EN GEOLOGIE.

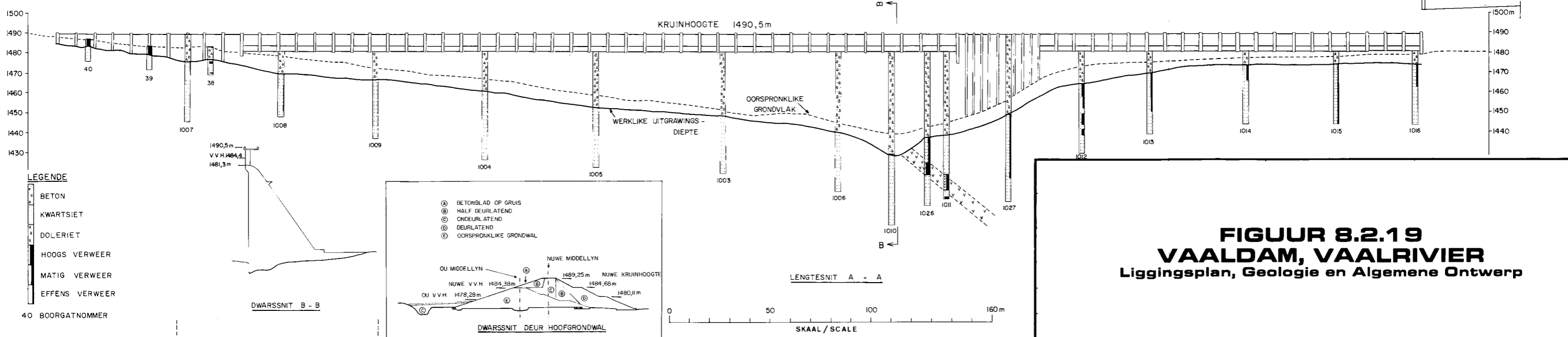
- LEGENDE**
- SAND
 - ALLUVIUM
 - SKALIE, SANDSTEEN: GROEP ECCA
 - ANDESITIESE LAW: SUPERGROEP VENTERSDORP
 - KWARTSIET, GRINSTEEN: SUPERGROEP WITWATERSRAND
 - DOLERIET



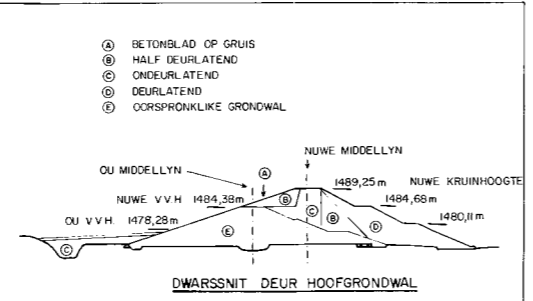
LIGGINGSPLAN EN GEOLOGIE



PLAN VAN SWAARTEKRAAGWAL



- LEGENDE**
- BETON
 - KWARTSIET
 - DOLERIET
 - HOOGS VERWEER
 - MATIG VERWEER
 - EFFENS VERWEER
 - 40 BOORGATNUMMER



DWARSSNIT DEUR HOOFGRONDWAL

**FIGUUR 8.2.19
VAALDAM, VAALRIVIER
Liggingsplan, Geologie en Algemene Ontwerp**

Die grootste gedeelte van Vaaldam se kom val binne die sogenaamde Vaaldamtrog wat begrens word deur die Vaaldam-Strydfontein-Witkleifonteinverskuiwing met 'n afwaartse verplasing na die suidooste en die Lepelkopverskuiwing met 'n afwaartse verplasing van meer as 2 500m na die noordweste. Kwartsiet en ondergeskikte grintsteen van die Subgroep Turffontein dagsoom in die riviergedeelte van die damterrein en word aan die suidekant afgesny deur die Vaaldamverskuiwing waarlangs Ventersdorplawa afgeskuif is. Die damkom het sy ontstaan dus te danke aan die Vaaldamverskuiwing wat die trogstruktuur veroorsaak en onderliggende weerstandbiedende kwartsiet by die walterrein nader aan die oppervlak gebring het (Frommurze, 1933, Nel en Jansen, 1957).

By die damterrein het die vallei 'n driehoekige vorm en die verhouding van kruinlengte tot hoogte by die volvoorraadhoogte van die betonwalgedeelte is 12. As gevolg van die afplatting van die regterflank en die teenwoordigheid van twee lae nekke aan daardie kant, is die totale lengte van die huidige damwalle sowat 3,3 km. Die riviervallei het sy ontstaan te danke aan die teenwoordigheid van 'n hellende diabaasgang wat in en feitlik parallel aan die rivier loop.

Die betonwalgedeelte word beslaan deur kwartsiet van die Subgroep Turffontein van die Supergroep Witwatersrand wat teen 18 tot 21 grade in 'n stroomafrigting hel. Aan die regterflank is kwartsiet blootgestel oor 'n afstand van sowat 900m waarna dit bedek word deur Karoogesteentes wat ooswaarts dikker word.

Geen rekords van die aanvanklike konstruksiewerk kon opgespoor word nie maar ondersoekwerk wat gedurende 1977 en 1978 gedoen is met die oog op verdere verhoging en versterking van die damwal het aangetoon dat die uitgrawingsdiepte vir die damwal langs die flanke tussen 3 en 8m was. In die riviergedeelte is 'n hoogs verbrokkelde en diep verweerde diabaasgang wat ongeveer parallel

aan die rivierloop strek, aangetref. Daar is 12 tot 15m diep in hierdie sone uitgegrawe maar die gangmateriaal onderkant die damwal verteenwoordig steeds 'n swak sone in die fondament (Grocott, 1978).

Die regterkantste grondwalgedeelte word beslaan deur sowat 8 tot 12m klei, sand en gruis op hoogs verweerde sandsteen en skalie van die Groep Eccca. Dit was nie prakties uitvoerbaar om 'n afsluitsloot tot op ondeurlatende materiaal te grave nie en die aanvanklike grondwal met 'n maksimum kruinhoogte van 9m is derhalwe sonder enige diep afdigting gebou. Met die latere verhoging van die grondwal met 6m, is 'n ondeurlatende stroomopkomberslaag met 'n afsluitsloot asook 'n uitgebreide kombersdreineerstelsel onder die stroomafgedeelte (nuwe deel) van die wal voorsien.

Die oorspronklike damwal wat in 1938 voltooi is, het bestaan uit 'n swaartekragbetonwal met 'n onbeheerde oorlvoei-oorloop en 'n grondwal oor 'n nek langs die regterflank. Met die snelle nywerheids groei na die tweede Wêreldoorlog moes die opgaarvermoë van die dam vergroot word en in 1956 is die beton-oorloopkruin met 3,05m verhoog en 60 kruinhekke wat die watervlak met 'n verdere 3,05m kon verhoog, is bo-op aangebring. Die grondwal is terselfdertyd met 5m verhoog en 'n sekondêre rugdamwal van 7,3m hoog is oor 'n tweede nek op die regterflank gebou.

'n Onlangse ontleding (Legge et al, 1976) van die stabiliteit en oorloopvermoë volgens moderne standaarde het aan die lig gebring dat, in die geval van die voorkoms van die maksimum waarskynlike vloed, die grondwal met 1m waterdiepte sal oorstrom en die veiligheidsfaktor van die betonwal teen omkanteling tot 0,95 sal daal. Hierdie onbevredigende veiligheidsfaktor kan ontstaan deur die ontwikkeling van trekspannings by die hak van die damwal as gevolg van hoë ophigkragte wat teoreties moontlik is omdat daar geen fondamentinspuiting of voorsiening vir dreinerings gemaak is nie.

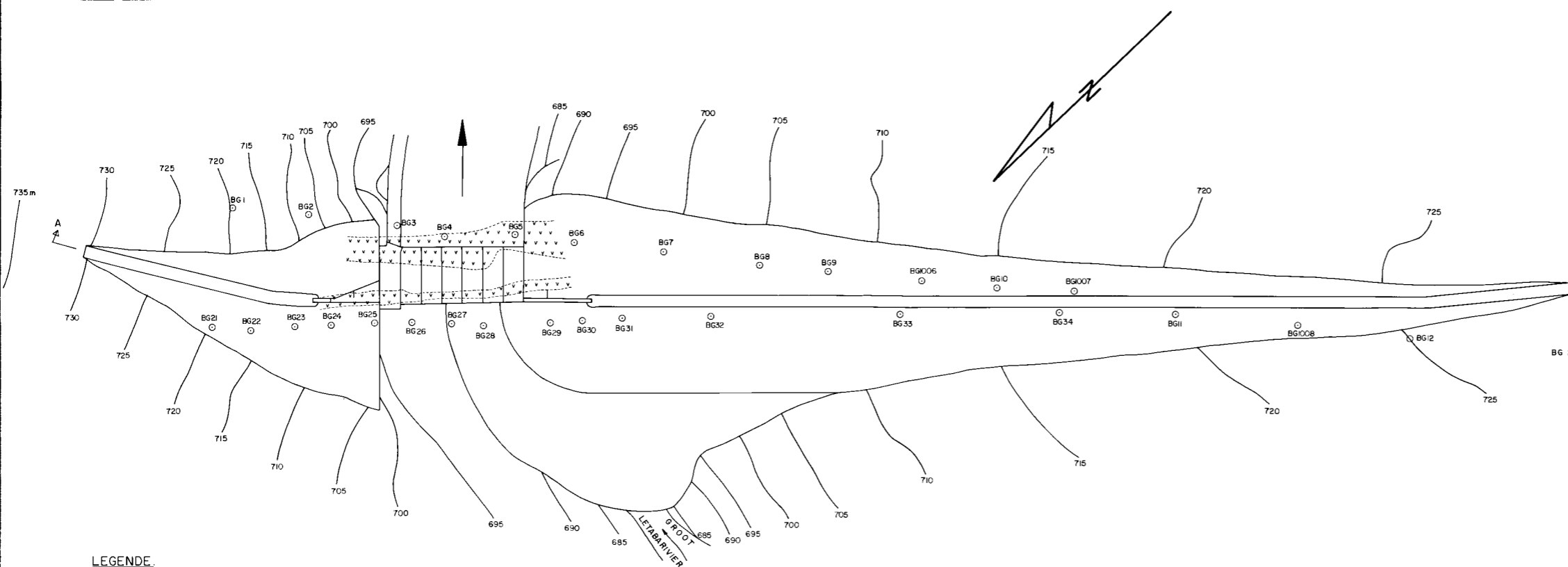
Dit het dus nodig geword om die damwal te beveilig teen omkanteling asook om die inhoudsvermoë te vergroot. Hierdie werk wat tans (1980) onderneem word, behels 'n diep dreineergang, 20m benede die damwal, inspuit- en dreineerskerms, verdikking en verankering van die damwal asook verhoging van die kruinsluis en grondwal.

Metings van hidrostatische druk op verskillende plekke in die fondament het aangetoon dat dit tussen 70 en 90 persent van die volle ophigkragte wissel. Die rede waarom die dam ten spyte daarvan geen probleme opgelewer het nie, is waarskynlik te danke aan die feit dat die grootste vloed wat nog ondervind is, slegs sowat 40 persent van die waarskynlike maksimum vloed is (Legge et al, 1976).

8.2.20 Fanie Bothadam (sien figuur 8.2.20 en foto 3.5.2)

Die gebied om die damkom maak deel uit van 'n golwende landskap tussen die gelyktes van die laeveld aan die oostekant en die steil Drakensbergeskarp ten weste daarvan. Dit word beslaan deur graniet en granietgneis, biotietgraniet, amfiboolgneis, pegmatitiese graniet en migmatiet van die Basiskompleks waarin daar talle dolerietgange met 'n oorwegend noordoostelike strekking voorkom. Vanweë die hoë reënval is die gesteentes meesal diep verweer en hulle word bedek deur 'n dik laag rooibruin tot geelbruin kleigrond (De Villiers, 1968).

Stroomop van die damterrein loop die Groot Letabarivier vir meer as 20 km in 'n noordoostelike rigting voordat die Ramadiepa-, Magoebas- en Shilekriviere daarby aansluit. Dit draai dan suidwaarts by die damterrein om later oos-suidooswaarts en uiteindelik weer noordooswaarts deur die laeveld te vloei. Die neiging van die Groot Letabarivier en verskeie van sy sytakke om noordooswaarts of suidweswaarts te vloei is duidelik toe te skryf aan die teenwoordigheid van die doleriet-



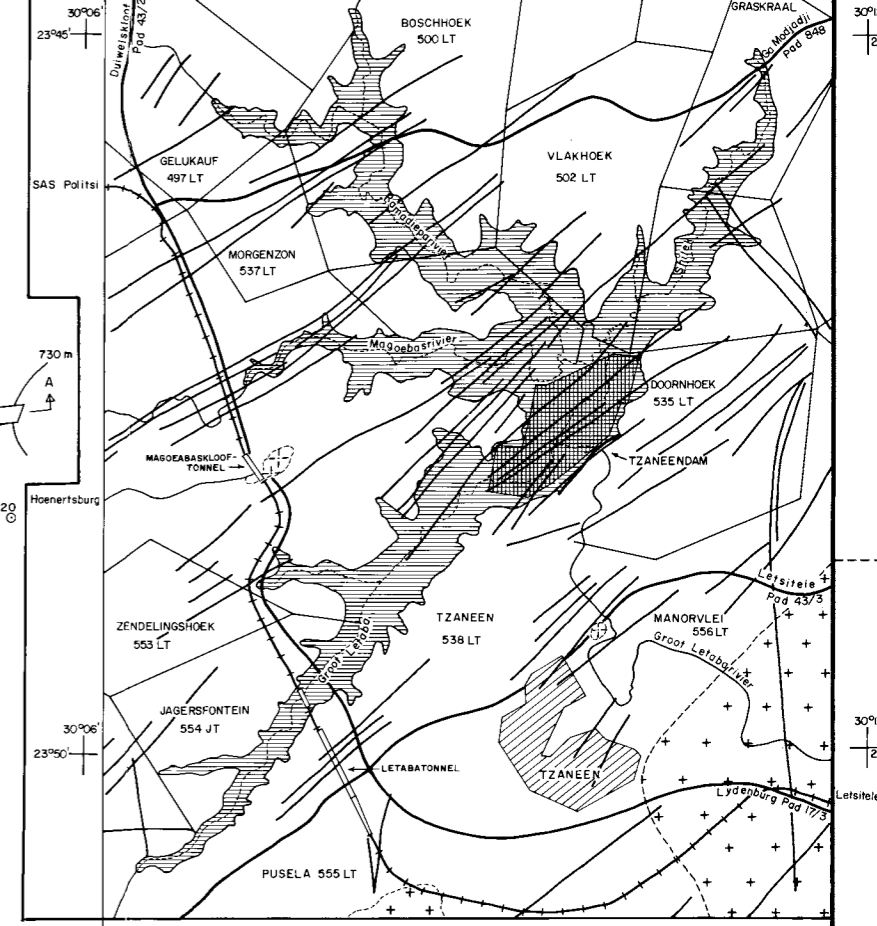
LEGENDE

Doleriet

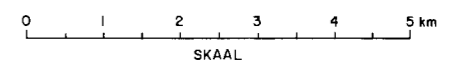
Graniet en doleriet

BG 21 Posisie en nommer van diamantboorgat.

PLAN VAN DAM



LIGGINGSPLAN EN GEOLOGIE



LEGENDE

Dolerietgang

Middelkorrelrige biotietgraniet (Turflaop)

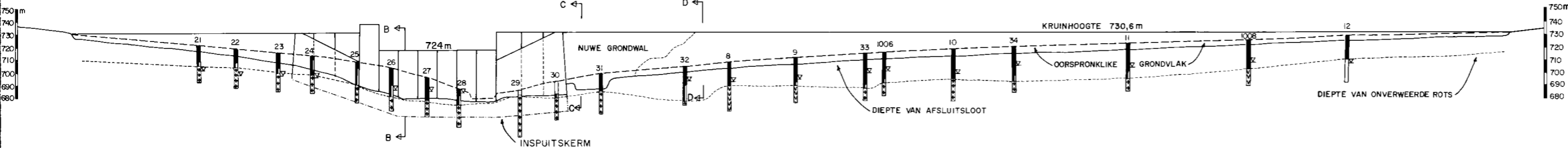
Middel- tot fynkorrelrige leukokratische biotietgraniet.

Biotietgraniet met sones van migmatiet.

Damkom

Leengebiede vir grondvulmateriaal.

BASISKOMPLEKS



LENGTESNIT A-A

LEGENDE

25 Boorgatnommer

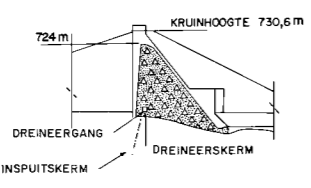
Bogrand en totaal verweerde rots.

Matig tot hoogs verweerde rots.

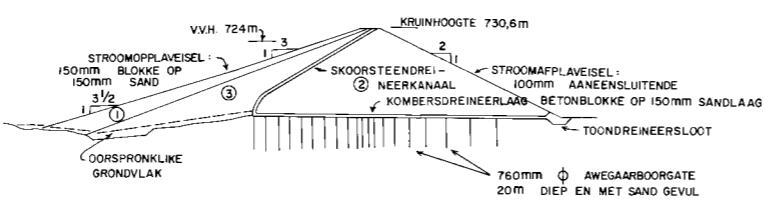
Graniet, onverweer

Doleriet, onverweer

Waterrushoogte in boorgat.

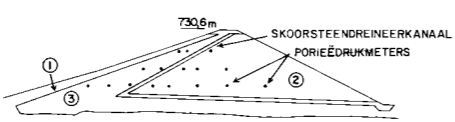


DWARSSNIT B-B

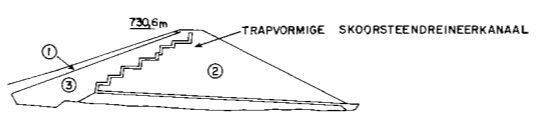


TIPIESE DWARSSNIT DEUR GRONDWAL (SOOS ONTWERP)

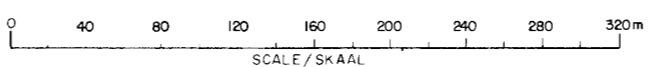
- ① GESELEKTEERDE HALFDEURLATENDE SONE
- ② ONGESORTEERDE HALFDEURLATENDE SONE
- ③ ONDEURLATENDE SONE



DWARSSNIT C-C DEUR LATERE OPVULLING (SOOS GEBOU)



DWARSSNIT D-D DEUR OORSPRONKLIKE OPVULLING (SOOS GEBOU)



FIGUUR 8.2.20
FANIE BOTHADAM,
GROOT LETABARIVIER
 Liggingsplan, Geologie en Algemene Ontwerp

gange met hierdie strekking wat vanweë die maklike verweerbaarheid van hulle kontaksones die dreineringspatroon beïnvloed.

Die middellyn van die damwal word beslaan deur granietgneis van die Basiskompleks waarin daar verskeie dolerietgange voorkom. Die diepte van verwerking het gewissel van 2 tot 3m in die riviergedeelte tot meer as 29m langs die flanke.

Fondamenttoestande in die riviergedeelte en teen die linkerflank het aansienlik afgewyk van wat uit boorgatgegewens en die geofisiese ondersoeke afgelei kon word. Slegs twee van die elf boorgate wat in die gebied geboor is, het doleriet getref terwyl nagenoeg 50 persent van die fondamentgebied in werklikheid beslaan is deur twee parallelle dolerietgange wat albei toevallig tussen die twee rye boorgate geval het. Die doleriet was in die vorm van groot blokke soliede rots van 1 tot 4 m³ wat begrens is deur vertikale en horisontale sones van matig tot erg verweerde rots met diggespasieerde kleigevulde nate wat maklik met graaf en pik uitgehaal kon word. Skynbaar soliede rotsblokke het dus heeltemal los vanmekaar gelê en nadat hulle verwyder is, is soortgelyke los blokke blootgelê.

Die graniet het relatief min vertikale nate bevat maar horisontale drukverligtingsnate het aanleiding gegee tot die ontwikkeling van horisontale lagies totaal verweerde, uitgeloopte en uiters samedrukbare materiaal 100 tot 150mm dik tussen die lae soliede graniet wat 0,5 tot 1m dik was.

Die uiteindelijke uitgrawingsdiepte was gemiddeld 2 tot 3m dieper as wat aanvanklik verwag is en die fondament rus plek-plek op rots wat matig verweer is. Met behulp van 'n intensiewe boorprogram na finale fondamentuitgrawing is egter sonder twyfel bewys dat daar geen aaneenlopende horisontale of vlakhellende

verweerde lae bestaan wat die stabiliteit van die damwal kan beïnvloed of tot differensiële vassakking kan lei nie (Rossouw, 1977).

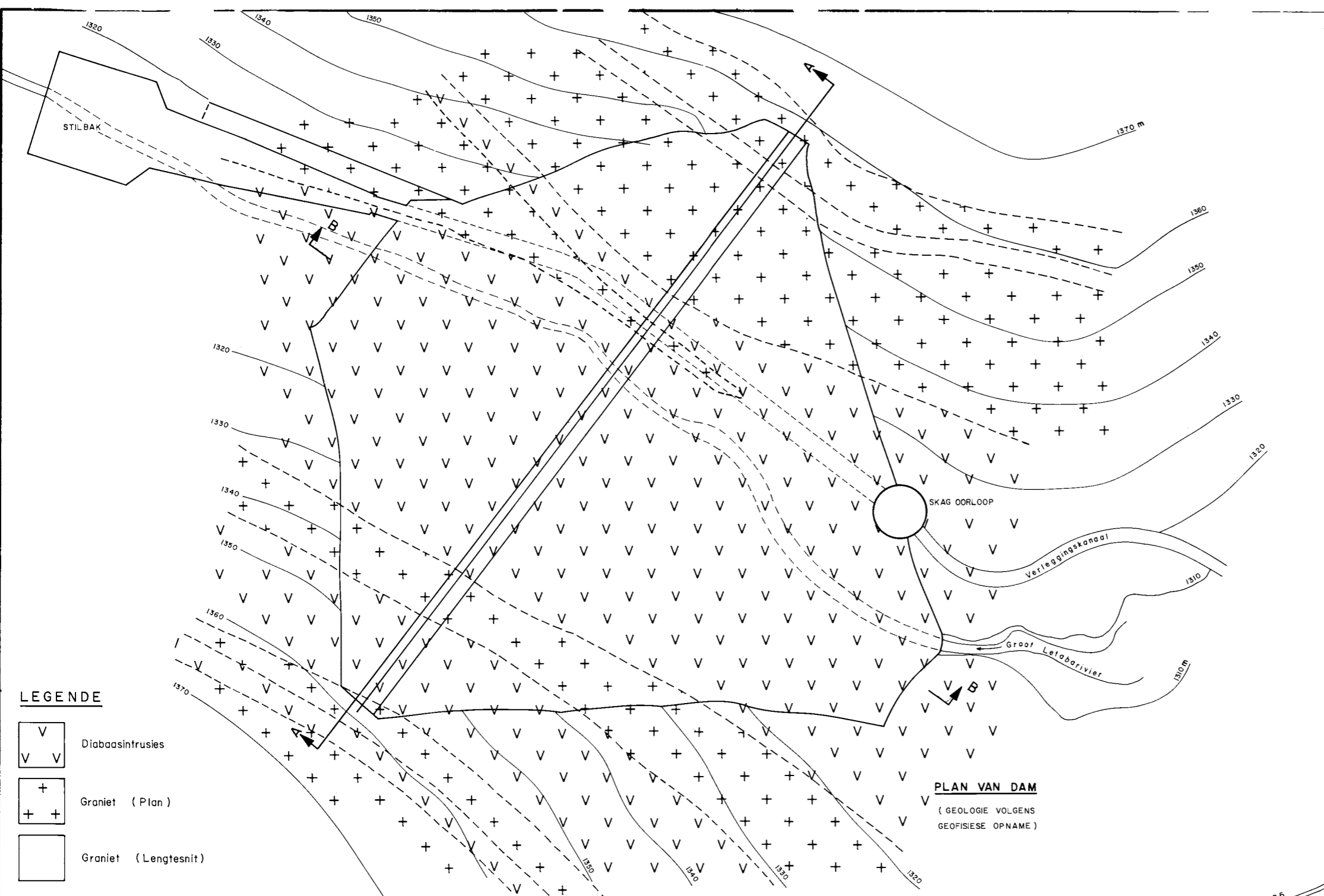
Ernstige probleme het reeds tydens konstruksie van die dam ontstaan as gevolg van erosie van swak gegradeerde filtermateriaal onder die plaveiselstene teen die kanthellings van die grondwal. Hierdie stene voeg so stewig saam tussen die betonstroke aan weerskante daarvan dat hulle nie die vassakking van die grondwal kon volg nie en plek-plek in die lug bly hang het voordat hulle geswig het.

Nivelleerbakens het vassakkings van tussen 20 en 180mm oor die kruin van die grondwal getoon. Hierdie soort vassakking is as heeltemal normaal vir 'n vuldam van hierdie hoogte beskou (Rossouw, 1977).

8.2.21 Ebenezerdam (sien figuur 8.2.21 en foto 3.6.5)

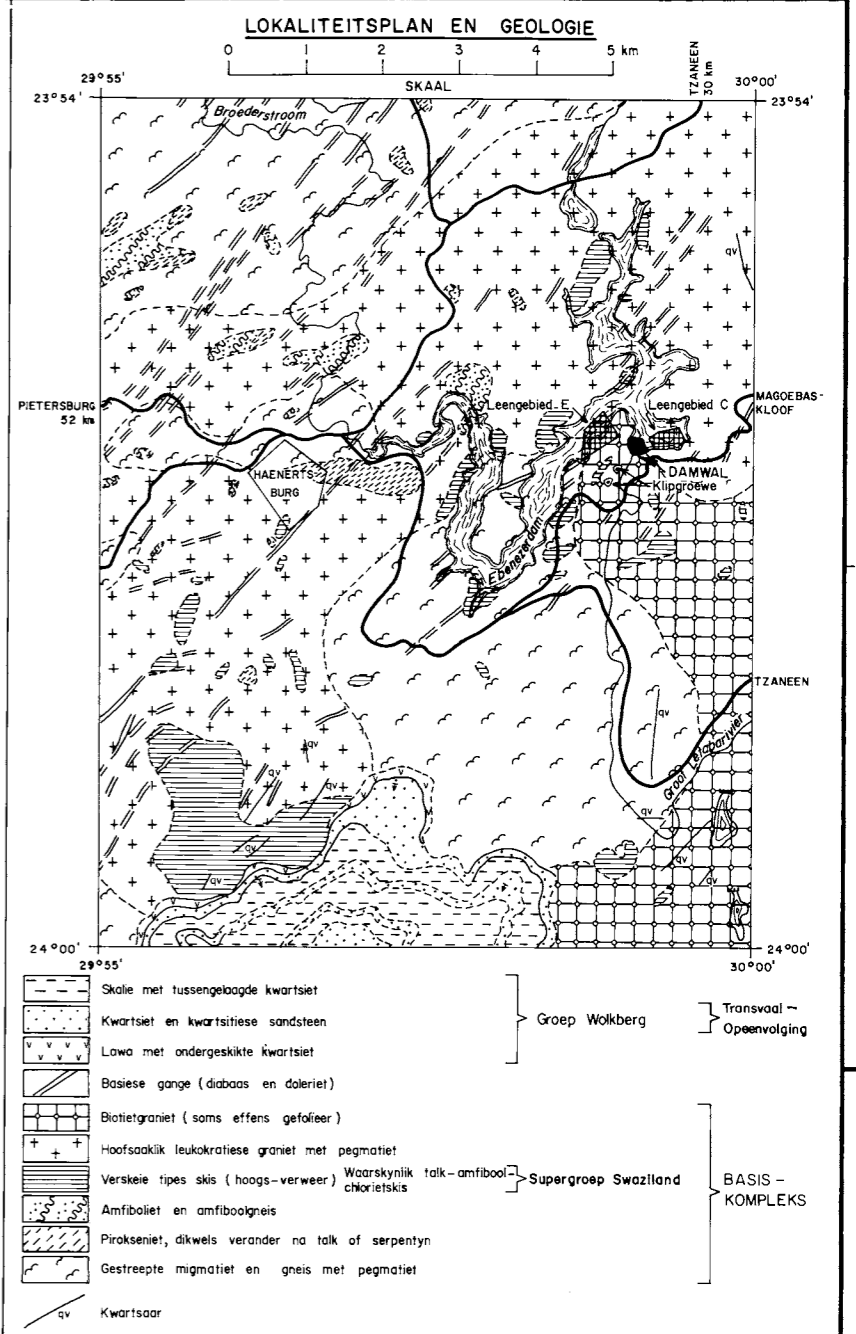
Die dam is geleë in die hoë reënvalgebied naby die waterskeiding tussen Pietersburg en Tzaneen. Die Broederstroom en die Helpmeakaarspruit ontspring albei ten noorde van die terrein en vloei op 'n geografiese terras, parallel aan die eskarp teen 'n betreklik lae gradiënt (4-5 m/km in die geval van die Broederstroom) tot by die damterrein waarna die Groot Letabarivier dan vinnig (26 m/km) daal. Daar is aanduidings dat die Broederstroom eens 'n sytak van die Olifantsrivier was en later deur stroomroof deel van die vinnig eroderende Groot Letabarivier geword het.

Die gebied word beslaan deur middel- tot fynkorrelrige biotietgraniet en amfiboolskis van die Basis-kompleks met talle indringings van diabaas, hoofsaaklik in die vorm van gange met 'n noordoostelike strekking. Die voorkoms van talle nate in die rots

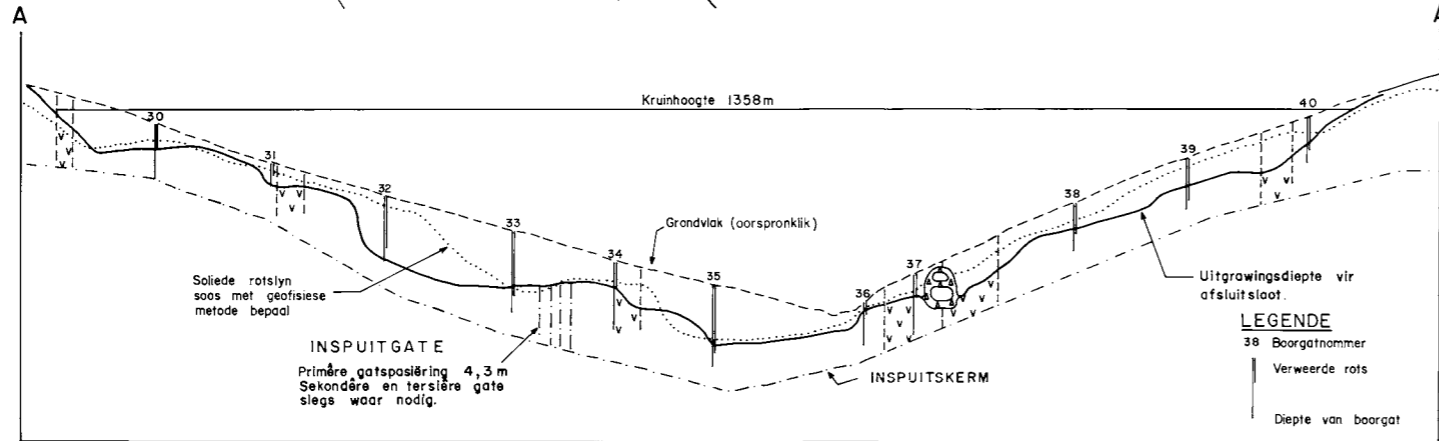


- LEGENDE**
- Diabaasintrusies
 - Graniet (Plan)
 - Graniet (Lengtesnit)

PLAN VAN DAM
(GEOLOGIE VOLGENS
GEOFISIESE OPNAME)

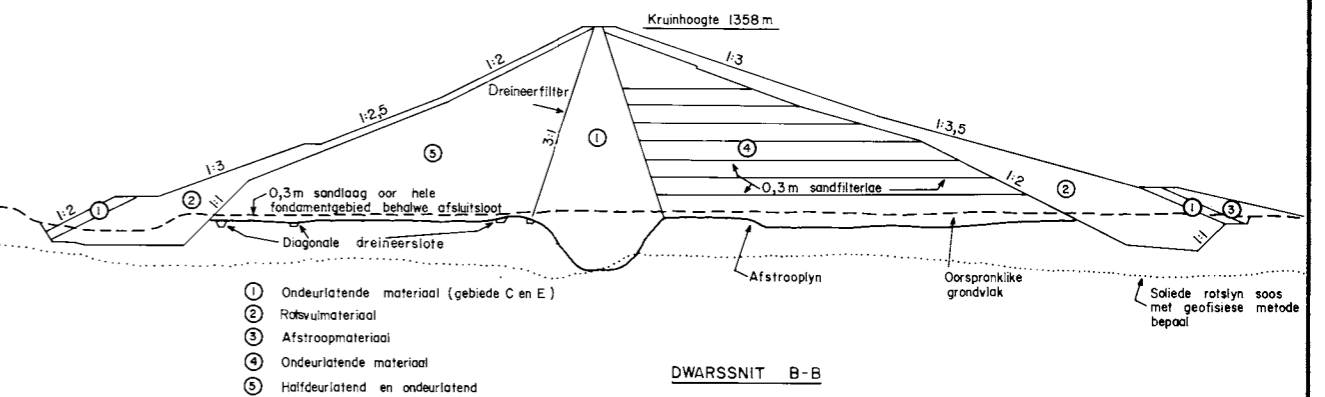


- LOKALITEITSPLAN EN GEOLOGIE**
- | | | | |
|--|--|---|-------------------------|
| | Skale met tussengelaagde kwartsiet | } Groep Wolkberg | } Transvaal - Opoevling |
| | Kwartsiet en kwartsitiese sandsteen | | |
| | Lawa met ondergeskikte kwartsiet | } BASIS - KOMPLEKS | } Supergroep Swaziland |
| | Basiese gange (diabaas en doleriet) | | |
| | Biotietgraniet (soms effens gefolier) | } Waarskynlik talk-ambiool-chorietskis | } |
| | Hoofsaaklik leukokratische graniet met pegmatiet | | |
| | Verskeie tipes skis (hoogs-verweer) | } Pirokseniet, dikwels verander na talk of serpentyen | } |
| | Ambioliet en ambioolgreis | | |
| | Gestreepte migmatiet en gneis met pegmatiet | } Kwartsaar | } |
| | qv | | |



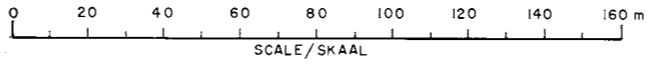
LENGTESNIT A-A LANGS MIDDELLYN VAN DAMWAL

- LEGENDE**
- Boorgatnommer
 - Verweerde rots
 - Diepte van boorgat



- DWARSSNIT B-B**
- Ondeurlatende materiaal (gebiede C en E)
 - Rotsvulmateriaal
 - Afstroopmateriaal
 - Ondeurlatende materiaal
 - Halfdeurlatend en ondeurlatend

FIGUUR 8.2.21
EBENEZERDAM,
GROOT LETABARIVIER
Liggingsplan, Geologie en Algemene Ontwerp



as gevolg van die basiese indringings en die hoë reënval, het aanleiding gegee tot diep verwerking en die ontwikkeling van 'n dik deklaag van grond (Willemse, 1949 en Kent, 1953). Die gebied is berug vir grondverskuiwings, veral op plekke waar die natuurlike helling, dreinerings of plantegroei versteur word.

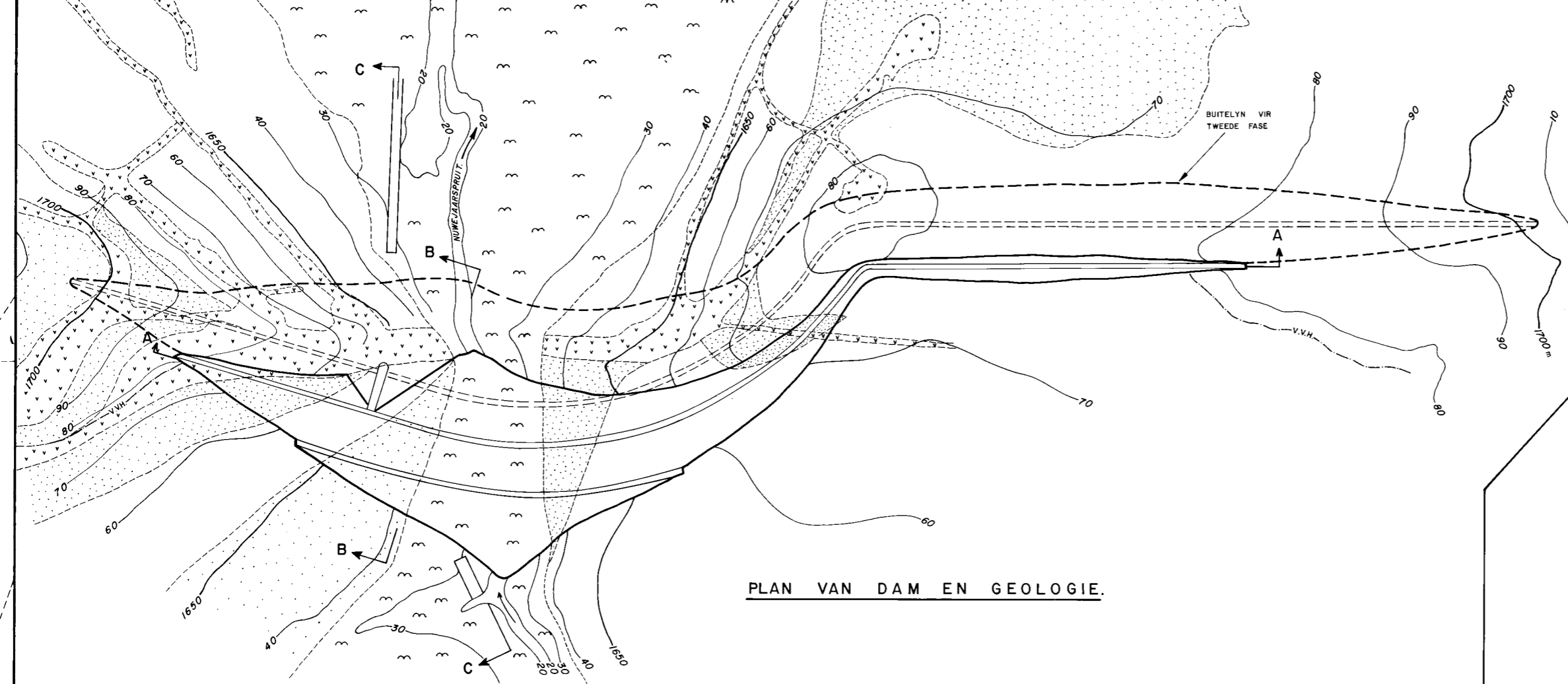
By die damterrein self het die vallei 'n byna perfekte driehoekige vorm en vanweë sy nabyheid aan die rant van die eskarp en die hoë riviergradiënt stroomaf van die terrein, was daar min alluvium in die rivier teenwoordig. 'n Klein afstand stroomop van die middellyn het dagsome van soliede rots teweens in die rivierbedding voorgekom. Enkele dagsome van graniet en diabaas kom voor teen die regterflank en verder stroomaf is soliede graniet teen die regterflank blootgestel. Die linkerflank was egter ietwat platter sonder enige dagsome en het 'n traptopografie wat dui op oppervlak-kruiping.

Die diepte van verwerking wissel oor kort afstande van enkele meter tot meer as 20m en die uitgrawingsdiepte vir die kernsloot wissel dienooreenkomstig. Geen besondere probleme is gedurende die konstruksiestadium ondervind nie (Myburgh, 1955).

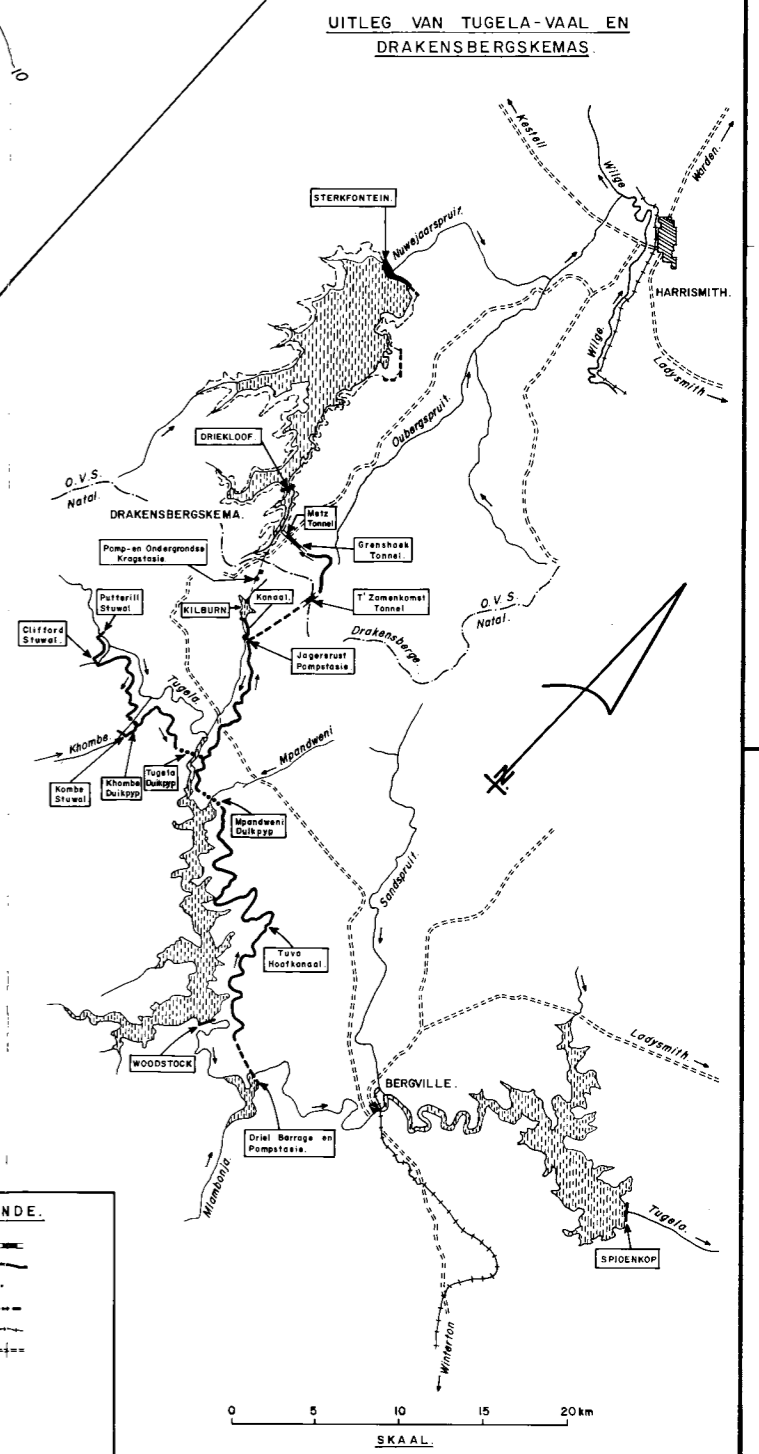
8.2.22 Sterkfonteindam (sien figuur 8.2.22 en foto 3.1.1)

Die damterrein en damkom word beslaan deur feitlik platliggende sandsteen, sliksteen en moddersteen van die Formasie Burgersdorp van die Groep Beaufort waarin daar heelwat plate en gange van doleriet voorkom. Die damwal self is slegs sowat 20 km van die rant van die Drakensbergeskarp geleë en die volvoorraadhoogte van die uiteindelijke dam is slegs 30m laer as die top van die Oliviershoekpas (Schall, 1971).

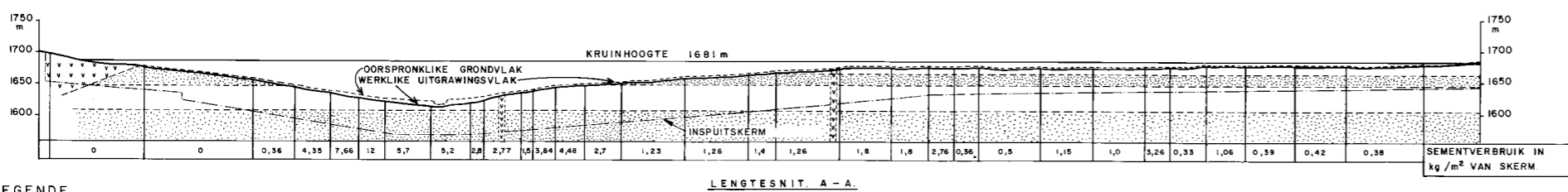
By die damterrein het 'n breë dolerietgang en netwerk van kleiner gange die verlaging van die riviervlak vertraag en vorm dit 'n plaaslike basisvlak vir erosie



PLAN VAN DAM EN GEOLOGIE.



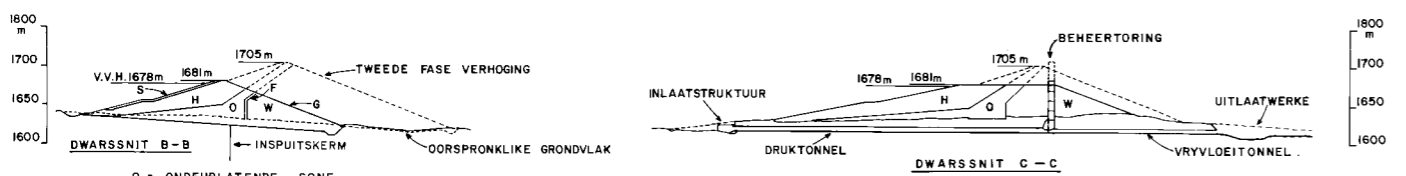
UITLEG VAN TUGELA-VAAL EN DRAKENBERGSKEMAS



- LEGENDE.**
- ALLUVIUM EN BOGROND.
 - SANDSTEEN MET ONDERGESKIKTE SLIKSTEENLAE. } FORMASIE BURGERSDORP.
 - MODDERSTEEN MET ONDERGESKIKTE SLIKSTEENLAE } GROEP BEAUFORT.
 - PLATE EN GANGE VAN DOLERIET.

- LEGENDE.**
- Tunnel
 - Kanol
 - Duikpyp
 - Pyplyn
 - Spoorweg
 - Pad

0 5 10 15 20 km
SKAAL



- O = ONDEURLATENDE SONE
H = HALFDEURLATENDE SONE
W = WILLEKEURIGE VULLING
S = STORTKLIP, 1m DIK LAAG
F = SKOORSTEENFILTERKANAAL
G = GRASBEDEKKING OP 0,5m BOGROND

0 50 100 150 200 250 300 350 400 450 500 550 600 650 700 750 800m
SKAAL / SCALE

FIGUUR 8.2.22
STERKFRONTEINDAM,
NUWEJAARSPRUIT
Liggingsplan, Geologie en Algemene Ontwerp

in die rivierprofiel. Stroomop van die damterrein het die Nuwejaarspruit vir minstens 10 km reeds 'n vlak van vereffening bereik en vloei dit teen 'n gradiënt van minder as 1,1 m/km. Stroomaf van die damterrein is die helling 1,5 m/km totdat die meer volwasse profiel van die Wilgerivier bereik word.

Die buitengewoon doeltreffende dam (sien paragraaf 8.6.1) word toegeskryf aan veral twee faktore:

- (i) 'n Lae riviergradiënt wat te danke is aan die hoë graad van volwassenheid van die rivier en die teenwoordigheid van weerstandbiedende dolerietintrusies wat 'n lokale basisvlak by die damwal verteenwoordig.
- (ii) Weerstandbiedende sandsteenlae in die sedimentêre opeenvolging wat laer af hoofsaaklik uit sagte moddersteen bestaan, vorm steil kante vir die damkom en dra daardeur by tot die gunstige gemiddelde diepte. Sagte moddersteen onderkant die sandsteen word maklik deur erosie verwyder en swig dan progressief onder die belasting van die oorliggende lae wanneer die insluitingsdruk van die kant af verwyder word en sodoende verbreed die bodem van die vallei.

Die grootste gedeelte van die middellyn word beslaan deur sandsteen met tussenlae van wisselende diktes van slijksteen en moddersteen van die Groep Beaufort. Aan die stroomafkant is daar 'n breë dolerietgang wat die vallei kruis en 'n aantal kleiner dolerietgange deurkruis die flanke, veral stroomaf van die breë gang.

Die dikte van die deklaag langs die flanke het gewissel van 0,5 tot 1,5m terwyl daar in die riviergedeelte 'n 1 tot 8m dik laag alluvium voorgekom het.

Onderkant die deklaag is die bodemrots hoogs tot matig verweer tot dieptes van tussen 8 en 15m.

Vir die damwal self was uitgraving beperk tot die verwydering van organiese bogrond langs die flanke (0,3 tot 0,8m) en van alluvium in die riviergedeelte (1 tot 8m). Daar is geen spesiale uitgraving vir 'n kernsloot gemaak nie en die kern is direk op bogrond of verweerde rots langs die flanke en op effens- tot matig verweerde rots in die riviergedeelte geplaas (Barnard, 1971).

Die grootste uitgraving op die terrein was vir die stilbak by die uitlaatwerke waar die uitlaattonnel eindig in 'n kanaal wat tot 'n diepte van 22m in effens- tot matig verweerde groen en rooi moddersteen uitgegrawe moes word. Die boonste helfte van die uitgraving is teen 'n helling van 1,5H:1V gedoen en die onderste teen 1H:1V. Verskeie groot grondverskuiwings (tot 50 m³) het aan die westekant van die boonste gedeelte van die sloot voorgekom. Hierdie materiaal het egter na ses tot agt weke gestabiliseer as gevolg van dreinerings en die uitgraving het vir meer as ses jaar sonder enige beskerming stabiel gebly.

In die steengroef vir stortklip is aanvanklik probleme ondervind omdat die doleriet langs diggespasiëerde chlorietge vulde naatvlakke gebreek het en derhalwe te fyn was om aan die vereiste gradering te voldoen. In die aanvanklike plofstof-laaipatroon was die breek= las ("burden") en spasiëring ("spacing") albei 1,5m met gate op 'n sig-sagpatroon. Na vele proefnemings is bevind dat fragmentasie beperk word indien die breeklas vergroot word na 2,5m en die spasiëring na 2m met gate op 'n roosterpatroon met rye parallel aan die skietfront.

Verskillende soorte grondvulmateriaal het as lense in die groefgebiede voorgekom en selfs met toetsgate op 'n rooster met spasiëring van 38m kon daar nie vooraf bepaal word waar die verskillende materiale aangetref sal word nie. Dit het die konstruksieprogram en kontrole oor vulmateriaal in die wal geweldig bemoeilik aangesien laaiskropebewegings nie geprogrammeer kon word nie en die kwaliteit van die materiaal in die dam eers bepaal kon

word nadat dit geplaas is. Sekere gedeeltes van die groefgebiede is totaal ongeskik bevind en groot hoeveelhede deklaagmateriaal is dus onnodig verwyder. Die verhouding van ongeskikte deklaagmateriaal tot bruikbare materiaal was 1:6 (Smit, 1978).

Met die oog op die tweede fase van verhoging van die damwal is daar 'n aantal monsters van die damwalmateriaal getoets en addisionele poriëedrukmetings in die wal uitgevoer. Die resultate van hierdie toetse dui daarop dat die materiaal in die damwal nie heeltemal ooreenstem met die ontwerpaannames nie en dat dit moontlik nodig sal wees om die aanvanklike ontwerp vir die verhoging heelwat te wysig (Sykes, 1980).

8.3 OMVANG VAN INGENIEURSGEOLOGIESE ONDERSOEKE

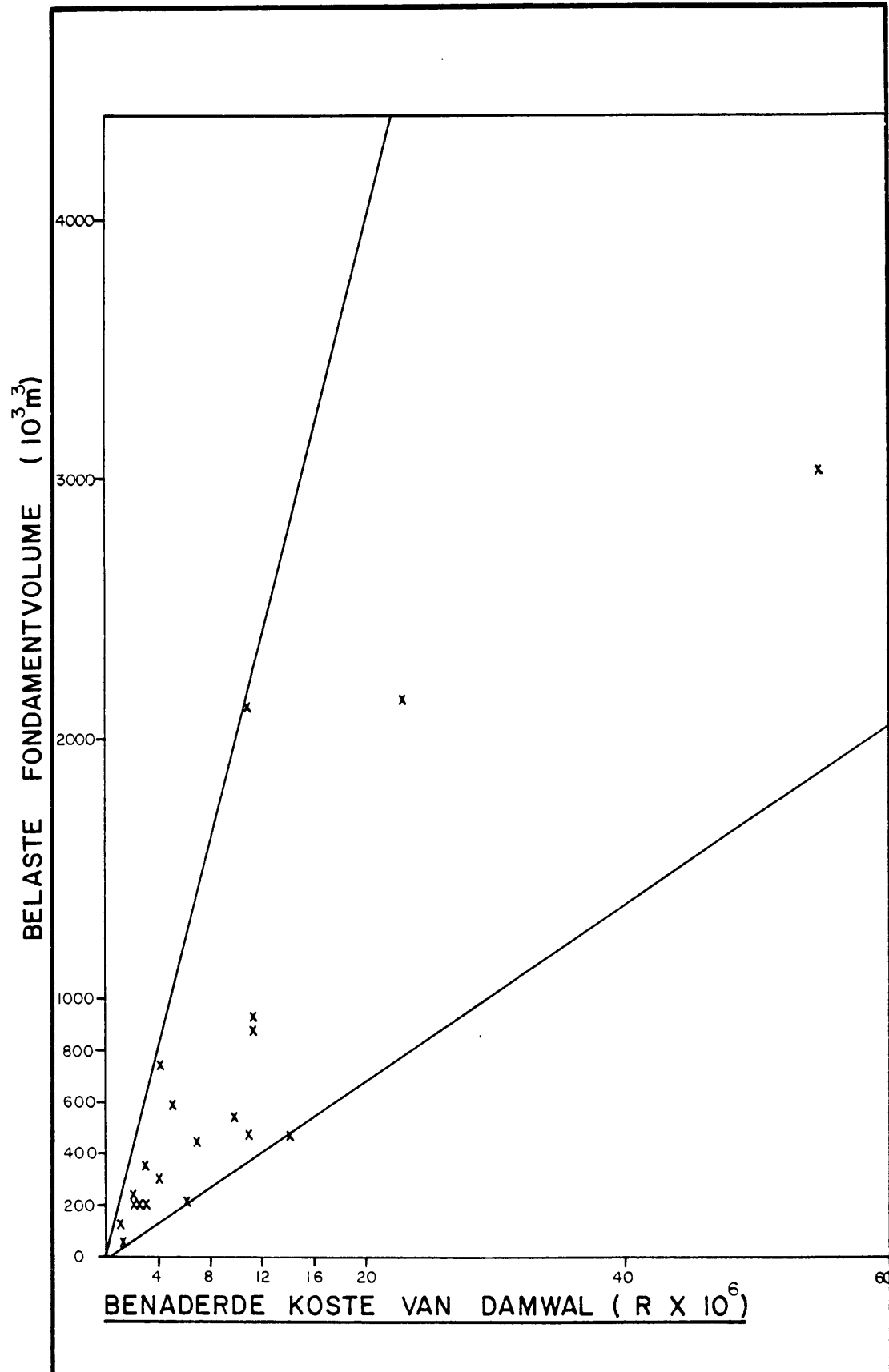
Die hoeveelheid geologiese of ingenieursgeologiese ondersoekwerk wat tydens die verskillende stadia van ondersoek (sien paragraaf 6.1) by die terreine vir groter damme uitgevoer is, het gewissel van niks (Hartebeestpoortdam) tot die mees omvattende program denkbaar (bv. Bridle Driftdam en H.F. Verwoerddam). Dit was nie moontlik om met behulp van die beskikbare rekords 'n volledige beeld te verkry van ondersoekwerk wat gedoen is met die oog op die verkryging van konstruksiemateriale nie (sien paragraaf 8.5) en die gegewens in die volgende paragrawe verwys dus slegs na fondamentondersoeke.

Tydens die verkenning- en uitvoerbaarheidstadia word daar dikwels ondersoeke ingestel by 'n aantal alternatiewe terreine. Inligting wat by ander terreine ingewin word, is gewoonlik van min waarde vir die bepaling van fondamente-toestande by die terrein waar die dam uiteindelik gebou word. Vir die doel van hierdie studie is slegs daardie ondersoekwerk wat by die werklike terrein gedoen is, in berekening gebring.

Die omvang van 'n ingenieursgeologiese ondersoek word soms gemeet in terme van die koste daarvan, uitgedruk as 'n persentasie van die totale boukoste van die struktuur en syfers van 0,25 tot 5 persent, afhange van die soort struktuur en kompleksiteit van die geologie, word algemeen aanvaar (Price en Knill, 1974). Die tekortkominge van hierdie eenvoudige maatstaf word egter duidelik as daar in aanmerking geneem word dat die koste van 'n struktuur dikwels geen verband het met die oppervlakte of intensiteit van fondamentbelasting nie en glad nie die kompleksiteit en toestand van fondamentmateriale weerspieël nie (sien paragrawe 8.3.1 en 8.3.2 en figuur 8.3.1).

Price en Knill (1974) het die omvang van ingenieursgeologiese ondersoekwerk uitgedruk in terme van die verhouding tussen die volume materiaal wat met behulp van boorwerk bemonster is en die volume fondamentmateriaal wat belas word deur die struktuur. Hierdie benadering is veel beter as die vorige, maar lewer probleme op wanneer dit in die praktyk toegepas word, hoofsaaklik vanweë die feit dat die inligting wat van dagsome en subdagsome van die bodemrots asook van ander ondersoekmetodes soos geofisiese opnames of toetstonnels verkry kan word, buite rekening gelaat word. Vir berekening van die volume van belaste materiaal het Price en Knill (1974) die maksimumdiepte van belasting geneem as twee-derdes van die hoogte van betondamme en een-derde van die hoogte van vuldamme en dit oor die totale fondamentoppervlakte toegepas. Hierdie metode is egter onsensitief vir die intensiteit van belasting en gee buitensporige hoë belaste volumes vir vuldamme.

Vir die doel van hierdie studie is die belaste volume uitgedruk as 'n funksie van die volume materiaal in die damwal en die soort dam. Die soort dam word weerspieël deur die verhouding tussen die hoogte en die basiswydte van die wal en 'n benaderde belaste fondamentvolume (V_f) kan dus soos volg bereken word:



FIGUUR 8.3.1 VERBAND TUSSEN DIE BENADERDE BOUKOSTE EN BELASTE FONDAMENTVOLUME VAN GROTER DAMME IN SUID-AFRIKA.

$$V_f = \frac{H \cdot V_d}{W} \text{ m}^3$$

waar H die maksimum hoogte van damwal,
 W die maksimum basiswydte van damwal en
 V_d die volume materiaal in damwal is.

Die berekende waardes vir V_f vir al die groter damme in Suid-Afrika word in tabel 8.3.1 aangegee.

Vir die berekening van die volume materiaal wat bemonster of beskikbaar was vir ondersoek, is die volgende aannames gemaak:

- (i) Aaneenlopende dagsome van soliede rots: Elke meter soliede rotsdagsom langs die middellyn verteenwoordig 'n monster van 1 m^3 .
- (ii) Vlakliggende bodemrots (dagsome sowel as subdagsome): Elke meter vlakliggende rots langs die middellyn verteenwoordig 'n monster van $0,1 \text{ m}^3$.
- (iii) Kernboorwerk en of onversteurde grondmonsterneming: Relatief onversteurde monsters wat deur sulke boorwerk verkry word, voorsien inligting oor 'n groter volume materiaal as slegs die volume van die monster self en daar is aanvaar dat elke meter boorkern 'n silindriese monster met lengte van 1m en diameter (D) van 1,13m verteenwoordig. Die volume "monster" per meter geboor (V_b) is derhalwe soos volg bereken:

$$V_b = L \cdot \pi \left(\frac{D}{2}\right)^2 \approx L \text{ m}^3$$

waar L = lengte geboor in meter.

- (iv) Toetsgate/slote/tonnels: Die werklike uitgrawingsvolume is geneem as die volume van die monster.

- (v) Geofisiese metodes: Daar is aangeneem dat elke meetpunt (gefoonpunt vir seismiese en dieptemetingpunt vir elektriese metings) 'n monster van 1 m^3 verteenwoordig.

Tabel 8.3.1 GEGEWENS OMTRENT VOLUME MONSTER BESKIKBAAR VIR ONDERSOEK
VAN GROTER DAMME NA DIE VERKENNINGSONDERSOEK

NAAM VAN DAM	LENGTE					VOLUMES (m ³)		ONDERSOEK- VERHOUDING (VERKENNING) O _{vv} (%) = $\frac{a}{V_f} \times 100$
	MIDDEL= LYN (m)	SOLIEDE DAGSOME		VLAK LIGGENDE ROTS		MONSTER (a)	BELAS x 10 ³ (V _f)	
		%	L _{sol} (m)	%	L _{vlak} (m)			
LUBISI	268	15	43	40	114	54	345	0,016
PAUL SAUER	317	30	95	50	158	111	2114	0,005
ROODE ELSBERG	274	40	109	70	192	128	586	0,022
JOZINI	515	5	26	25	128	39	2139	0,002
P.K. LE ROUX	770	30	231	60	462	277	4388	0,006
HARTEBEESTPOORT	140	50	70	70	98	80	192	0,04
ROODEPLAAT	351	50	175	75	263	202	227	0,09
KATRIVIER	482	25	120	50	241	145	743	0,02
H.F. VERWOERD	960	5	48	30	288	77	3027	0,003
BLYDERIVIERSPOORT	240	40	96	60	144	110	542	0,02
SPIOENKOP	472	10	47	30	142	61	478	0,013
LAKENVALLEY	290	20	58	80	232	81	150	0,05
ELANDSKLOOF	167	60	100	90	150	115	55	0,21
HAZELMERE	457	15	69	30	137	82	215	0,04
BEAUFORT WEST	155	60	93	80	124	105	133	0,08
OHRIGSTAD	387	20	77	50	193	97	193	0,05
WEMMERSHOEK	520	5	26	30	156	42	924	0,004
BRIDLE DRIFT	540	5	27	20	108	38	191	0,02
VAALDAM	3301	10	330	15	495	380	465	0,08
FANIE BOTHA	1155	3	35	5	58	40	446	0,009
EBENEZER	312	1	3	5	16	5	215	0,003
STERKFORTEIN	2359	10	236	50	1179	354	870	0,04

$$(a) = L_{sol} + 0,1 L_{vlak}$$

Met behulp van bogenoemde aannames was dit moontlik om te bepaal hoeveel inligting (in terme van monster-volume) na die verskillende ondersoekstadia vir elke terrein beskikbaar was. Dit was egter nie moontlik om vas te stel in hoeveel detail hierdie monsters materiaal in werklikheid ondersoek is nie en vir die doel van hierdie studie word die omvang van 'n ingenieursgeologiese ondersoek uitgedruk in terme van die volume materiaal wat vir ondersoek beskikbaar was.

Die ondersoekverhouding (O_v), gedefinieer as die volume van beskikbare monster gedeel deur die belaste volume en uitgedruk as 'n persentasie, kan nou gebruik word as 'n maatstaf om die omvang van 'n ingenieursgeologiese ondersoek by 'n damterrein mee uit te druk.

8.3.1 Ondersoekverhouding vir verskillende ondersoekstadia

(a) Verkenningstadium

Ondersoekwerk tydens die verkenningstadium was meesal beperk tot 'n vlugtige besoek deur 'n geoloog en die enigste beskikbare materiaal (of monster) vir ondersoek was dagsome of subdagsome van rots op die terrein. Met behulp van inligting uit verslae oor die verkenningsondersoeke en van lugfoto's van die gebied om die damwalle, is beramings gemaak van die persentasies van die middellyne waarlangs daar soliede of subdagsome voorgekom het. Die resultate van hierdie berekenings volgens paragrawe 8.3 (i) en (ii) vir al die groter damme word in tabel 8.3.1 gegee.

Ondersoekverhoudings na afloop van die verkenningstadium (O_{vv}) wissel van 0,002 persent by terreine waar grond of alluvium die grootste gedeelte van die middellyn bedek het (Jozinidam) tot 0,21 persent by terreine waar daar feitlik aaneenlopende rotsdagsome voorgekom het (Elands-kloofdam). Die gemiddelde verkennings-ondersoekverhouding vir al die groter damme is 0,037 persent.

(b) Uitvoerbaarheidstadium

Die beskikbare volume van monsters vir hierdie stadium sluit die inligting van die verkenningstadium in, asook inligting van alle boorwerk, geofisiese opnames en toetslote of tunnels wat gedurende die uitvoerbaarheidstadium gedoen is. Die resultate van hierdie berekenings word in tabel 8.3.2 getoon en die verhouding tussen belaste volume en monstervolume word grafies in figuur 8.3.2 voorgestel.

Onderzoekverhoudings na afloop van die uitvoerbaarheidstadium (O_{vu}) wissel van minder as 0,1 persent by terreine waar daar nie voldoende tyd was vir meer volledige ondersoeke nie (Jozinidam en Katrivierdam), of waar die posisie en soort dam deur ander faktore bepaal is (Wemmershoekdam) tot meer as 1 persent by terreine met besondere moeilike fondamenttoestande (Lakenvallydam). Die gemiddelde uitvoerbaarheids-onderzoekverhouding vir al die groter damme is 0,35 persent.

(c) Ontwerpstadium

Alle onderzoekwerk by terreine (insluitende verkennings- en uitvoerbaarheidsondersoeke) wat gedoen is voordat daar met werklike fondamentuitgraving begin is, is as deel van die ontwerponderzoek beskou.

In die praktyk, en veral in die geval waar damme deur konstruksiespanne van die Departement van Waterwese gebou word, gebeur dit dikwels dat daar met konstruksiewerk begin word voordat die ontwerp van die dam gefinaliseer is. Ten einde die omvang van ontwerp-ondersoeke vir sulke damme op 'n vergelykbare basis met ander ondersoeke te kan plaas, is alle onderzoekwerk wat tydens die konstruksiestadium gedoen is as konstruksie-ondersoeke geklassifiseer en ontwerp-spesifikasies wat uit sulke ondersoeke gespruit het, is as ontwerp-wysigings geklassifiseer.

TABEL 8.3.2

GEGEWENS OMTRENT VOLUME MONSTER BESKIKBAAR VIR FONDAMENTONDERSOEK VAN GROTER DAMME NA DIE UITVOERBAARHEIDSONDERSOEK

NAAM VAN DAM	ONDERSOEKWERK TYDENS UITVOERBAARHEIDSTADIUM					VOLUME MONSTER (m ³) PER STADIUM			ONDERSOEK= VERHOUDING (UITVOERB.) O_{vu} (%) $= \frac{b}{V_f} \times 100$
	GEOFISIKA		BOORDIEPTE (m)		TOETSGAT/ SLOOT/ TONNEL VOLUME (m ³)	UITVOER= BAARHEID ALLEEN	VERKEN= NING	UITVOER= BAARHEID TOTAAL (b)	
	SOORT	AANTAL MEET= PUNTE	AWEGAAR	KERN/ MONSTER (V _b)					
LUBIST	-	-	-	620	-	620	54	674	0,2
PAUL SAUER	-	-	-	1083	-	1083	111	1194	0,06
ROODE ELSBERG	-	-	-	2074	-	2074	128	2202	0,38
JOZINI	-	-	-	290	-	290	39	329	0,02
P.K. LE ROUX	-	-	-	6646	-	6646	277	6923	0,16
HARTEBEESTPOORT	-	-	-	-	-	0	80	80	0,04
ROODEPLAAT	-	-	-	247	-	247	202	409	0,18
KATRIVIER	-	-	-	280	-	280	145	425	0,06
H.F. VERWOERD	-	-	-	4881	-	4881	77	4958	0,16
BLYDERIVIERSPOORT	-	-	-	2114	-	2114	110	2224	0,4
SPIOENKOP	-	-	-	2240	-	2240	61	2301	0,48
LAKENVALLEY	-	-	-	1583	-	1583	81	1664	1,10
ELANDSKLOOF	-	-	-	102	-	102	115	217	0,39
HAZELMERE	-	-	-	1676	-	1676	82	1758	0,82
BEAUFORT WEST	-	-	-	662	-	662	105	767	0,58
OHRIGSTAD	-	-	-	510	-	510	97	607	0,31
WEMMERSHOEK	-	-	-	600	30	630	42	672	0,07
BRIDLE DRIFT	-	-	-	2320	-	2320	38	2358	1,23
VAALDAM	Elek.	20	-	300	60	380	380	760	0,16
FANIE BOTHA	Elek.	160	-	1295	-	1455	40	1495	0,34
EBENEZER	Elek.	500	-	300	-	800	5	805	0,37
STERKFORTEIN	Seism.	50	-	1125	-	1175	354	1529	0,17

Die beskikbare volume van monster vir hierdie stadium sluit die inligting van alle vorige stadia in, sowel as die inligting wat tydens die ontwerponderzoek ingesamel is en word in tabel 8.3.3 aangetoon. Die verhouding tussen belaste volume en monstervolume word ook grafies in figuur 8.3.2 voorgestel.

Onderzoekverhoudings nā die ontwerp stadium (O_{vo}) wissel van minder as 0,1 persent in die gevalle van damme waar die noodsaaklikheid van onderzoekwerk nie besef is nie (Hartebeestpoortdam, Paul Sauerdam en Wemmershoekdam) of die tyd vir verdere onderzoekwerk ontbreek het (Katrivierdam) tot meer as 1 persent waar moeilike geologiese toestande ondervind is (Lakenvalleydam) of 'n buitengewoon volledige onderzoek uitgevoer is (Bridle Driftdam). Die gemiddelde ontwerp-onderzoekverhouding vir al die groter damme in Suid-Afrika is 0,46 persent.

(d) Konstruksiestadium

Tydens fondamentuitgraving en boorwerk vir fondament= inspuiting en dreinerings word daar meteens 'n ontsaglike groot monster vir onderzoekdoeleindes beskikbaar gestel. Hierdie inligting bring dikwels onverwagte geologiese toestande aan die lig wat kan lei tot meerdere of mindere wysigings aan die ontwerp. Die addisionele koste verbonde aan sulke ontwerp wysigings kan beskou word as 'n maatstaf van die sukses (of mislukking) van die onderseepoging en word verder in paragraaf 8.9 bespreek.

8.3.2 Koste van onderzoekwerk

Benaderde kostes van onderzoekwerk vir elk van die onderseepstadia teen huidige (1978/79) pryse is verkry met behulp van die gegewens in tabelle 8.3.1 tot 8.3.3 en die volgende aannames:

TABEL 8.3.3

GEGEWENS OMTRENT VOLUME MONSTER BESKIKBAAR VIR FONDAMENTONDERSOEK VAN GROTER DAMME NA DIE ONTWERPONDERSOEK

NAAM VAN DAM	ONDERSOEKWERK VIR ONTWERPSTADIUM				TOETSGAT/ SLOOT/ TONNEL VOLUME (m ³)	VOLUME MONSTER (m ³) PER STADIUM			ONDERSOEK= VERHOUDING (ONTWERP) O _{vo} (%) $c/v_f \times 100$
	GEOFISIKA		BOORDIEPTE (m)			ONTWERP= STADIUM ALLEEN	UITVOER= BAARHEID TOTAAL	ONTWERP TOTAAL (c)	
	SOORT	AANTAL MEET= PUNTE	AWE= GAAR	KERN/ MONSTER (V _b)					
LUBISI	-	-	-	-	-	0	674	674	0,20
PAUL SAUER	-	-	-	-	-	0	1194	1194	0,06
ROODE ELSBERG	-	-	-	-	-	0	2202	2202	0,38
JOZINI	-	-	-	4530	2100	6630	329	6959	0,32
P.K. LE ROUX	MIKROSEIS	350	-	4844	3024	8218	6923	15141	0,35
HARTEBEESTPOORT	-	-	-	?	-	0	80	80	0,04
ROODEPLAAT	-	-	-	-	-	0	409	409	0,18
KATRIVIER	-	-	-	-	-	0	425	425	0,06
H.F. VERWOERD	MIKROSEIS	400	-	5276	5870	11546	4958	16504	0,55
BLYDERIVIERSPOORT	SEISMIES	20	-	1463	90	1573	2224	3797	0,70
SPIOENKOP	-	-	-	-	-	0	2301	2301	0,48
LAKENVALLEY	-	-	-	-	-	0	1664	1664	1,10
ELANDSKLOOF	-	-	-	125	-	125	217	342	0,62
HAZELMERE	-	-	-	-	80	80	1758	1838	0,85
BEAUFORT WEST	-	-	-	-	-	0	767	767	0,58
OHRIGSTAD	-	-	-	-	-	0	607	607	0,31
WEMMERSHOEK	-	-	-	-	-	0	672	672	0,07
BRIDLE DRIFT	-	-	-	-	-	0	2358	2358	1,23
VAALDAM	-	-	-	-	-	0	760	760	0,16
FANIE BOTHA	-	-	-	1060	-	1060	1495	2555	0,57
EBENEZER	-	-	-	1180	-	1180	805	1985	0,91
STERKFORTEIN	-	-	-	2860	-	2860	1529	4389	0,50

- (a) Verkenningsondersoeke kos R2 000 per terrein.
- (b) Diamant/grondmonsterboorwerk kos R50 per meter.
- (c) Geofisiese opnames kos R10 per meetpunt.
- (d) Toetstonnels/slote kos R50 per kubieke meter.
- (e) Professionele koste: 25 persent van b, c en d.

Ten einde die koste van ondersoekwerk met die konstruksie= koste van die damwal te kan vergelyk, is 'n vereenvoudigde teoretiese kosteraming vir elk van die damme teen huidige (1978/1979) pryse gemaak. Die volgende eenheidskoste is aanvaar (Departement van Waterwese, 1979):

- (i) Grondvulling : R2 per m³
- (ii) Rotsvulling : R4 per m³
- (iii) Beton : R40 per m³

Die berekende kostes van ondersoek en konstruksie vir elk van die groter damme verskyn in tabel 8.3.4. Die ondersoek= koste, uitgedruk as 'n persentasie van die boukoste wissel van 0,07 persent in die geval van Hartebeestpoortdam tot 5,7 persent in die geval van Ebenezerdam en is gemiddeld 1,88 persent vir al die terreine.

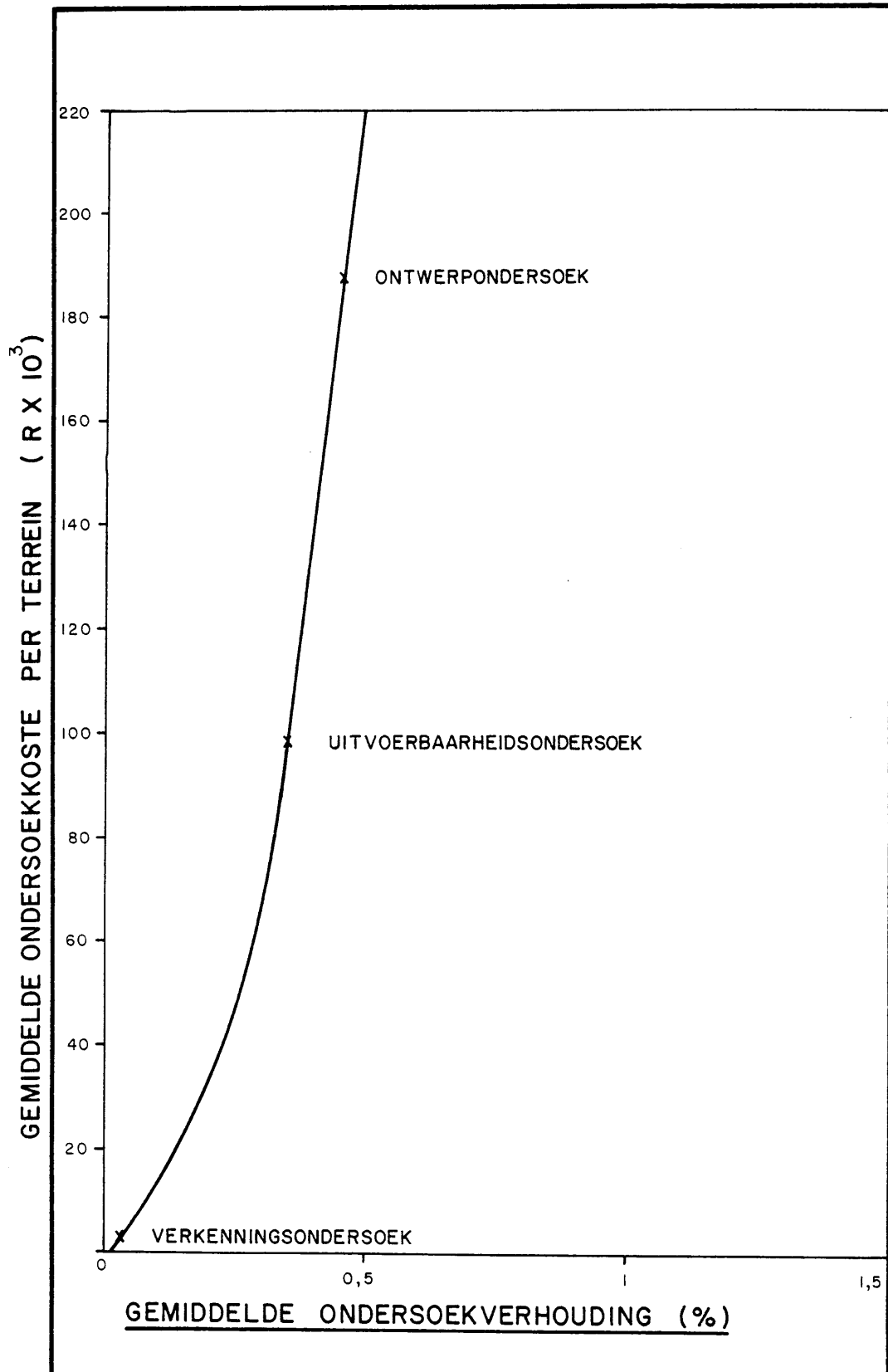
'n Grafiek (figuur 8.3.3) van gemiddelde waardes vir die ondersoekskoste (tabel 8.3.4) en die ondersoekverhoudings (paragraaf 8.3.1) toon die eksponensiële toename in koste vir verhoogde ondersoekverhoudings.

8.4 RESULTATE VAN FONDAMENTONDERSOEKE

Ingenieursgeologiese ondersoek vir die fundamente van damme word normaalweg in verskillende stadia uitgevoer (sien hoof= stuk 6). Die resultate van ondersoek vir die groter damme in Suid-Afrika wat in elk van die stadia behaal is, word in die volgende paragrawe beskryf.

TABEL 8.3.4 BENADERDE ONDERSOEKKOSTE VIR GROTER DAMME IN SUID-AFRIKA

NAAM VAN DAM	KOSTE VAN ONDERSOEKE VIR VERSKILLENDE STADIA (R x 10 ³)				TEORETIESE KOSTE VAN DAMWAL (R x 10 ⁶)	ONDERSOEK= KOSTE AS PERSENTASIE VAN DAMKOSTE
	VERKEN.	UITVOER	ONTWERP	TOTAAL		
LUBISI	2	39	0	41	3,1	1,32
PAUL SAUER	2	67,7	0	69,7	10,7	0,65
ROODE ELSBERG	2	130	0	132	4,6	2,9
JOZINI	2	18,1	414,3	434	23	1,9
P.K. LE ROUX	2	415,4	496,1	914	52	1,75
HARTEBEESTPOORT	2	0	0	2	2,7	0,07
ROODEPLAAT	2	15,5	0	17,5	2,2	0,79
KATRIVIER	2	17,5	0	19,5	4,3	0,45
H.F. VERWOERD	2	305	701,6	1008,6	55	1,83
BLYDERIVIERSPOORT	2	132,1	97,4	231,5	9,2	2,52
SPIOENKOP	2	296	0	298	15,3	1,95
LAKENVALLEY	2	99	0	101	4,3	2,35
ELANDSKLOOF	2	6,4	7,9	16,3	1,6	1,02
HAZELMERE	2	104,8	5	111,8	6,2	1,80
BEAUFORT WEST	2	41,4	0	43,4	1,4	3,10
OHRIGSTAD	2	31,8	0	33,8	2,1	1,61
WEMMERSHOEK	2	39,3	0	41,3	11,5	0,36
BRIDLE DRIFT	2	145	0	14,7	3,1	4,70
VAALDAM	2	24	0	26	11,4	0,23
FANIE BOTHA	2	93	66,2	161,2	7,2	2,24
EBENEZER	2	56,3	73,8	132	2,3	5,70
STERKFORTEIN	2	74,1	178,8	254,9	11,6	2,20
GEMIDDELD	2	97,8	92,8	186,6		1,88



FIGUUR 8.3.3 VERBAND TUSSEN GEMIDDELDE ONDERSOEKKOSTE PER TERREIN EN GEMIDDELDE ONDERSOEKVERHOUDING.

8.4.1 Verkenningsondersoeke

Die belangrikste oogmerke van 'n verkenningsondersoek is:

- (i) die identifikasie van belangrike geologiese probleme,
- (ii) die bepaling van algemene fondamenttoestande en
- (iii) die voorlopige keuse tussen alternatiewe terreine.

Die resultate van hierdie ondersoeke by elk van die groter damme word in tabel 8.4.1 opgesom (sien ook paragrawe 8.2.1 tot 8.2.22).

Ten spyte van die feit dat verkenningsondersoeke by meeste van hierdie terreine beperk was tot 'n vlugtige besoek deur 'n geoloog en 'n kort verslag, blyk dit tog dat belangrike geologiese probleme reeds by vyf terreine waargeneem kon word. Vir agt van die voorgestelde damme was daar geen vergelykbare alternatiewe terreine beskikbaar nie maar van die oorblywende veertien, kon alternatiewe terreine in sewe gevalle reeds op grond van fondamenttoestande uitgeskakel word.

8.4.2 Uitvoerbaarheidsondersoeke

Die oogmerke van 'n ingenieursgeologiese ondersoek tydens die uitvoerbaarheidstadium is om voldoende geologiese inligting aan die beplanningsingenieur te voorsien om hom in staat te stel om:

- (i) die finale keuse tussen alternatiewe terreine te kan maak,
- (ii) 'n voorlopige ontwerp van die damwal uit te voer en
- (iii) 'n redelike akkurate kosteraming vir die struktuur te kan maak.

TABEL 8.4.1 RESULTATE VAN VERKENNINGSONDERSOEKE

NAAM VAN DAM	AARD VAN BELANGRIKE GEOLOGIESE PROBLEME	ALGEMENE FON= DAMENTTOESTANDE	VERGELYKING MET ALTERNATIEWE TERREINE
LUBISI	Geen	Gunstig	Geen alternatiewe
PAUL SAUER	Deurlatende alluvium	Gunstig	Beter oriëntasie van laagvlakke
ROODE ELSBERG	Geen	Gunstig	Minder alluvium
JOZINI	Geen	Gunstig	Onseker
P.K. LE ROUX	Kolkgat stroomaf	Gunstig	Geen alternatiewe
HARTEBEESTPOORT	-	-	-
ROODEPLAAT	Geen	Baie gunstig	Beter fondamenttoe= stande
KATRIVIER	Geen	Gunstig	Onseker
H.F. VERWOERD	Geen	Gunstig	Geen alternatiewe
BLYDERIVIERSPOORT	Geen	Gunstig	Onseker
SPIOENKOP	Diep verwering	Redelik gunstig	Onseker
LAKENVALLEY	Geen	Redelik gunstig	Geen alternatiewe
ELANDSKLOOF	Ongunstige oriënta= sie van laagvlakke	Redelik gunstig	Minder verwering
HAZELMERE	Geen	Gunstig	Geen alternatiewe
BEAUFORT WEST	Geen	Baie gunstig	Dikker doleriet
OHRIGSTAD	-	-	-
WEMMERSHOEK	Dik alluvium	Ongunstig	Geen alternatiewe
BRIDLE DRIFT	Geen	Gunstig	Geen alternatiewe
VAALDAM	Geen	Gunstig	Beter fondament vir oorloopgedeelte
FANIE BOTHA	Geen	Gunstig	Beter fondament vir oorloopgedeelte
EBENEZER	Geen	Gunstig	Geen alternatiewe
STERKFORTEIN	Geen	Gunstig	Onseker

Die inligting oor en beskrywing van fondamenttoestande moet dus sodanig wees dat die ingenieur die koste vir enige soort damwal kan beraam ten einde die mees ekonomiese veilige ontwerp te kan kies. In die praktyk gebeur dit egter selde dat die ondersoekresultate op so 'n manier aangebied word en vir die doel van hierdie studie was dit nodig om 'n nuwe metode uit te werk waarvolgens die geskiktheid van die fondamenttoestande by elke terrein vir alle soorte damme beraam kon word. Die fondamentvereistes vir verskillende soorte damme wat gebruik was, is die volgende (sien ook hoofstuk 4):

(a) Grondvuldamme

Die geskiktheid van die fondament vir 'n grondvuldam berus op die vereiste uitgrawingsdiepte vir die wal as geheel en vir fondamentafdigting. Die belasting van 'n grondvuldam is sodanig dat dit meesal slegs nodig is om die laag organiese bogrond te verwyder om fondamentmateriaal met voldoende dravermoë (sowat 1 000 kPa) te bereik. 'n Nominale uitgrawingsdiepte van 1m word as normale konstruksiepraktyk aanvaar en dit is slegs wanneer dieper uitgrawing vereis word, dat daar betekenisvolle kostestygings ter sprake kom (Thomas, 1976).

'n Afsluitsloot van 2 tot 3m diepte onderkant die damwal word in die meeste omstandighede voorgeskryf ten einde die deursypelingspad te verleng of om die ondeurlatende kern van die damwal in kontak te bring met relatief ondeurlatende fondamentmateriaal of materiaal wat deur inspuiting ondeurlatend gemaak kan word. Die koste van so 'n afsluitsloot is gering in vergelyking met die totale damboukoste (Sherard et al, 1963).

In gevalle waar daar egter 'n laag hoogs deurlatende en waterversadigde alluvium van meer as 3m dikte voorkom, is dit gewoonlik nodig om afdigting met behulp van 'n floddersloot te voorsien. Die koste van hierdie tegniek beloop tans (1979) sowat R200 per vierkante meter van die afsluitskerm en kan 'n aansienlike invloed uitoefen op die koste van die dam (Parry-Davies, 1979).

Vir groter damme word fondamentinspuiting normaalweg uitgevoer maar die koste daarvan verteenwoordig selde meer as 5 persent van die totale boukoste en is nie hier in berekening gebring nie (Cambefort, 1977).

(b) Rotsvuldamme

Die geskiktheid van die fondament vir 'n rotsvuldam berus op dieselfde beginsels as vir 'n grondvuldam behalwe vir die feit dat die fondamentmateriaal 'n groter dravermoë (minstens 2 MPa vir damme van 50m of hoër) moet hê. Dit is dus dikwels nodig om dieper uit te grawe om geskikte fondamenttoestande te verkry en omdat hierdie uitgrawing so 'n groot oppervlakte beslaan, verteenwoordig dit 'n belangrike kostefaktor (Swiger, 1973).

Die koste vir fondamentinspuiting is van dieselfde orde as vir grondvuldamme.

(c) Swaartekragdamme

Vir hierdie soort wal is dit die uitgrawingsdiepte, oriëntasie van diskontinuïteitsvlakke en deurlatendheid wat die geskiktheid van die fondament bepaal. Die effek van ongunstig georiënteerde diskontinuïteite kan egter meesal uitgeskakel word deur dieper uitgrawing veral in die hakegedeelte van die wal en aangesien fondamentinspuiting normaalweg nie meer as 5 persent van die koste van 'n dam verteenwoordig nie, kan die fondamenttoestande slegs in terme van uitgrawingsdiepte uitgedruk word.

Vir die fondament van 'n swaartekragdam van 50 tot 100m hoog word "goeie" kwaliteit rots (klas II volgens die geomeganiese-klassifikasiesistelsel) vereis. Dit verteenwoordig normaalweg onverweerde of effens verweerde rots van matige tot hoë sterkte wat matig- tot wydgespasieerde nate sonder vulmateriaal bevat. Die modulus van elastisiteit van die rotsmassa behoort meer as 5 GPa, die wrywingshoek meer as 40° en die deurlatendheid ná fondamentinspuiting behoort minder as 1×10^{-6} m/sek te wees (Thomas, 1976).

(d) Boogdamme

Fondamentuitgraving vir 'n boogwal is nie noodwendig dieper as vir 'n swaartekragwal nie maar daar is 'n aantal faktore wat 'n terrein minder geskik of ongeskik vir die bou van 'n boogdam kan maak. Die belangrikstes hiervan is die volgende (Copen et al, 1977):

- (i) Groot variasies in vervormingsmoduli.
- (ii) Ongunstige oriëntasies van diskontinuiteitsvlakke, veral langs die flanke.
- (iii) Onvoldoende bestutting deur die hoër flankgedeeltes.

Die normale metodes om stabiliteit vir 'n boogdam onder sulke omstandighede te verkry is met behulp van dieper uitgraving, verankering of deur die oorskakeling na swaartekragstutblokke. Al hierdie metodes is baie duur en kan die geskiktheid van 'n terrein vir 'n boogwal ernstig affekteer. Vir die doel van hierdie ontleding is daar aanvaar dat dieper fundamentuitgraving vir alle toestande kan kompenseer.

Die koste van fondamentinspuiting is nie in berekening gebring nie.

(e) Saamgestelde damme

Saamgestelde damme word dikwels gebou waar 'n betonoorloopgedeelte vereis word vanweë hoë vloedspitse en waar fondamenttoestande oor 'n bepaalde gedeelte van die terrein geskik is vir die bou van 'n swaartekraggedeelte.

Aangesien die betongedeelte hoofsaaklik gebou word om as oorloop te dien, is daar aanvaar dat dit om ekonomiese redes so kort as moontlik gehou moet word en dat dit in die riviergedeelte van die terrein geplaas sal word.

Ten einde die minimumlengte vir so 'n oorloopgedeelte te bepaal, is al die groter damme met normale oorvloei-oorloopstrukture ontleed in terme van hulle oorloopkapasiteit

(tabel 8.1.2) en daar is bevind (sien figuur 8.4.1) dat 'n aanvaarbare lengte van so 'n oorloop benader kan word deur middel van die volgende vereenvoudigde formule:

$$\text{Lengte (m)} = 50 + 0,03V$$

waar V = oorloopkapasiteit in duisende kumek.

Met behulp van hierdie vergelyking en die bestaande oorloopkapasiteite is aanvaarbare minimum oorlooplengtes vir elk van die damme bepaal (tabel 8.4.2).

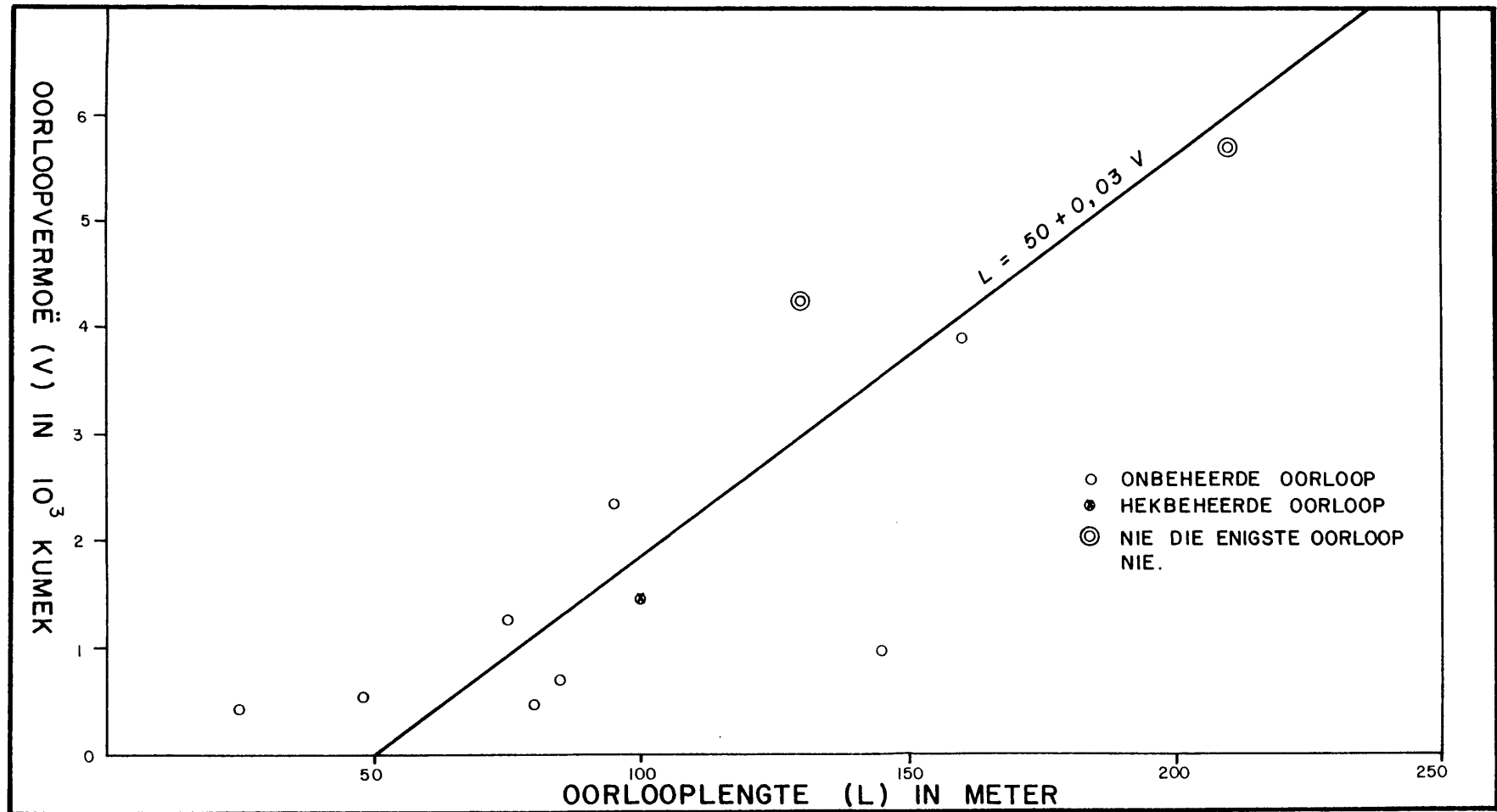
Vir die bepaling van die geskiktheid van fondamenttoestande vir saamgestelde damme is dieselfde oorwegings as vir swaartekrag- en grondvuldamme gebruik.

Verder is aanvaar dat die geskiktheid van die fondamenttoestande vir verskillende soorte damme verteenwoordig word deur die koste aan vereiste uitgrawings (en terugvulling) om geskikte fondamenttoestande te bereik, uitgedruk as 'n persentasie van die totale boukoste van die struktuur.

Dit was onmoontlik om met behulp van die beskikbare gegewens, akkurate kosteberekenings vir die strukture self of vir fondamentbehandeling te doen. Vir die doel van hierdie studie is daar egter gepoog om 'n basis te vind waarvolgens redelike betroubare vergelykings tussen verskillende soorte strukture op dieselfde terrein gemaak kan word.

Die prosedure wat vir hierdie berekenings gevolg is, was soos volg:

- (i) 'n Gemiddelde damwalhoogte van 50m bokant natuurlike grondvlak is vir al die soorte damme gebruik.
- (ii) Die volume van 'n 1m-lengte damwal vir elk van die soorte damme is bereken:
Grondwalhellings is geneem as 1V:3H aan beide kante.



FIGUUR 8.4.1 VERBAND TUSSEN OORLOOPLENGTE EN OORLOOPVERMOË VAN GROTER DAMME MET OORVLOEI - OORLOPE.

TABEL 8.4.2 BEREKENING VAN MINIMUM OORLOPLENGTES VIR OORVLOEI-
OORLOPE VAN GROTER DAMME

NAAM VAN DAM	OORLOOP= VERMOË (kumek)	WERKLIKE OORLOOP= LENGTE (m)	MINIMUM OORLOPLENGTE (Bereken volgens $L = 50 + 0,03V$)	
			(m)	% VAN KRUINLENGTE
LUBISI	1250	75	88	33
PAUL SAUER	4248	-	177	56
ROODE ELSBERG	708	85	71	26
JOZINI	5700	210	221	43
P.K. LE ROUX	20400	-	662	86
HARTEBEESTPOORT	2322	-	120	86
ROODEPLAAT	970	145	80	23
KATRIVIER	480	80	65	14
H.F. VERWOERD	20450	-	663	69
BLYDERIVIERSPOORT	2350	95	116	47
SPIOENKOP	3820	160	164	35
LAKENVALLEY	566	48	67	21
ELANDSKLOOF	420	25	63	38
HAZELMERE	1472	100	94	21
BEAUFORT WEST	340	-	60	39
OHRIGSTAD	1180	-	85	22
WEMMERSHOEK	1065	-	82	16
BRIDLE DRIFT	4531	-	186	34
VAALDAM	5097	-	203	6
FANIE BOTHA	6230	90	237	21
EBENEZER	610	-	68	21
STERKFORTEIN	0	-	50	2

Rotsvulhellings is geneem as 1V:1,5H aan beide kante.

Vir 'n swaartekragwal is die basiswydte geneem as 80 persent van die hoogte.

Vir 'n boogwal is die basiswydte geneem as 30 persent van die hoogte.

- (iii) Die koste per eenheidslengte van damwal is vir elke soort dam bereken. Die volgende eenheidskoste is gebruik (Departement van Waterwese, 1979):

Grondvulling : $R2/m^3$
 Rotsvulling : $R4/m^3$
 Beton : $R40/m^3$

- (iv) Die uitgrawingsdiepte is in ses klasse opgedeel (sien tabel 8.4.3) en die volume en koste vir uitgrawing en terugvulling vir elke soort struktuur is soos volg bereken:

Vir 'n afsluitsloot van minder as 3m diepte is aanvaar dat dit 15m wyd met vertikale kante sal wees. Uitgrawingskoste is bereken teen $R3/m^3$ en terugvulkoste teen $R2/m^3$.

Vir dieper afdigting is aanvaar dat 'n floddersloot van nominale (1m) wydte teen 'n koste van $R200/m^2$ gebruik sal word.

Vir die fondamentuitgrawing van 'n grondwal is aanvaar dat daar vertikaal onderkant die totale wydte van die wal uitgegrawe sal word. Uitgrawingskoste is bereken teen $R3/m^3$ en terugvulkoste teen $R2/m^3$.

Vir die fondamentuitgrawing van 'n rotsvulwal is aanvaar dat die wydte van die uitgrawing groter sal word vir dieper uitgrawing sodat die helling van 1:1,5 van die rotsvulling self gehandhaaf word. Uitgrawingskoste is bereken teen $R5/m^3$ en terugvulling teen $R4/m^3$.

TABEL 8.4.3

BASIS VIR BEPALING VAN DIEPTE- EN KOSTEFAKTORE VIR FONDAMENTUITGRAWING

UITGRA= WINGS= DIEPTE (m)	DIEPTE		GEMID= DELDE DIEPTE D (m)	AFSLUITSLOOT (PER m)					FONDAMENT VAN GRONDWAL (PER m)				FONDAMENT VAN ROTSVULWAL (PER m)				FONDAMENT VAN SWAARTEKRAGWAL (PER m)				FONDAMENT VAN BOOCWAL (PER m)			
	KLAS	FAK= TOR (F _d)		VOL (m ³)	OPP. (m ²)	KOSTE			VOL (m ³)	KOSTE			VOL (m ³)	KOSTE			VOL (m ³)	KOSTE			VOL (m ³)	KOSTE		
						R	% (K _a)	FAK= TOR (F _a)		R	% (K _g)	FAK= TOR (F _g)		R	% (K _r)	FAK= TOR (F _r)		R	% (K _s)	FAK= TOR (F _s)		R	% (K _b)	FAK= TOR (F _b)
<1	A	0	0,5	7,5	-	37,50	0,25	5	150	750	5	40	75,7	681	4,5	40	20	1000	3,3	30	7,57	379	2,5	25
1-3	B	0,5	2	30	-	150	1,0	5	600	3000	20	40	312	2808	18,7	40	80	4000	13,3	30	31	1550	10,3	25
4-6	C	1	5	-	5	1000	6,6	5	1500	7500	50	40	825	7425	49	40	200	10000	33,3	30	82,5	4125	27,5	25
7-12	D	2,5	9,5	-	9,5	1900	12,5	5	2850	14250	95	40	1695	15255	101	40	380	19000	63	30	170	8478	56	25
13-24	E	5	19,5	-	19,5	3900	26	5	-	-	-	-	-	-	-	-	780	39000	130	30	406	20328	135	25
>24	F	10	30+	-	30+	6000	40+	5	-	-	-	-	-	-	-	-	1200+	60000	200	30	720	36000	240	25

284

VERKLARING VIR BEPALING VAN KOSTEFAKTORE

$$F_a \approx \frac{K_a}{F_d}$$

$$F_g \approx \frac{K_g}{F_d}$$

$$F_r \approx \frac{K_r}{F_d}$$

$$F_s \approx \frac{K_s}{F_d}$$

$$F_b \approx \frac{K_b}{F_d}$$

Vir die fondamentuitgraving van 'n swaartekragwal is aanvaar dat daar vertikaal onderkant die totale wydte van die wal uitgegrawe sal word. Uitgrawingskoste is bereken teen $R10/m^3$ en terugvulling met beton teen $R40/m^3$.

Vir die fondamentuitgraving van 'n boogwal is aanvaar dat die wydte van die uitgraving wyer sal word vir dieper uitgraving sodat 'n konstante verhouding van basiswydte tot hoogte vir die wal gehandhaaf sal word. Uitgrawingskoste is bereken teen $R10/m^3$ en terugvulling met beton teen $R40/m^3$.

- (v) Die uitgrawings- en terugvullingskoste van die fondament is bereken as 'n persentasie van die totale damwalkoste (sonder uitgraving).
- (vi) Vir elk van die uitgrawingsklasse is 'n dieptefaktor toegeken en vir elk van die soorte uitgraving 'n kostefaktor. Hierdie faktore is so gekies dat hulle produk min of meer ooreenstem met die kostestying as gevolg van uitgraving en terugvulling vir die ooreenstemmende soorte strukture en dieptes (sien tabel 8.4.3).
- (vii) Die middellyn van elke damterrein is opgedeel in 'n linkerflank, riviergedeelte en regterflank en die lengte van elke gedeelte uitgedruk as 'n persentasie van die totale lengte van die middellyn. Die riviergedeelte se lengte stem ooreen met die minimumlengte vir 'n standaard oorvloei-oorloop (sien tabel 8.4.2) en die posisie daarvan is gekies om die beste fondamenttoestande in die riviergedeelte te benut.
- (viii) Met behulp van gegewens op die lengtesnitte (figure 8.2.1 tot 8.2.22) en geologiese verslae oor die terreine, is die uitgrawingsklasse (gemiddelde uitgrawingsdiepte) vir verskillende soorte strukture langs die drie gedeeltes van elke middellyn bepaal en in tabel 8.4.4 aangedui.

TABEL 8.4.4

FONDAMENTTOESTANDE SOOS BEPAAL DEUR MIDDEL VAN UITVOERBAARHEIDSONDERSOEKE

	GEDEELTE VAN MIDDELYN																				% KOSTESTYGING A.G.V. FONDAMENTBEHANDELING						
	LINKERFLANK							RIVIERGEDEELTE							RECTERFLANK						SOORT DAMWAL						
	LENGTE (m)	% VAN TOTAAL	UITGRAWINGSKLAS					LENGTE (m)	% VAN TOTAAL	UITGRAWINGSKLAS					LENGTE (m)	% VAN TOTAAL	UITGRAWINGSKLAS					GRONDVULDAM	ROTSVULDAM	SWAARTEKRAGDAM	BOOGDAM	SAAMGESTELDE DAM	
			VULDAM							VULDAM							VULDAM										
AFSLUITSLOOT			GRONDFONDAMENT	ROTSFONDAMENT	SWAARTEKRAGDAM	BOOGDAM	AFSLUITSLOOT			GRONDFONDAMENT	ROTSFONDAMENT	SWAARTEKRAGDAM	BOOGDAM	AFSLUITSLOOT			GRONDFONDAMENT	ROTSFONDAMENT	SWAARTEKRAGDAM	BOOGDAM							
KOSTEFAKTOR			5	40	40	30	25			5	40	40	30	25			5	40	40	30	25						
NAAM VAN DAM																											
LUBISI	87	34	B	A	B	C	C	88	34	B	A	B	B	B	84	32	C	B	C	E	E	10	30	68	52	19	
PAUL SAUER	36	14	B	B	B	C	C	177	67	C	B	B	C	C	50	19	B	B	C	C	C	25	28	30	25	25	
ROODE ELSBERG	70	29	B	B	B	C	D	71	29	B	B	B	D	D	100	42	B	B	B	D	E	22	22	62	89	38	
JOZINI	126	26	C	B	B	D	E	221	46	C	B	B	C	C	130	28	C	B	B	D	E	25	25	54	79	27	
P.K. LE ROUX	90	12	B	A	B	C	C	662	88	C	B	B	C	D	0	-	-	-	-	-	-	22	25	30	25	27	
HARTEBEESTPOORT	0	-	-	-	-	-	-	120	100	C	B	C	C	C	0	-	-	-	-	-	-	25	45	30	25	30	
ROODEPLAAT	190	51	B	A	B	C	C	80	22	A	A	A	B	B	100	27	A	A	A	B	B	1	12	23	19	5	
KATRIVIER	226	54	C	B	B	D	D	65	15	A	A	A	A	A	130	31	C	B	B	D	D	21	21	64	53	21	
H.F. VERWOERD	204	21	C	B	B	D	D	663	67	D	B	C	D	D	120	12	C	B	B	D	D	30	40	75	63	58	
BLYDERIVIERSPOORT	48	23	B	A	B	E	E	116	56	C	B	B	C	D	45	21	B	B	B	E	F	19	24	83	116	22	
SPIOENKOP	126	31	C	B	C	E	F	164	40	C	B	C	D	E	120	29	C	B	C	E	F	25	28	120	200	45	
LAKENVALLEY	74	30	C	B	B	D	E	67	27	B	A	B	C	D	108	43	C	B	A	E	F	19	24	95	162	26	
ELANDSKLOOF	45	27	B	A	B	B	B	63	38	B	A	A	D	D	57	35	B	A	A	B	D	3	8	38	49	30	
HAZELMERE	294	67	C	B	B	C	D	94	22	B	B	B	C	D	48	11	B	A	B	C	D	22	24	30	62	23	
BEAUFORT WEST	31	20	C	A	B	C	C	60	39	B	A	A	B	C	63	41	C	A	B	C	C	4	16	24	25	9	
OHRIGSTAD	190	48	D	B	B	E	F	85	21	C	B	B	C	D	125	31	C	B	B	D	E	29	29	47	172	40	
WEMMERSHOEK	330	64	D	B	B	E	F	85	17	E	B	B	F	F	100	19	C	B	B	D	E	33	33	161	226	77	
BRIDLE DRIFT	70	13	C	B	B	D	E	186	35	C	B	B	C	D	280	52	C	B	B	D	E	25	25	60	103	27	
VAALDAM	320	10	C	B	B	C	D	203	6	C	B	B	C	C	2787	84	D	B	D	F	F	31	98	257	218	31	
FANIE BOTHA	150	13	C	B	C	D	E	237	21	C	B	C	D	E	760	66	C	B	C	E	F	25	45	124	194	35	
EBENEZER	230	58	C	B	C	E	E	70	18	C	B	C	D	D	100	24	C	B	C	D	D	25	45	119	99	34	
STERKFORTEIN	550	23	C	B	C	F	F	50	2	D	D	D	F	F	1759	75	C	B	C	F	F	27	46	300	250	31	

- (ix) Die kostestying verbonde aan elk van die soorte fondamentuitgraving is bepaal deur die persentasie van die middellyn vir elke gedeelte (linkerflank, riviergedeelte en regterflank) met die dieptefaktor en die kostefaktor te vermenigvuldig en die produkte vir die drie gedeeltes bymekaar te tel.
- (x) Die totale kostestying vir elke soort dam is soos volg bereken:

Grondvuldam	: Afsluitsloot + grondwaluitgraving (flanke en riviergedeelte)
Rotsvuldam	: Afsluitsloot + rotsvulwaluitgraving (flanke en riviergedeelte)
Swaartekragdam	: Fondamentuitgraving (flanke en riviergedeelte)
Boogwal	: Fondamentuitgraving (flanke en riviergedeelte)
Saamgestelde dam	: Afsluitsloot en grondwaluitgraving vir linkerflank en regterflank + swaartekragwaluitgraving vir riviergedeelte.

Dit is duidelik uit tabel 8.4.4 dat die persentasie kostestying as gevolg van fondamentbehandeling geweldig kan wissel van terrein tot terrein en ook van een soort damwal tot 'n ander by dieselfde terrein. Alhoewel die persentasies in hierdie tabel waarskynlik nie die werklike kostestygings verteenwoordig nie, kan dit gebruik word om die invloed van fondamenttoestande op die keuse van die soort damwal te bepaal (sien paragraaf 8.7.2).

Vir grondvuldamme is die koste van fondamentbehandeling die laagste by al die terreine. By twaalf terreine is dit rotsvuldamme en by agt, saamgestelde damme wat die tweede laagste koste aan fondamentbehandeling vereis. By twaalf terreine is dit boogdamme en by agt, swaartekragdamme wat die hoogste koste aan fondamentbehandeling vereis.

8.4.3 Ontwerpondersoeke

Die doel van 'n ontwerponderzoek is om kwantitatiewe inligting omtrent fondamenttoestande vir spesifieke komponente van die struktuur te bekom ten einde die ontwerpingenieur instaat te stel om detail ontwerp tekeninge op te stel. Die soort inligting wat verlang word, is die volgende (Copen et al, 1977 en Sherard et al, 1963):

Betondamme:	Seismiese risiko
	Vereiste uitgrawingsdiepte
	Oriëntasie van diskontinuiteite in rotsmassa
	Skuifsterkte langs diskontinuiteitsvlakke
	Vervormbaarheid van fondamentrots
	Deurlatendheid van fondamentrots
Vuldamme:	Seismiese risiko
	Vereiste uitgrawingsdiepte vir damwal
	Vereiste uitgrawingsdiepte vir kernsloot
	Dravermoë van fondamentmateriaal onder damwal
	Deurlatendheid van fondamentmateriaal onder afsluitsloot

Die resultate van ontwerpondersoeke by al die groter damme word in tabel 8.4.5 opgesom. In gevalle waar boor- of toetsresultate beskikbaar is, is die betrokke gegewens in die tabel aangedui. Waar daar met behulp van beskrywings van fondamenttoestande, afleidings oor die betrokke parameter gemaak kon word, is 'n beskrywende term gebruik en waar geen inligting beskikbaar is nie, is niks in die betrokke ruimte ingevul nie.

Dit blyk uit tabel 8.4.5 dat geeneen van die ontwerpondersoeke daarin geslaag het om aan al die vereistes te voldoen nie. Die uitwerking daarvan word verder bespreek in paragraaf 8.9.

8.5 KONSTRUKSIEMATERIAALBRONNE

Besonderhede oor ondersoekwerk vir die opspoor en toets van konstruksiemateriale is nie volledig gedokumenteer nie, maar alle beskikbare gegewens word in tabel 8.5.1 vervat.

TABEL 8.4.5

RESULTATE VAN ONTWERPONDERSOEKE BY GROTER DAMME IN SUID-AFRIKA

AFKORTINGS	LINKERFLANK								RIVIERGEDEELTE								REGTERFLANK										
	SOORT STRUKTUUR	VEREISTE UIT- GRAWING ONDER= KANT GRONDVLAK			FONDAMENTEIENSKAPPE					SOORT STRUKTUUR	VEREISTE UIT- GRAWING ONDER= KANT GRONDVLAK			FONDAMENTEIENSKAPPE					SOORT STRUKTUUR	VEREISTE UIT- GRAWING ONDER= KANT GRONDVLAK			FONDAMENTEIENSKAPPE				
		MIN (m)	MAKS (m)	GEM (m)	ORIËNTASIE VAN DISKONTINUITËITE	SKUIFSTERKTE (φ°)	MODULUS (GPa)	DRAVERMOË (MPa)	DEURLATENDHEID (LUGEONS)		MIN (m)	MAKS (m)	GEM (m)	ORIËNTASIE VAN DISKONTINUITËITE	SKUIFSTERKTE (φ°)	MODULUS (GPa)	DRAVERMOË (MPa)	DEURLATENDHEID (LUGEONS)		MIN (m)	MAKS (m)	GEM (m)	ORIËNTASIE VAN DISKONTINUITËITE	SKUIFSTERKTE (φ°)	MODULUS (GPa)	DRAVERMOË (MPa)	DEURLATENDHEID (LUGEONS)
NAAM VAN DAM																											
LUBISI	B	2	6	4	MED.	-	-	-	B/O	1,5	2	2	MED.	-	-	-	B	9	20	15	MED.	-	-	-	-		
PAUL SAUER	B	1	2	2	GOED	-	5-15	-	5-10	B/O	2	14	10	GOED	-	5-15	-	B	1	2	2	SWAK	-	5-15	-	5-10	
ROODE ELSBERG	B	3	4	4	GOED	-	2-3	-	20+	B/O	2	10	7	GOED	-	-	-	B	3	15	11	MED.	-	6-27	-	20+	
JOZINI	B	5	20	14	SWAK	-	9-20	-	3-6	B/O	6	12	10	GOED	-	-	-	B	5	20	12	SWAK	-	9-20	-	2-8	
P.K. LE ROUX	B,S/O	3	8	6	MED.	-	24	-	<1	B/O	6	20	12	MED.	-	24	-	B	4	12	8	MED.	-	24	-	<1	
HARTEBESTPOORT	B,S/O	-	-	-	MED.	-	-	-	-	B	-	-	-	MED.	-	-	-	B	-	-	-	MED.	-	-	-	-	
ROODEPLAAT	B,S	0,5	5	3	GOED	-	-	-	-	B/O	1	3	2	GOED	-	-	-	B,S	0	2	2	GOED	-	-	-	-	
KATRIVIER	MB,S	8	12	10	SWAK	-	-	-	80	MB/O	1	2	1,5	GOED	-	-	-	MB,S	2	8	6	MED.	-	-	-	10-20	
H.F. VERWOERD	SB	4	12	8	MED.	-	20	-	0,5	SB/O	4	24	16	MED.	-	-	-	SB	8	16	12	MED.	-	20	-	0,5	
BLYDERIVIERSPOORT	SB	2	10	8	SWAK	-	5	-	6-10	SB/O	7	12	10	GOED	-	-	-	SB	4	14	12	MED.	-	5	-	6-10	
SPIOENKOP	S	8	22	18	SWAK	-	-	-	0-1	S/O	2	14	10	SWAK	-	-	-	S	14	28	22	SWAK	-	-	-	0-1	
LAKENVALLEY	S	-	-	-	MED.	-	-	-	20+	S/O	-	-	-	GOED	-	-	-	S	-	-	-	MED.	-	-	-	20+	
ELANDSKLOOF	S	0	3	1	MED.	-	-	-	5-30	S/O	1	4	2	GOED	-	-	-	S	4	8	6	SWAK	-	-	-	5-30	
HAZELMERE	S	3	6	4	SWAK	-	-	-	HOOG	S/O	1	4	3	SWAK	-	-	-	S	2	6	4	SWAK	-	-	-	HOOG	
BEAUFORT WEST	R	0	3	2	-	-	-	-	HOOG	R	0	2	1	-	-	-	-	R	0	3	2	-	-	-	-	HOOG	
OHRICSTAD	R	-	-	-	-	-	-	-	-	R	-	-	-	-	-	-	-	R	-	-	-	-	-	-	-	-	
WEMMERSHOEK	R	4	12	8	-	-	-	-	HOOG	R	5	25	18	-	-	-	-	R	6	10	8	-	-	-	-	HOOG	
BRIDLE DRIFT	R	2	10	5	-	-	-	-	HOOG	R	0	6	4	-	-	-	-	R	2	10	6	-	-	-	-	HOOG	
VAALDAM	S	1,5	3	2	GOED	-	-	-	LAAG	S/O	1,5	5	3	GOED	-	-	-	G	1	5	2	-	-	-	-	HOOG	
FANIE BOTHA	G	2	6	4	-	-	-	-	LAAG	S/O	2	20	15	GOED	-	-	-	G	2	6	5	-	-	-	-	LAAG	
EBENEZER	G	3	15	12	-	-	-	-	LAAG	G	2	18	14	-	-	-	-	G	4	10	6	-	-	-	-	LAAG	
STERKFORTEIN	G	1	3	2	-	-	-	-	MED.	G	5	8	7	-	-	-	-	G	1	3	2	-	-	-	-	MED.	

TABEL 8.5.1 OPSOMMING VAN ONDERSOEKWERK NA KONSTRUKSIEMATERIALE
GEDURENDE DIE UITVOERBAARHEID- EN ONTWERPSTADIA VAN
GROTER DAMME IN SUID-AFRIKA

SOORT GROEF	KLIP		SAND		GROND	
	NAAM VAN DAM	GROEWE ONDERSOEK	METER GEBOR	GROEWE ONDERSOEK	MONSTERS GETOETS	BOORGATE/ TOETSGATE
LUBISI	1	0	0	?	0	0
PAUL SAUER	0	0	0	?	0	0
ROODE ELSBERG	0	0	0	?	0	0
JOZINI	6	?	2	?	0	0
P.K. LE ROUX	2	3565	VERSKEIE	?	0	0
HARTEBEESTPOORT	?	?	?	?	0	0
ROODEPLAAT	?	?	?	?	0	0
KATRIVIER	1	0	0	?	0	0
H.F. VERWOERD	2	2400	VERSKEIE	?	0	0
BLYDERIVIERSPOORT	1	C	1	?	0	0
SPIOENKOP	0	0	0	?	0	0
LAKENVALLEY	0	0	VERSKEIE	?	0	0
ELANDSKLOOF	0	0	?	?	0	0
HAZELMERE	3	400±	0	?	TALLE	TALLE
BEAUFORT WEST	0	0	0	0	0	0
OHRIGSTAD	2	?	0	?	0	0
WEMMERSHOEK	TALLE	TALLE	?	?	TALLE	TALLE
BRIDLE DRIFT	1	500±	0	0	97	TALLE
VAALDAM	1	0	?	?	?	?
FANIE BOTHA	VERSKEIE	TALLE	VERSKEIE	?	336	1119
EBENEZER	1	?	VERSKEIE	?	TALLE	TALLE
STERKFORTEIN	4	600+	VERSKEIE	?	1007	2286

Alle soorte konstruksiemateriaal is nie altyd in die onmiddellike omgewing van 'n damterrein beskikbaar nie maar kan van elders af vervoer word. Die beskikbaarheid van enige soort materiaal hang dus af van die afstand waaroor dit ekonomies vervoer kan word (Harboe en Kramer, 1977).

In tabel 8.5.2 word 'n aanduiding gegee van die afstande wat normaalweg as ekonomies beskou word en vir elk van die terreine word die kortste afstand na die verskillende soorte materiaalbronne gegee.

Elke soort dam vereis 'n kombinasie of kombinasies van verskillende soorte konstruksiemateriale en die kombinasies wat binne ekonomiese vervoerafstand van elke terrein beskikbaar was, is in tabel 8.5.3 aangetoon. Die volgende afleidings kan hiervan gemaak word:

(a) By vier van die terreine (Hartebeestpoort, H.F. Verwoerd, Hazelmere en Vaaldam was konstruksiemateriale vir enige soort dam beskikbaar.

(b) By vyf van die terreine (Jozini, Roodeplaat, Katrivier, Spioenkop en Lakenvally) was geeneen van die kombinasies binne ekonomiese afstande beskikbaar nie. In al vyf hierdie gevalle is betondamme gebou en vir twee is die growwe aggremaat, vir twee ander die fyn aggremaat en vir een, beide growwe en fyn aggremaat, oor langer afstande vervoer.

(c) By sestien terreine is 'n dam gebou met 'n kombinasie wat beskikbaar was.

(d) By een terrein (Lubisi) is 'n betondam gebou terwyl daar slegs materiale vir rots- of grondvuldamme beskikbaar was.

TABEL 8.5.2

BRONNE VAN KONSTRUKSIEMATERIAAL EN AFSTANDE VAN TERREINE VIR GROTER DAMME IN SUID-AFRIKA

SOORT MATERIAAL	GROWWE AGGREGAAT		ROTSVULLING		STORTKLIP		FYN AGGREGAAT		FILTERS		ONDEURLATENDE GRONDVULLING		HALFDEURLATENDE GRONDVULLING	
	10km		5km		10km		20km		50km		5km		5km	
MAKSIMUM PRAKTIESE VERVOERAFSTAND														
BESKIKBARE BRONNE	MATERIAAL	AF=STAND	MATERIAAL	AF=STAND	MATERIAAL	AF=STAND	MATERIAAL	AF=STAND	MATERIAAL	AF=STAND	MATERIAAL	AF=STAND	MATERIAAL	AF=STAND
NAAM VAN DAM		(km)		(km)		(km)		(km)		(km)		(km)		(km)
LUBISI	<u>Doleriet</u>	<u>0,5</u>	Doleriet	0,5	Doleriet	0,5	<u>Alluvium</u>	<u>450</u>	Alluvium	450	Skalie	2	Sandsteen	2
PAUL SAUER	<u>Alluvium</u>	<u>1</u>	Sandsteen	0,5	Sandsteen	0,5	<u>Alluvium</u>	<u>1</u>	Alluvium	1	Skalie	10	Skalie, sandsteen	10
ROODE ELSBERG	<u>Alluvium</u>	<u>1</u>	Sandsteen	0,5	Sandsteen	0,5	<u>Alluvium</u>	<u>1</u>	Alluvium	1	Skalie	20	Skalie, sandsteen	20
JOZINI	<u>Alluvium</u>	<u>20</u>	Dasiet	1	Dasiet	1	<u>Alluvium</u>	<u>1</u>	Alluvium	1	Basalt	20	Basalt	20
P.K. LE ROUX	<u>Doleriet</u>	<u>0,5</u>	Doleriet	0,5	Doleriet	0,5	<u>Gruiser*</u>	<u>0,5</u>	Gruiser	0,5	Skalie	15	Skalie, doleriet	10
HARTEBEESTPOORT	<u>Kwartsiet</u>	<u>0,5</u>	Kwartsiet	0,5	Kwartsiet	0,5	<u>Alluvium</u>	<u>0,2</u>	Alluvium	0,2	Skalie	3	Skalie, sandsteen	4
ROODEPLAAT	<u>Kwartsiet</u>	<u>15</u>	Felsiet	1	Felsiet	1	<u>Gruiser</u>	<u>15</u>	Gruiser	15	Gabbro	10	Gabbro	10
KATRIVIER	<u>Doleriet</u>	<u>0,5</u>	Doleriet	0,5	Doleriet	0,5	<u>Alluvium</u>	<u>300</u>	Alluvium	300	Skalie	10	Sliksteen	10
H.F. VERWOERD	<u>Doleriet</u>	<u>1,5</u>	Doleriet	1	Doleriet	1	<u>Gruiser</u>	<u>1,5</u>	Gruiser	1,5	Skalie	5	Skalie, sandsteen	5
BLYDERIVIERSPOORT	<u>Alluvium</u>	<u>1</u>	Alluvium	1	Kwartsiet	0,5	<u>Alluvium</u>	<u>1</u>	Alluvium	1	Graniet	10	Graniet	10
SPIOENKOP	<u>Doleriet</u>	<u>11</u>	Doleriet	11	Doleriet	11	<u>Alluvium</u>	<u>80</u>	Alluvium	80	Skalie	3	Skalie, sandsteen	4
LAKENVALLEY	<u>Sandsteen</u>	<u>1,5</u>	Sandsteen	1,5	Sandsteen	1,5	<u>Alluvium</u>	<u>30</u>	Alluvium	30	Skalie	8	Sandsteen	3
ELANDSKLOOF	<u>Alluvium</u>	<u>2</u>	Sandsteen	0,5	Sandsteen	0,5	<u>Alluvium</u>	<u>2</u>	Alluvium	2	Skalie	6	Skalie, sandsteen	6
HAZELMERE	<u>Sandsteen</u>	<u>6</u>	Sandsteen	0,5	Sandsteen	0,5	<u>Alluvium</u>	<u>6</u>	Alluvium	6	Skalie	4	Sandsteen	2
BEAUFORT WEST	Doleriet	0,1	<u>Doleriet</u>	<u>0,1</u>	Doleriet	0,1	Gruiser	0,1	Gruiser	0,1	Skalie	10	Skalie, sandsteen	10
OHRIGSTAD	Kwartsiet	0,5	<u>Kwartsiet</u>	<u>0,5</u>	Kwartsiet	0,5	Gruiser	0,5	Gruiser	0,5	Skalie	20	Skalie, sandsteen	20
WEMMERSHOEK	Graniet	0,1	<u>Alluvium</u>	<u>0,1</u>	Alluvium	0,1	Alluvium	80	<u>Alluvium</u>	<u>80</u>	Skalie	1,5	Skalie	1,5
BRIDLE DRIFT	Doleriet	0,5	<u>Doleriet</u>	<u>0,5</u>	Doleriet	0,5	Gruiser	0,5	<u>Gruiser</u>	<u>0,5</u>	Skalie	2	Skalie, sandsteen	6
VAALDAM	<u>Kwartsiet</u>	<u>0,5</u>	Kwartsiet	0,5	Kwartsiet	0,5	Gruiser	0,5	Gruiser	0,5	<u>Skalie</u>	<u>2</u>	<u>Skalie, sandsteen</u>	<u>3</u>
FANIE BOTHA	<u>Graniet</u>	<u>8</u>	Graniet	8	Graniet	8	Alluvium	30	<u>Alluvium</u>	<u>30</u>	<u>Diabaas</u>	<u>2</u>	<u>Graniet</u>	<u>2</u>
EBENEZER	Graniet	0,5	Graniet	0,5	<u>Graniet</u>	<u>1</u>	Alluvium	3	<u>Alluvium</u>	<u>3</u>	<u>Diabaas</u>	<u>2</u>	<u>Alluvium</u>	<u>3</u>
STERKFONTEIN	Doleriet	3	Doleriet	20	<u>Doleriet</u>	<u>3</u>	Alluvium	25	<u>Alluvium</u>	<u>25</u>	<u>Skalie</u>	<u>3</u>	<u>Skalie, sandsteen</u>	<u>4</u>

NOTA: Materiaalbron werklik gebruik is onderstreep.

* Gruiser: Sand verkry deur die maal van klip.

TABEL 8.5.3 KOMBINASIES VAN KONSTRUKSIEMATERIALE VIR VERSKILLENDE SOORTE DAMME BESKIKBAAR BY TERREINE VIR GROTER DAMME IN SUID-AFRIKA

NAAM VAN DAM	SOORTE DAMME WAARVOOR KONSTRUKSIEMATERIALE BINNE PRAKTIESE AFSTAND BESKIKBAAR WAS			
	BETONWAL Growwe en fyn aggremaat	ROTSVULWAL Rotsvulling en ondeurlatende grondvulling (of fyn aggremaat)	GRONDVULWAL Ondeurlatende en halfdeurlatende grondvulling en stortklip	SAAMGESTELDE WAL Betonaggremaat en grond- of rotsvulmateriaal
LUBISI	0	+	+	
PAUL SAUER	⊕	+		+
ROODE ELSBERG	⊕	+		+
JOZINI	0			
P.K. LE ROUX	⊕	+		+
HARTEBEESTPOORT	⊕	+	+	+
ROODEPLAAT	0			
KATRIVIER	0			
H.F. VERWOERD	⊕	+	+	+
BLYDERIVIER	⊕	+		+
SPIOENKOP	0			
LAKENVALLEY	0			
ELANDSKLOOF	⊕			
HAZELMERE	⊕	+	+	+
BEAUFORT WEST	+	⊕		+
OHRIGSTAD	+	⊕		+
WEMMERSHOEK		⊕	+	
BRIDLE DRIFT	+	⊕		+
VAALDAM	+	+	+	⊕
FANIE BOTHA			+	0
EBENEZER	+	+	⊕	+
STERKFORTEIN			⊕	

- NOTAS: 1) + beteken dat materiaalkombinasie beskikbaar was
2) 0 beteken dat dam met daardie materiaalkombinasie gebou is

8.6 KEUSE VAN DAMTERREIN

Al die faktore wat die ontwerp en konstruksie van damme kan beïnvloed is in hoofstuk 2 bespreek. Die keuse van 'n spesifieke damterrein uit 'n aantal alternatiewe terreine wat almal aan dieselfde doel kan beantwoord en dus meesal in dieselfde rivier of omgewing geleë is, hang af van 'n aantal faktore wat onder die volgende hoofde ingedeel kan word:

- (a) Die doeltreffendheid van die damterrein in vergelyking met alternatiewe terreine.
- (b) Fondamenttoestande by die damterrein in vergelyking met alternatiewe terreine.
- (c) Beskikbaarheid van konstruksiemateriale.
- (d) Omgewingsfaktore soos toeganklikheid of moontlike sterilisasie van die bestaande of toekomstige ontwikkeling.
- (e) Beskikbaarheid van natuurlike oorlopposisie.

Die invloed van elkeen van hierdie faktore op die keuse van 'n damterrein word in paragrawe 8.6.1 tot 8.6.6 bespreek en die resultate met behulp van 'n benaderde puntetoekenning in tabel 8.6.1 aangedui.

8.6.1 Doeltreffendheid van damterrein in vergelyking met alternatiewe terreine

Die doeltreffendheid van 'n damkom word dikwels uitgedruk in terme van die opgaarvermoë per eenheidswateroppervlakte (Thomas, 1976), maar vir die doel van hierdie studie is die doeltreffendheid van 'n damterrein (damkom en damwal) bepaal deur (i) die verhouding van die inhoudsvermoë tot die wateroppervlakte by volvoorraadhoogte (gemiddelde diepte) en (ii) die verhouding van die inhoudsvermoë van die reservoir tot die volume materiaal in die damwal (volumeverhouding) in aanmerking te neem. Ten einde die volume materiaal (sien tabel 8.1.2) in vuldamme in terme

van koste op 'n meer vergelykbare basis met betondamme te kry, is die volumes van die grondvuldamme met 6 en dié van die rotsvuldamme met 3 gedeel.

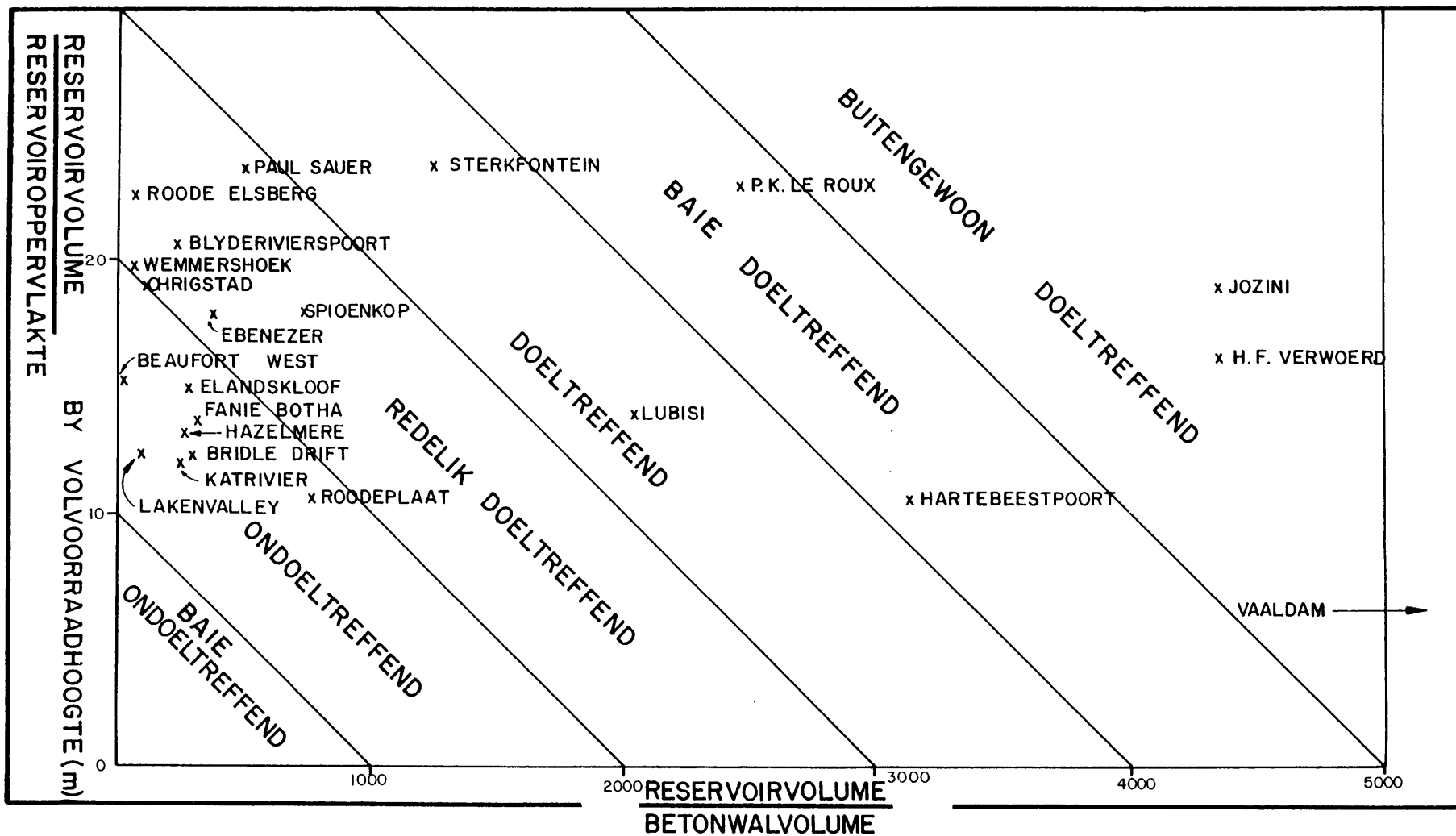
'n Klassifikasie van damme volgens doeltreffendheid is vervolgens verkry deur 'n grafiek van gemiddelde diepte teen volumeverhouding te teken en met behulp van arbitrêre diagonale lyne te onderskei tussen damme wat baie ondoeltreffend, ondoeltreffend, redelik doeltreffend, doeltreffend, baie doeltreffend en buitengewoon doeltreffend is (sien figuur 8.6.1).

Die invloed van die doeltreffendheid op die keuse van 'n bepaalde terrein hang egter hoofsaaklik af van die relatiewe doeltreffendheid daarvan ten opsigte van ander terreine wat in ander opsigte vergelykbaar is. Vir die indeling in tabel 8.6.2 is die puntetoekenning volgens tabel 8.6.1 gebruik.

TABEL 8.6.1 INVLOED VAN DOELTREFFENDHEID OP KEUSE VAN DAMTERREIN

BESKRYWING VAN DOELTREFFENDHEID	INVLOED	PUNTE
Uitsonderlik - geen ander vergelykbare terrein in omgewing nie.	Belangrik	3
Beter as meeste ander vergelykbare terreine in omgewing.	Betekenisvol	2
Vergelykbaar met ander terreine in omgewing.	Gering	1
Swakker as ander terreine.	Geen	0

Dit is duidelik uit die puntetotaal in tabel 8.6.2 dat die doeltreffendheid van damterreine van deurslaggewende belang is by die keuse van 'n terrein. Volgens bogenoemde definisie berus die doeltreffendheid uitsluitlik op topografiese eienskappe van die damwal- en reservoirtreine. Topografie is die gevolg van geologiese en geomorfologiese prosesse en word grotendeels bepaal deur die geologie en die klimaat van 'n gebied.



FIGUUR 8.6.1 DOELTREFFENDHEID VAN GROTER DAMME IN SUID-AFRIKA

TABEL 8.6.2 BEPALING VAN DIE INVLOED VAN VERSKILLENDE FAKTORE OP DIE KEUSE VAN TERREINE VIR GROTER DAMME IN SUID-AFRIKA

PUNTETOEKENNING VIR INVLOED VAN FAKTOR	FAKTORE EN PUNTETOEKENNING				
	DOELTREF= FENDHEID VAN DAM (VOLGENS) (TABEL) (8.6.2)	BESKIK= BAARHEID VAN NATUUR= LIKE OORLOOP	OMGEWINGS= FAKTORE (TOEGANG, POLITIEK, STERILI= SASIE)	FONDAMENT= TOESTANDE	BESKIKBAAR= HEID VAN KONSTRUKSIE MATERIALE
Geen invloed :0 Geringe " :1 Betekenisvolle " :2 Belangrike " :3					
NAAM VAN DAM	PUNTE	PUNTE	PUNTE	PUNTE	PUNTE
LUBISI	2	0	0	1	0
PAUL SAUER	2	0	2	3	0
ROODE ELSBERG	1	0	1	3	0
JOZINI	2	0	1	3	0
P.K. LE ROUX	3	0	0	1	0
HARTEBEESTPOORT	3	0	0	1	0
ROODEPLAAT	2	0	0	2	0
KATRIVIER	1	0	0	3	0
H.F. VERWOERD	3	0	0	0	0
BLYDERIVIERSPOORT	2	0	0	3	0
SPIOENKOP	2	0	0	0	0
LAKENVALLEY	2	0	2	1	0
ELANDSKLOOF	1	0	1	3	0
HAZELMERE	2	0	2	1	0
BEAUFORT WEST	1	2	0	2	2
OHRIGSTAD	1	0	0	0	0
WEMMERSHOEK	2	0	1	0	0
BRIDLE DRIFT	2	2	0	1	2
VAALDAM	2	0	0	3	0
FANIE BOTHA	1	0	0	3	0
EBENEZER	1	0	0	0	0
STERKFORTEIN	2	0	0	0	0
PUNTETOTALE	40	4	10	34	4

8.6.2 Fondamenttoestande by damwalterrein

Op die tydstip wanneer daar oor die keuse van 'n terrein besluit moet word, is dit nog nie seker watter soort dam gebou sal word nie. Die gegewens in tabel 8.4.4 toon egter duidelik dat die geskiktheid van fundamenttoestande by 'n terrein grootliks kan varieer afhangend van die soort dam wat daarop gebou gaan word.

Ten einde die geskiktheid van fundamenttoestande van al die terreine op 'n vergelykbare grondslag te kry, is die kostestying vir die fundamentbehandeling van saamgestelde damme soos in tabel 8.4.4 aangetoon, gebruik. Die keuse van saamgestelde damme vir hierdie doel berus op die veronderstelling dat alle groter damme oor die een of ander soort oorloop moet beskik en dat suiwer vuldamme nie in alle gevalle gebou kan word nie. Betondamme, aan die anderkant, vereis meesal duurder fundamentbehandeling wat nie altyd ekonomies regverdigbaar is nie. Saamgestelde walle is dus in die meeste gevalle die soort struktuur wat met die minste fundamentkoste by enige terreintoestande aangepas kan word.

Ten einde die invloed van fundamenttoestande op die keuse van 'n spesifieke damterrein te bepaal, moes daar eerstens onderskei word tussen terreine waar daar wel andersins vergelykbare alternatiewe beskikbaar was en terreine wat in alle opsigte so uitstaande was dat alternatiewe nie oorweeg is nie. In die gevalle waar fundamenttoestande by die betrokke terrein beter is as by andersins vergelykbare terreine, is dit duidelik dat die invloed van fundamenttoestande belangrik was. Waar fundamenttoestande by die betrokke terrein gelyk of swakker is, maar die terrein in alle ander opsigte beter is as alternatiewe terreine, speel die fundamenttoestande steeds 'n rol aangesien dit die koste en dus uitvoerbaarheid van die skema as sulks beïnvloed.

Die invloed van fundamenttoestande by 'n damterrein op die keuse van daardie terrein kan dus met behulp van die

klassifikasie in tabel 8.6.3 bepaal word.

TABEL 8.6.3 INVLOED VAN FONDAMENTTOESTANDE OP DIE KEUSE VAN 'N DAMTERREIN

BESKIKBAARHEID VAN VERGELYKBARE ALTERNATIEWE TERREIN	FONDAMENTTOESTANDE BY GEKOSE TERREIN	INVLOED OP KEUSE	PUNTE
BESKIKBAAR	BETER AS BY ALTERNATIEWE TERREIN	BELANGRIK	3
BESKIKBAAR	VERGELYKBAAR OF SWAKKER AS BY ALTERNATIEWE TERREIN	GEEN	0
NIE BESKIKBAAR NIE	BAIE GESKIK	BETEKENISVOL	2
NIE BESKIKBAAR NIE	REDELIK GESKIK	GERING	1
NIE BESKIKBAAR NIE	ONGESKIK	GEEN	0

Die resultate van die klassifikasie vir elk van die groter damme word in tabel 8.6.4 aangedui.

Fondamenttoestande het 'n belangrike invloed uitgeoefen op die keuse van agt damterreine, 'n betekenisvolle invloed op die keuse van twee, 'n geringe invloed op ses en geen invloed op die keuse van die oorblywende ses terreine nie (sien tabel 8.6.4).

8.6.3 Beskikbaarheid van konstruksiemateriale

Uit die gegewens in paragraaf 8.5 is dit duidelik dat die beskikbaarheid van konstruksiemateriaal nie tot enige betekenisvolle mate die keuse van een terrein bo 'n ander bevoordeel nie. Die rede hiervoor is die groot aanpasbaarheid van damwalontwerp by beskikbare materiale en die feit dat vir alternatiewe terreine in dieselfde gebied gewoonlik dieselfde soorte (en dikwels bronne) van materiaal beskikbaar is.

TABEL 8.6.4 INVLOED VAN FONDAMENTTOESTANDE OP DIE KEUSE VAN TERREINE VIR GROTER DAMME IN SUID-AFRIKA

NAAM VAN DAM	BESKIKBAARHEID VAN ALTERNATIEWE TERREIN	FONDAMENTTOESTANDE BY GEKOSE TERREIN			INVLOED OP KEUSE VAN TERREIN
		IN VERGELYKING MET ALTERNATIEWES	VIR SAAMGESTELDE DAM		
			% KOSTESTYGING (TABEL 8.2.3.)	GESKIKTHEID	
LUBISI	Nee	-	19	Redelik	Gering
PAUL SAUER	Ja	Beter	25	Redelik	Belangrik
ROODE ELSBERG	Ja	Beter	38	Swak	Belangrik
JOZINI	Ja	Beter	27	Redelik	Belangrik
P.K. LE ROUX	Nee	-	27	Redelik	Gering
HARTEBEESTPOORT	Nee	-	30	Redelik	Gering
ROODEPLAAT	Nee	-	5	Goed	Betekenisvol
KATRIVIER	Ja	Beter	21	Redelik	Belangrik
H.F. VERWOERD	Nee	-	58	Swak	Geen
BLYDERIVIERSPOORT	Ja	Beter	22	Redelik	Belangrik
SPIOENKOP	Nee	-	45	Swak	Geen
LAKENVALLEY	Nee	-	26	Redelik	Gering
ELANDSKLOOF	Ja	Beter	30	Redelik	Belangrik
HAZELMERE	Nee	-	23	Redelik	Gering
BEAUFORT WEST	Nee	-	9	Goed	Betekenisvol
OHRIGSTAD	Nee	-	40	Swak	Geen
WEMMERSHOEK	Nee	-	77	Swak	Geen
BRIDLE DRIFT	Nee	-	27	Redelik	Gering
VAALDAM	Ja	Beter	29	Redelik	Belangrik
FANIE BOTHA	Ja	Beter	35	Swak	Belangrik
EBENEZER	Nee	-	34	Swak	Geen
STERKFORTEIN	Nee	-	31	Swak	Geen

Slegs in die gevalle van die Bridle Drift- en Beaufort Westdamme waar die rots vir die rotsvulling by die terreine uit noodsaaklike oorloopkanaaluitgrawing beskikbaar was, kan die invloed van konstruksie= materiaal op die keuse van die terrein as betekenisvol beskou word (sien tabel 8.6.2).

8.6.4 Omgewingsfaktore

Hierdie faktore het meesal te doen met toeganklikheid vir konstruksiedoeleindes (Paul Sauerdam, Roode Elsberg= dam, Lakenvallydam, Elandskloofdam), waardevolle of ontwikkelde gebiede wat nie toegestoot kan word nie (Roode Elsbergdam, Jozinidam en Wemmershoekdam) en tuis= landgrense (Hazelmeredam). Die beraamde invloed daarvan word in tabel 8.6.2 aangedui.

8.6.5 Geskikte natuurlike oorloop

Slegs twee van die groter damme, naamlik Bridle Drift en Beaufort West het natuurlike oorlope. In albei gevalle is daar diep snitte in doleriet gemaak vir die oorloop= kanaal en die materiaal uit die uitgrawing is as konstruksie= materiaal in die dam gebruik. Die feit dat daar topografies en geologies geskikte posisies vir sulke strukture naby die damterrein beskikbaar was, het 'n betekenisvolle invloed op die keuse van die betrokke damterrein uitgeoefen (sien tabel 8.6.2).

Afleidings omtrent die invloed van verskillende plaaslike faktore op die keuse van die damterrein wat van die gegewens in tabel 8.6.2 gemaak kan word, is die volgende:

(a) Die doeltreffendheid van die damterrein (in vergelyking met alternatiewe terreine) is die faktor wat die meeste gewig dra by die keuse van 'n terrein. Die doeltreffend= heid van 'n damterrein berus op topografiese eienskappe van die damkom en die damwalterrein wat op hulle beurt deur geologiese toestande gevorm is (sien ook die beskrywings van die geologie en geomorfologie by die verskillende damme

in paragrawe 8.2.1 tot 8.2.22).

(b) Fondamenttoestande by 'n damterrein (in vergelyking met fundamenttoestande by andersins vergelykbare terreine) dra die tweede meeste gewig by die keuse van 'n damterrein.

(c) Ander plaaslike faktore soos omgewingstoestande, beskikbaarheid van konstruksiemateriale en geskikte posisies vir natuurlike oorlope, speel ondergeskikte rolle by die keuse van damterreine.

8.7 KEUSE VAN SOORT DAMWAL

Die keuse van die mees geskikte soort damwal vir 'n bepaalde terrein hang af van 'n groot aantal faktore waaronder die topografie, hidrologie, fundamenttoestande, beskikbare konstruksiemateriale, arbeidsituasie, politieke en finansieële faktore, prestigewaarde en persoonlike smaak van die ontwerper (sien hoofstuk 2). 'n Ontleding van beskikbare gegewens van die groter damme in Suid-Afrika dui daarop dat die ontwerpkeuses in die meeste gevalle op suiwer ekonomiese beginsels gegrond is en hoofsaaklik berus het op bekende of bepaalbare faktore soos die vorm van die vallei, fundamenttoestande, vereistes vir 'n oorloopstruktuur en beskikbaarheid van konstruksiemateriale. In sekere gevalle was die ontwerper se eie voorkeur en in een geval die kontrakteur se omstandighede klaarblyklik die deurslaggewende faktore by die ontwerpkeuse.

'n Besluit oor die soort damwal wat die beste by terreinomstandighede sal aanpas, word gewoonlik geneem net na afloop van die uitvoerbaarheidsondersoek. Inligting omtrent die ingenieursgeologiese faktore wat die damwalkeuse kan beïnvloed is derhalwe beperk tot die resultate van verkenings- en uitvoerbaarheidsondersoeke (sien tabel 8.4.4).

Ten einde te bepaal welke rol elk van hierdie faktore gespeel het by die keuse van die soort dam, is die volgorde van geskiktheid van die verskillende soorte damme vir elkeen

van die faktore afsonderlik bepaal (paragrafe 8.7.1 tot 8.7.4) en die resultate daarvan in tabel 8.7.2 aangetoon.

Die soorte damme wat oorweeg is, is boogwalle (B), swaartekragwalle (S), saamgestelde walle (K), rotsvulwalle (R) en grondvulwalle (G).

8.7.1 Valleivorm

Die volgorde van die verskillende soorte damme volgens die geskiktheid daarvan vir verskillende valleivorme is in ooreenstemming met die gegewens in paragraaf 2.5 en met behulp van tabel 8.7.1 bepaal en in tabel 8.7.2 aangetoon.

TABEL 8.7.1 BEPALING VAN DIE VOLGORDE VAN GESKIKTHEID VAN SOORTE DAMME VIR VERSKILLENDE VALLEIVORMS

<u>Kruinlengte Damwalhoogte</u>	Vallei = simmetrie	Helling van steilste flank	Voorkeurvulgorde van soorte damme
< 6	Goed	> 30°	Boog-, Swaartekrag-, Vuldam
< 6	Goed	< 30°	Boog-, Vul-, Swaartekragdam
< 6	Swak	> 30°	Swaartekrag-, Vuldam
< 6	Swak	< 30°	Vul-, Swaartekragdam
> 6	-	> 30°	Saamgestel-, Vuldam
> 6	-	< 30°	Vul-, Saamgestel.

Die puntetoekenning in tabel 8.7.2 is soos volg gedoen:

- (i) Ontwerpkeuse stem ooreen met eerste keuse volgens valleivorm: 3 punte.
- (ii) Ontwerpkeuse stem ooreen met tweede keuse of een van twee keuses wat gesamentlik eerste is: 2 punte.
- (iii) Ontwerpkeuse stem ooreen met derde keuse of een van twee keuses wat gesamentlik tweede of derde is: 1 punt.

Dit is duidelik volgens die puntetotale in tabel 8.7.2 dat valleivorm verreweg die grootste rol speel by die keuse van die soort damwal. By sewe van die terreine is valleivorm bestempel

TABEL 8.7.2 BEPALING VAN DIE INVLOED VAN VERSKILLENDE FAKTORE OP DIE KEUSE VAN DIE SOORT WAL VIR GROTER DAMME IN SUID-AFRIKA

AFKORTINGS		SOORTE DAMME (AFKORTINGS) IN VOLGORDE VAN GESKIKTHEID EN PUNTE (IN HAKIES) VIR ELK VAN DIE BEKENDE FAKTORE				BELANGRIKSTE FAKTOR WAT ONTWERP BEÏNVLOED
B = BOOCWAL S = SWAARTEKRAGWAL K = SAAMGESTELDE WAL R = ROTSVULWAL G = GRONDVULWAL						
FAKTOR	VALLEI=VORM	FONDA=MENT TOESTAND	OORLOOP=VER=EISTES	KONSTRUK=SIE=MATERIAAL		
NAAM VAN DAM EN (SOORT)						
LUBISI (B)	BSR-G ^{*1} (3)	GKR (0)	alle (0)	R-G (0)	VALLEIVORM	
PAUL SAUER (B)	BSR-G (3)	B-K-G(1)	B-S (2)	B-S-K-R(0)	VALLEIVORM	
ROODE ELSBERG (B)	BSR-G (3)	R-GK (0)	alle (0)	B-S-K-R(0)	VALLEIVORM	
JOZINI (B)	BSR-G (3)	R-GK (0)	B-S (2)	geen (1)	VALLEIVORM	
P.K. LE ROUX (B)	KR-G (0)	GB-R (2)	B-S-K(1)	B-S-K-R(0)	FONDAMENTTOESTAND	
HARTEBEESTPOORT (B)	BSR-G (3)	B-GS (2)	B-S (2)	alle (0)	VALLEIVORM	
ROODEPLAAT (B)	BSR-G (3)	GKR (0)	alle (0)	geen (1)	VALLEIVORM	
KATRIVIER (B)	G-RK (0)	K-R-G(0)	alle (0)	geen (1)	KONSTRUKSIEMAT.	
H.F. VERWOERD (S)	G-RK (0)	GRK (0)	B-S-K(1)	alle (0)	OORLOOPVEREISTES	
BLYDERIVIERSPOORT (S)	BSR-G (2)	GKR (2)	B-S (2)	B-S-K-R(0)	<u>ONTWERPER</u> ^{*2}	
SPIOENKOP (S)	G-RK (0)	GRK (0)	B-S-K(1)	geen (0)	OORLOOPVEREISTES	
LAKENVALLEY (S)	BSR-G (2)	GRK (0)	alle (0)	geen (0)	VALLEIVORM	
ELANDSKLOOF (S)	BSR-G (2)	GRK (0)	alle (0)	B-S (2)	FONDAMENTTOESTAND	
HAZELMERE (S)	K-R-G (0)	GKR (0)	alle (0)	alle (0)	<u>KONTRAKTEUR</u>	
BEAUFORT WEST (R)	BSR-G (1)	GKR (1)	alle (0)	B-S-K-R(0)	<u>ONTWERPER</u>	
OHRIGSTAD (R)	G-RK (2)	R-GK (2)	alle (0)	B-S-K-R(0)	<u>ONTWERPER</u>	
WEMMERSHOEK (R)	G-RK (2)	R-GK (2)	alle (0)	R-G (2)	<u>ONTWERPER</u>	
BRIDLE DRIFT (R)	G-RK (2)	R-GK (2)	alle (0)	B-S-K-R(0)	<u>ONTWERPER</u>	
VAALDAM (K)	G-RK (1)	K-GR (2)	B-S-K(1)	alle (0)	FONDAMENTTOESTAND	
FANIE BOTHA (K)	G-RK (2)	GKR (2)	B-S-K(1)	G (0)	FONDAMENTTOESTAND	
EBENEZER (G)	G-RS (2)	GKR (3)	alle (0)	alle (0)	FONDAMENTTOESTAND	
STERKFORTEIN (G)	G-RS (2)	GKR (3)	alle (0)	G (3)	FONDAMENTTOESTAND	
PUNTE TOTALE	38	24	13	10		

*¹ Die koppelteken tussen R en G beteken dat hulle rangorde dieselfde is

*² Waar die hoogste punte vir twee of meer faktore dieselfde is, is aanvaar dat die ontwerper/kontrakteur vir die ontwerpkeuse verantwoordelik was.

as die belangrikste faktor wat die soort damwal beïnvloed.

8.7.2 Fondamenttoestand

Die volgorde vir verskillende soorte damme volgens die fondamentgesteldheid is bepaal met behulp van die gegewens in tabel 8.4.4 en die puntetoekenning in tabel 8.7.2 is soos volg gedoen:

- (i) Ontwerpkeuse stem ooreen met eerste keuse volgens fondamenttoestande: 3 punte.
- (ii) Ontwerpkeuse stem ooreen met tweede keuse of een van twee keuses wat gesamentlik eerste is: 2 punte.
- (iii) Ontwerpkeuse stem ooreen met derde keuse: 1 punt.

Die baie belangrike rol wat fondamenttoestande speel by die keuse van die soort damwal, blyk uit die hoë puntetotaal in tabel 8.7.2 en die feit dat dit vir ses terreine as die belangrikste faktor geklassifiseer is.

8.7.3 Oorloopvereistes

Die vereistes vir die oorloopstruktuur van 'n dam berus op die maksimum waarskynlike vloedspits of ontwerpvlod (sien paragraaf 2.2) en die volgorde van die verskillende soorte damme volgens die geskiktheid daarvan om aan die oorloopvereistes van die terrein te beantwoord is soos volg bepaal (Hoffman, 1977):

- (a) Vir terreine met ontwerpvlod van minder as 2 000 kumek is aanvaar dat enige soort dam gebou kan word, aangesien selfs 'n tregter- of geutorloop (by 'n vuldam) maklik so 'n vlod kan hanteer.
- (b) Vir terreine waar die ontwerpvlod meer as 2 000 kumek is, maar die vereiste oorlooplengte vir die ontwerpvlod volgens tabel 8.1.2 minder as 50 persent van die kruinlengte is, kan 'n boog-, swaartekrag of saamgestelde dam aan die oor-

loopvereistes voldoen.

(c) Vir ander terreine ontbreek die ruimte vir 'n saamgestelde wal en kan slegs 'n boog- of swaartekragdam aan die oorloopvereistes voldoen.

Die puntetoekenning in tabel 8.7.2 is soos volg gedoen:

- (i) Vir terreine waar alle soorte damme aan die oorloopvereistes sou voldoen, is geen punte toegeken nie.
- (ii) Vir terreine waar twee soorte damme aan die vereistes voldoen en een daarvan is gekies: 2 punte.
- (iii) Vir terreine waar drie soorte damme aan die vereistes voldoen en een daarvan is gekies: 1 punt.

Volgens die puntetotaal in tabel 8.7.2 is oorloopvereistes die derde belangrikste faktor en het by drie terreine 'n deurslaggewende rol gespeel.

8.7.4 Konstruksiemateriaal

Die gegewens in tabel 8.5.3 is gebruik om in tabel 8.7.2 aan te toon vir welke soort damme daar konstruksiemateriaal-kombinasies binne ekonomiese vervoerafstande beskikbaar was (sien paragraaf 8.5). Die puntetoekenning in tabel 8.7.2 is soos volg gedoen:

- (i) Indien materiale vir slegs een soort damwal beskikbaar was en daardie soort dam is gebou: 3 punte.
- (ii) Indien materiale vir twee soorte damme beskikbaar was en een van hulle is gebou: 2 punte.
- (iii) Indien geen materiale by die terrein beskikbaar was nie en 'n boogdam (wat die minste materiaal vereis) is gebou: 1 punt.
- (iv) Indien materiale vir drie of meer soorte damme beskikbaar was: geen punte

Die beskikbaarheid van konstruksiemateriaal is die bepaalde faktor wat die kleinste rol speel by die keuse van die soort damwal. Die redes hiervoor is dat daar by die meeste terreine voldoende materiale beskikbaar was om die soort dam wat andersins die meeste geskik is te bou en die feit dat sekere soorte materiaal soos fyn aggremaat vir beton dikwels per trein of andersins redelik ekonomies oor groter afstande vervoer kan word.

8.7.5 Ander faktore

'n Ontleding van tabel 8.7.2 toon dat bekende of bepaalde faktore nie altyd deurslaggewend is by die keuse van die soort dam nie. By vyf van die terreine stem die soort dam wat gebou is nie ooreen met die voorkeurvolgorde van enige van die bekende faktore nie. In hierdie gevalle is dit meesal onmoontlik om vas te stel waarom daar op 'n sekere soort dam besluit is en is die keuse aan die smaak van die ontwerper (wat moontlik op sy beurt deur die eienaar of departementshoof beïnvloed is) toegeskryf. Slegs in die geval van die Hazelmeredam is dit bekend dat die kontrakteur verantwoordelik was vir die keuse van die soort dam aangesien sy beskikbare toerusting hom in staat gestel het om die laagste prys vir 'n swaartekragdam te kwoteer.

8.8 BESONDERHEDE OOR ONTWERP VAN DIE DAMWALLE

Alhoewel daar gewoonlik reeds na afloop van die uitvoerbaarheidsondersoek 'n besluit oor die soort damwal geneem word, berus die fynere besonderhede van die ontwerp op 'n aantal eienskappe van die terrein wat eers gedurende die ontwerp stadium bepaal kan word. Beskrywings van die belangrikste kenmerke van die ontwerpe en die invloed van geologiese toestande op die aanpassings van ontwerpe gedurende die konstruksiestadia verskyn in paragrawe 8.2.1 tot 8.2.22.

8.8.1 Soort damwal en oorloopstruktuur

Besonderhede oor die algemene ontwerpe en oorloopstrukture

van die groter damme in Suid-Afrika verskyn in tabelle 8.8.1 en 8.8.2, figure 8.2.1 tot 8.2.22 en foto's 3.1.1 tot 3.6.6.

8.8.2 Ontwerpaannames

Al die metodes van damwalontwerp vereis dat waardes toegeken word aan 'n groot aantal parameters waaronder ook sekere fundamenteienskappe (sien hoofstuk 4). In die meeste gevalle maak die ontwerper gebruik van die resultate van fondament- en konstruksiemateriaalondersoeke (sien tabel 8.4.5) om hierdie waardes te bepaal maar in gevalle waar sulke resultate ontbreek of ontoereikend is, moet daar dikwels staat gemaak word op goeie oordeelsvermoë of vorige ondervinding.

Besonderhede oor die ontwerpaannames vir 'n aantal fondamentparameters word hieronder aangegee:

(a) Belasting as gevolg van aardskokke: Vir al die groter damme in Suid-Afrika is 'n horisontale versnelling gelykstaande aan 10 persent van swaartekrag aanvaar.

(b) Die aanvaarde wrywingshoek vir die berekening van die skuifweerstandsfaktore was 38,7 grade by vier van die damme en die ooreenstemmende kohesiewaardes het gewissel van 483 en 500 kPa (doleriet) tot 1 380 en 2 800 kPa (Tafelberg=sandsteen).

(c) In gevalle waar van 'n glyweerstandswaarde (horisontale kragte gedeel deur vertikale kragte) gebruik gemaak is, is waardes van tussen 0,45 (verweerde doleriet) tot 0,75 (onverweerde doleriet en effens verweerde Tafelbergsandsteen) gebruik.

(d) Aanvaarde waardes vir die verhouding tussen die elastisiteitsmodulus vir beton tot die elastisiteitsmodulus vir rots het gewissel tussen 1 (doleriet) en 2 (Tafelbergsandsteen).

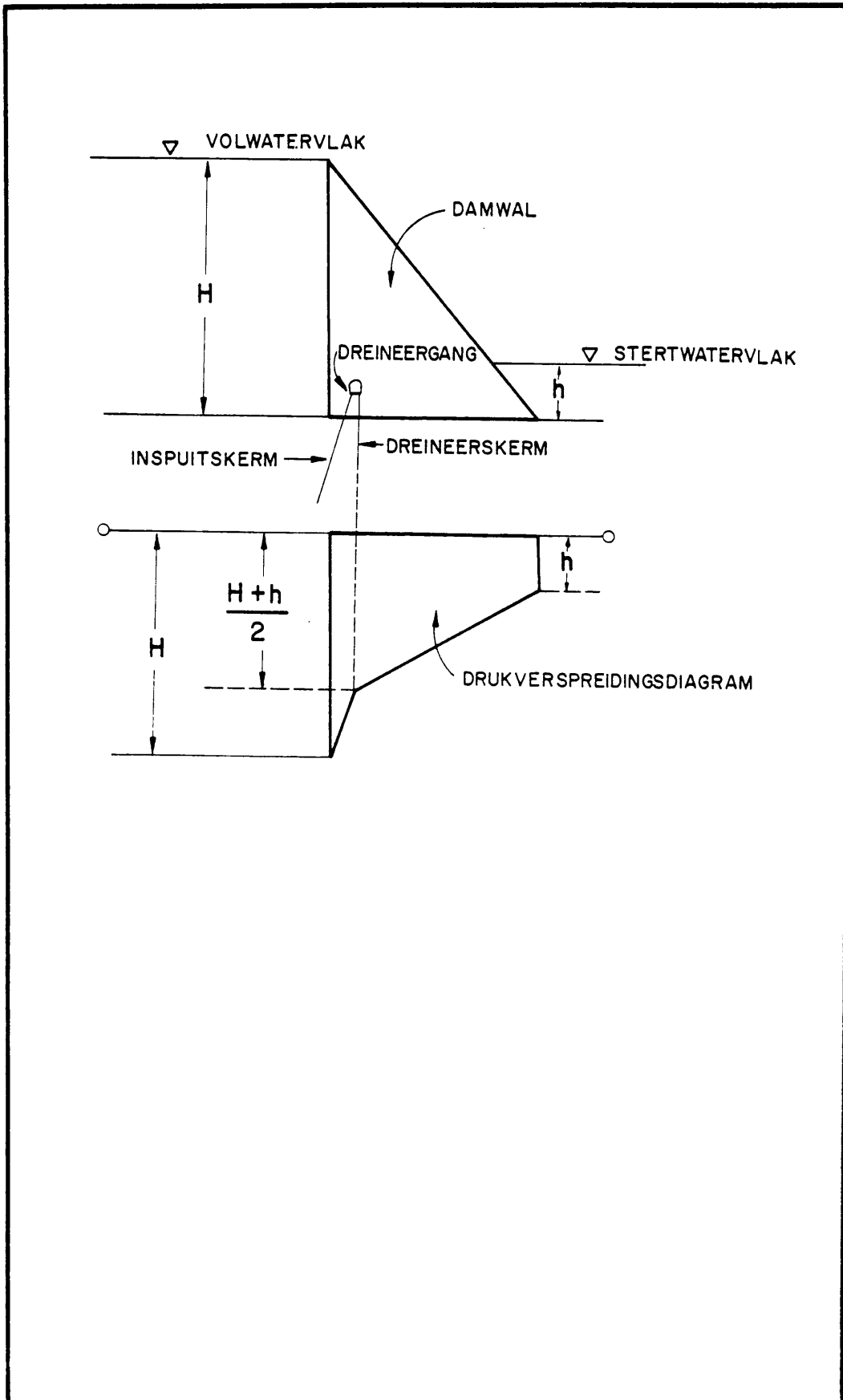
(e) Vir die beraming van hidrostatische ophigdruk onder die damwal is meesal van 'n diagram soos in figuur 8.8.1 gebruik gemaak.

TABEL 8.8.1 BESONDERHEDE OOR DIE ONTWERPE VAN DIE GROTER DAMME
IN SUID-AFRIKA

NAAM VAN DAM	BESONDERHEDE VAN DAMONTWERP
LUBISI	Medium-dun dubbelboogwal
PAUL SAUER	Dun dubbelboogwal
ROODE ELSBERG	Dun dubbelboogwal
JOZINI	Medium-dun dubbelboogwal wat geleidelik verdik na die flanke
P.K. LE ROUX	Medium-dun dubbelboogwal met swaartekraggedeelte op linkerflank
HARTEBEESTPOORT	Dik boogwal met veranderlike straal
ROODEPLAAT	Medium-dun wisselstraalboogwal met swaartekragwalle op die flanke
KATRIVIER	Meerboogwal met vier boë, drie stutmure en swaartekragwalle op flanke
H.F. VERWOERD	Dik dubbelboogwal wat geleidelik oorgaan in swaartekragwalle langs flanke
BLYDERIVIERSPOORT	Swaartekragboogwal
SPIOENKOP	Reguit swaartekragwal
LAKENVALLEY	Geboë swaartekragwal met holte
ELANDSKLOOF	Reguit swaartekragwal
HAZELMERE	Geboë swaartekragwal
BEAUFORT WEST	Rotsvulwal met betondekblad teen stroomopkant
OHRIGSTAD	Rotsvulwal met betondekblad teen stroomopkant
WEMMERSHOEK	Rotsvulwal met skuins kleikern
BRIDLE DRIFT	Versterkte rotsvulwal met skuins kleikern
VAALDAM	Saamgestelde swaartekrag/grondvulwal
FANIE BOTHA	Saamgestelde swaartekrag/grondvulwal
EBENEZER	Grondvulwal met vertikale kleikern
STERKFORTEIN	Geboë grondvulwal met skuins kleikern

TABEL 8.8.2 BESONDERHEDE OOR OORLOOPSTRUKTURE VIR GROTER DAMME IN
SUID-AFRIKA

NAAM VAN DAM	SOORT	BEHEER= STRUKTUUR	LIGGING	EROSIE= BEHEER
LUBISI	vryval	geen	sentraal	skort/stilbak
PAUL SAUER	(i) vryval	geen	sentraal	skort/stilbak
	(ii) geute	hekke	linkerflank	wipskoepe
ROODE ELSBERG	vryval	geen	sentraal	skort/stilbak
JOZINI	(i) vryval	geen	sentraal	skort/stilbak
	(ii) geute	hekke	linkerflank	wipskoepe
P.K. LE ROUX	(i) vryval	geen	sentraal	skort/stilbak
	(ii) geute	hekke	linkerflank	wipskoepe
HARTEBEESTPOORT	sykanaal	hekke	linkerflank	betonkanaal
ROODEPLAAT	vryval	geen	sentraal	geen
KATRIVIER	vryval	geen	sentraal	geen
H.F. VERWOERD	(i) vryval	geen	sentraal	skort/stilbak
	(ii) geute	hekke	beide flanke	wipskoepe
BLYDERIVIERSPOORT	oorvloei	geen	sentraal	skort/stilbak
SPIOENKOP	oorvloei	geen	sentraal	skort/stilbak
LAKENVALLEY	oorvloei	geen	sentraal	skort/stilbak
ELANDSKLOOF	oorvloei	geen	sentraal	skort/stilbak
HAZELMERE	oorvloei	geen	sentraal	skort/stilbak
BEAUFORT WEST	rotskanaal	geen	linkeroewer	geen
OHRIGSTAD	sykanaal	geen	regterflank	betonkanaal
WEMMERSHOEK	geut	hekke	linkerflank	wipskoepe
BRIDLE DRIFT	rotskanaal	geen	regteroewer	geen
VAALDAM	oorvloei	hekke	sentraal	skort/stilbak
FANIE BOTHA	oorvloei	geen	sentraal	skort/stilbak
EBENEZER	skag	geen	regterflank	kanaal/stilbak
STERKFORTEIN	geen	-	-	-



FIGUUR 8.8.1 VERSPREIDING VAN HIDROSTATIESE DRUK ONDERKANT DAMWAL.

8.8.3 Fondamentinspuiting en dreinerings

Besonderhede oor die spesifikasies vir fondamentinspuiting en dreinerings by al die groter damme in Suid-Afrika word in tabel 8.8.3 opgesom.

8.8.4 Invloed van spesifieke geologiese toestande op die aanvanklike ontwerpbesonderhede

'n Opsomming van die belangrikste geologiese probleme wat tydens die ontwerp stadium bekend was en die wyse waarop daarvoor in die damwalontwerp voorsiening gemaak is, word in tabel 8.8.4 gegee.

Dit is duidelik dat daar met behulp van dieper fondamentuitgraving en deeglike fondamentinspuiting en dreinerings vir die meeste fondamentprobleme gekompenseer kan word.

8.9 KONSTRUKSIE-ONDERVINDINGS

8.9.1 Fondamenttoestande en aanpassings aan die ontwerp

Die werklike fondamenttoestande by al die groter damme soos blootgestel tydens konstruksiewerk en die aanpassings aan die ontwerpe as gevolg van veranderde of onverwagte toestande is reeds in paragrawe 8.2.1 tot 8.2.22 bespreek en die belangrikste besonderhede word in tabel 8.9.1 opgesom. Gegewens omtrent fondamentinspuiting en dreinerings word in tabel 8.9.2 saamgevat.

8.9.2 Vermeerdering van konstruksiekoste

Ten spyte van al die ingenieursgeologiese ondersoekwerk wat by terreine vir groter damme uitgevoer is, was daar slegs vier terreine waar geen noemenswaardige geologiese probleme tydens die konstruksiestadium voorgekom het nie. By al die ander het onverwagte geologiese toestande vermeerdering van boukoste van tussen 0,5 en 30 persent (gemiddeld 5,6 persent) veroorsaak.

Soos verwag kan word was daar nie 'n direkte verband tussen die vermeerdering van boukoste en die hoeveelheid inligting (ondersoekverhouding) wat tydens die ontwerp stadium vir elke individuele

TABEL 8.8.3

SPESIFIKASIES TEN OPSIGTE VAN FONDAMENTINSPUITING EN DREINERING VIR GROTER DAMME IN SUID-AFRIKA

NAAM VAN DAM	FONDAMENTINSPUITING						FONDAMENTDREINERING		
	KONSOLIDASIE			SKERM			SOORT	DIEPTE (m)	OPMERKINGS
	DIEPTE (m)	STADIA-LENGTE (m)	DRUK (kPa)	DIEPTE (m)	STADIA-LENGTE (m)	DRUK (kPa)			
LUBISI	?	?	?	21-36	?	1240-1930	Skerm	23-30	
PAUL SAUER	2B	4,6-6,1	34D	28,8+ ^H /2	-	34D	Skerm	90	Slegs regterflank
ROODE ELSBERG	18	?	?	38-85	?	34D	Skerm	30-50	Ook gange in flanke
JOZINI	18-36	12;24	170;620	100	18;82	34D	Skerm	30-90	
P.K. LE ROUX	10	5;5	180;714	50	10;6;6;6	360;730	Skerm	30	Ook diep dreineergang
HARTEBEESTPOORT	-	-	-	-	-	-	-	-	
ROODEPLAAT	-	-	-	^H /2	7; ^H /2	46D	-	-	
KATRIVIER	6,7	-	280	36	12;12;12	34D	Skerm	20	
H.F. VERWOERD	10	5;5	180;714	50	10;6;6;6	360;730	Skerm	20-60	Ook diep dreineergang
BLYDERIVIERSPOORT	10	-	?	30-70	7;7;7	30D	Skerm	15	
SPIOENKOP	-	-	-	25	25	25D	Skerm	15	Eers 4 jr. na voltooiing
LAKENVALLEY	-	-	-	20-35	?	?	Skerm	14	Ook holte in wal
ELANDSKLOOF	-	-	-	40	?	?	Skerm	23	
HAZELMERE	-	-	-	20-60	?	?	Skerm	13-40	
BEAUFORT WEST	-	-	-	20-60+	9;22;30	22,6D	-	-	
OHRIGSTAD	?	?	?	?	?	?	-	-	
WEMMERSHOEK	10	-	?	30	10	23D	Toondreineerkanaal	-	
BRIDLE DRIFT	3-14	14	?	16	8	140-280	-	-	
VAALDAM	-	-	-	-	-	-	-	-	
FANIE BOTHA	?	?	?	24	?	?	Skerm	15	Ook dreineerlaag
EBENEZER	-	-	-	20	?	?	Dreineerlaag	-	
STERKFORTEIN	-	-	-	30-50	-	?	Toondreineerkanaal	-	

AFKORTINGS: B = basiswydte van damwal, H = waterdiepte of verskil tussen volvoorraadhoogte en fondamentvlak, D = diepte benede fondamentvlak.

TABEL 8.8.4

INVLOED VAN SPESIFIEKE GEOLOGIESE PROBLEME OP DIE AANVANKLIKE ONTWERPENMERKE

FONDAMENTPROBLEEM	ONTWERPENMERK TER KOMPENSASIE VAN VERSKILLENDE FONDAMENTPROBLEME VIR DIE SOORT DAMWAL WAT GEKIES IS			
	DIEP VERWERING	HOË DEURLATENDHEID	LAE SKUIFSTERKTE	HOË VERVORMBAARHEID
<u>NAAM VAN DAM</u>				
LUBISI	+ Diep uitgrawing	+ Insput- en dreineerskerms	+ Diep uitgrawing	+ Medium dunboog
PAUL SAUER	0 -	+ Insput- en dreineerskerms	0 -	0 -
ROODE ELSBERG	+ Diep uitgrawing	+ Insput- en dreineerskerms	+ Diep uitgrawing	+ Fondamentkussing
JOZINI	+ Diep uitgrawing	+ Insput- en dreineerskerms	0 -	+ Medium dunboog
P.K. LE ROUX	+ Diep uitgrawing	0 Insput- en dreineerskerms	0 -	0 -
HARTEBEESTPOORT	0 -	0 -	0 -	+ Dik boogwal
ROODEPLAAT	0 -	+ Insputskerm	0 -	0 -
KATRIVIER	+ Diep uitgrawing	+ Insput- en dreineerskerms	0 -	0 -
H.F. VERWOERD	+ Diep uitgrawing	0 Insput- en dreineerskerms	0 -	0 -
BLYDERIVIERSPOORT	+ Diep uitgrawing	+ Insput- en dreineerskerms	+ Diep uitgrawing	+ Swaartekragboog
SPIOENKOP	+ Diep uitgrawing	+ Insput- en dreineerskerms	+ Diep uitgrawing	+ Diep uitgrawing
IAKENVALLEY	+ Diep uitgrawing	+ Insput- en dreineerskerms	+ Diep uitgrawing	+ Diep uitgrawing
ELANDSKLOOF	0 -	+ Insput- en dreineerskerms	0 -	0 -
HAZELMERE	0 -	+ Insput- en dreineerskerms	0 -	0 -
BEAUFORT WEST	0 -	+ Insputskerm	0 -	0 -
OHRIGSTAD	0 -	+ Insputskerm	0 -	0 -
WEMMERSHOEK	0 -	+ Afsluitmuur, insputskerm en toondreineerkanaal	0 -	0 -
BRIDLE DRIFT	0 -	+ Insputskerm	0 -	0 -
VAALDAM (betondeel)	0 -	0 -	0 -	0 -
FANIE BOTHA (betondeel)	0 -	+ Insput- en dreineerskerms	0 -	0 -
EBENEZER	0 -	+ Insput- en dreineerlaag	0 -	0 -
STERKFORTEIN	0 -	+ Insputskerm en toon= dreineerkanaal	0 -	0 -

VERDUIDELIKING VAN KODES

0 = Ontwerper onbewus van probleem vir bepaalde soort dam. + = Ontwerper bewus van probleem vir bepaalde soort dam.

- = Geen voorsiening in ontwerp vir bepaalde probleem.

TABEL 8.9.1 OPSOMMING VAN BELANGRIKSTE ONTWERPWYSIGINGS EN BERAAMDE ADDISIONELE BOUKOSTEAS GEVOLG VAN GEOLOGIESE PROBLEME TYDENS KONSTRUKSIE VAN GROTER DAMME IN SUID-AFRIKA

NAAM VAN DAM	ONTWERPVERANDERING EN PROBLEME TYDENS KONSTRUKSIESTADIUM	GEOLOGIESE FAKTORE VERANTWOORDELIK VIR WYSIGINGS/PROBLEME	BERAAMDE VERMEERDERING VAN BOUKOSTE (Persent)
LUBISI	Dieper uitgrawing en verandering na swaartekrag langs flanke	Verwering langs nate in doleriet	4
PAUL SAUER	Dieper uitgrawing; voorsien drukkussing en dekplaat, vermeerder boogringstrale, vermeerder inspuiting en dreinering	Ongunstige oriëntasie van filliettussen= lae	14
ROODE ELSBERG	Dieper uitgrawing, holte, vermeerder inspuiting en dreinering	Verskuiwings, nate, diep verwering	7
JOZINI	Dieper uitgrawing, verankering	Nate en breksiegange	9
P.K. LE ROUX	Geen	-	0
HARTEBEESTPOORT	Dieper uitgrawing	Nate en verwering	4
ROODEPLAAT	Skoonmaak en opvul van holte	Kolkgat langs naatsones	1
KATRIVIER	Dieper uitgrawing, verankering	Sub-horisontale nate gevul met klei	20
H.F. VERWOERD	Dieper uitgrawing, buitengewoon harde rots	Oop nate in doleriet	10
BLYDERIVIERSPOORT	Dieper uitgrawing	Nate en verwering	2
SPIOENKOP	Dieper uitgrawing	Verwering en swak rots	30
LAKENVALLEY	Instort van inspuitgange, verlenging van damwal	Nate en verwering	0,5
ELANDSKLOOF	Dieper uitgrawing	Verskuiwingsone	5
HAZELMERE	Dieper uitgrawing, vermeerder inspuiting	Sub-horisontale naatvlakke	3
BEAUFORT WEST	Geen	-	0
OHRIGSTAD	Dieper uitgrawing, probleme met boorwerk	Verweerde diabaas	2
WEMMERSHOEK	Dieper uitgrawing	Verwering	4
BRIDLE DRIFT	Geen	-	0
VAALDAM	Dieper uitgrawing	Diabaasgang	0,5
FANIE BOTHA	Dieper uitgrawing	Dolerietgange en kleilae	4
EBENEZER	Geen	-	0
STERKFORTEIN	Gebruik van meer ondeurlatende vulmateriaal	Onreëlmatige verspreiding in groewe	3

TABEL 8.9.2

SEMENTVERBRUIK IN KONTAK/KONSOLIDASIE- EN SKERMINSPUITING VAN FONDAMENTGESTEENTES

NAAM VAN DAM	GESTEENTESOORT (E)	DEURLATENDHEID		GEMIDDELDE SEMENTVERBRUIK		OPMERKINGS
		LUGEONEENHEDE	m/sek	KONTAK/ KONSOLIDASIE kg/m ³	SKERM kg/m ²	
LUBISI	Doleriet	?	?	?	?	Geen rekords beskikbaar nie
PAUL SAUER	Kwartsiet met filliëttussenlae	5-10	-	3,1	38	Groot wisseling
ROODE ELSBERG	Kwartsiet	20-100	-	6,03	17,17	
JOZINI	Dasiet	-	7×10^{-7}	2	1,33	
P.K. LE ROUX	Doleriet	0-1	-	?	?	Rekords nie beskikbaar
HARTEBEESTPOORT	Kwartsiet	-	-	-	-	Nie gedoen
ROODEPLAAT	Felsiet	?	?	?	?	Geen rekords
KATRIVIER	Doleriet	10-20	-	?	1,4	
KATRIVIER	Sliksteen	80	-	4,8	3,0	Verwering langs nate
H.F. VERWOERD	Doleriet	0-2	-	gering	gering	Waterverliese by doleriet/ skaliekontak
BLYDERIVIERSPOORT	Kwartsiet	1-10	-	2,4	40,0	
SPIOENKOP	Doleriet/sed. Sedimente	0 0	- -	? ?	5,6 4,2	Effens verweer Effens verweer
LAKENVALLEY	Kwartsiet	10-200	-	-	16,4	Geen korrelasie met waterdruktoetse
ELANDSKLOOF	Kwartsiet	5-60	-	-	22	Korrelasie
HAZELMERE	Kwartsiet	?	-	1,7	19,5	
BEAUFORT WEST	Doleriet	hoog	-	?	?	Dam lek
OHRIGSTAD	Diabaas/kwartsiet	?	?	?	?	Dam lek
WEMMERSHOEK	Sandsteen	hoog	-	?	20,0	
BRIDLE DRIFT	Doleriet	?	-	1	4,1	
VAALDAM	Kwartsiet	laag	-	-	-	Geen inspuiting
FANIE BOTHA	Graniet/diabaas	50	-	?	42	
EBENEZER	Graniet	?	-	?	?	Geen rekords
STERKFORTEIN	Sand/sliksteen Moddersteen	- -	1×10^{-6} 1×10^{-8}	- -)) 1,26	

terrein beskikbaar was nie (sien figuur 8.9.1).

Met behulp van die gegewens in figuur 8.9.1 is krommes van die waarskynlikheid dat die vermeerdering van boukoste (uitgedruk as 'n persentasie van die totale koste) as gevolg van onvoorsiene geologiese toestande sekere persentasies (2, 5 en 10 persent) sal oorskry, teen ondersoekverhouding geteken (figuur 8.9.2).

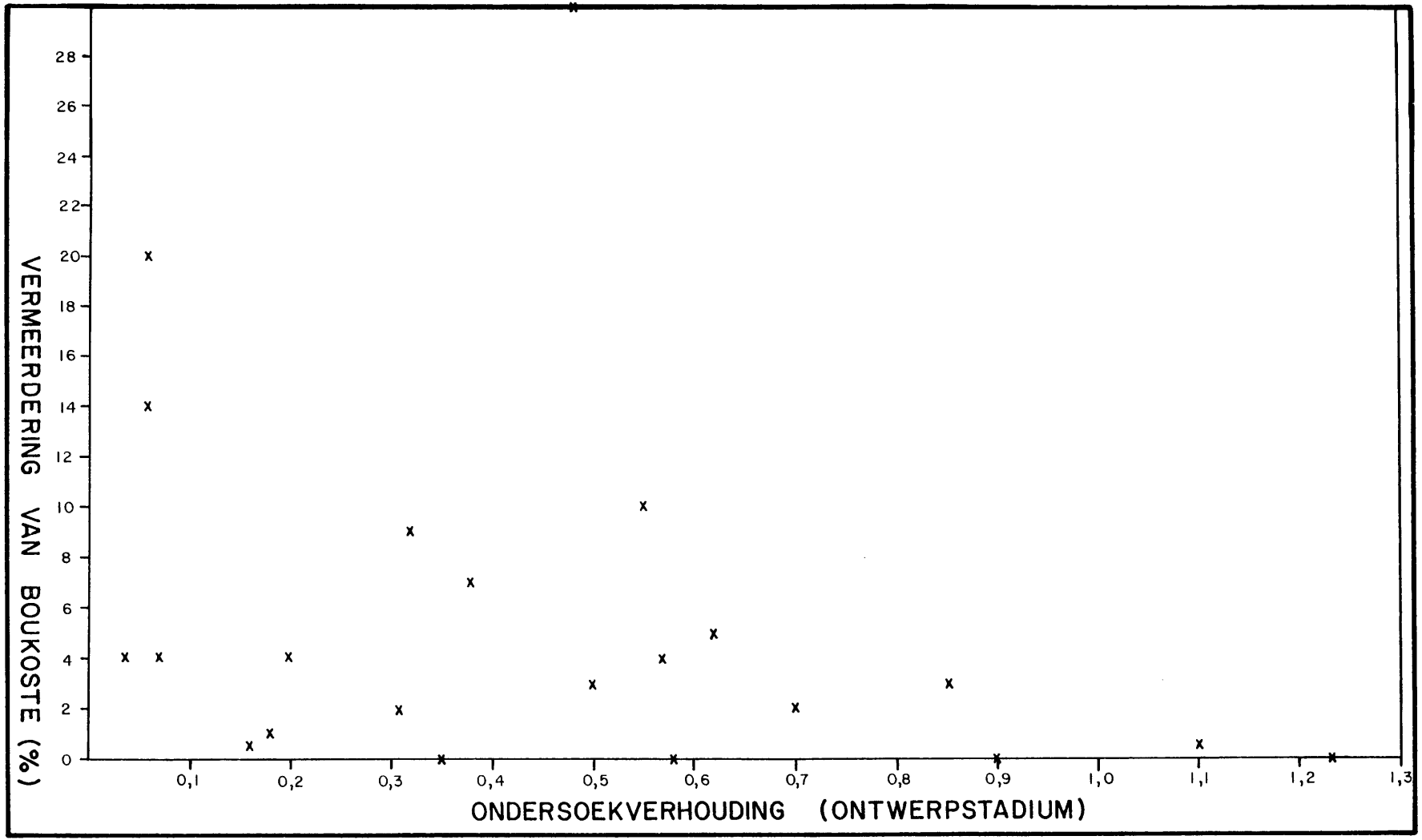
Alhoewel die hoeveelheid gegewens onvoldoende was vir 'n betroubare statistiese bepaling, kan hierdie soort benadering gebruik word om te bepaal welke ondersoekverhouding bereik moet word om die risiko vir oorskryding van toegelate onvoorsiene uitgawe binne aanvaarbare perke te hou. Indien die toelating vir onvoorsiene fondamenteuitgawes byvoorbeeld 5 persent is en die aanvaarbare waarskynlikheid vir oorskryding daarvan is 0,05 dan kan die vereiste ondersoekverhouding van 0,49 van figuur 8.9.2 afgelees word.

Dit is belangrik om daarop te wys dat 'n meer omvattende ondersoekprogram slegs in uitsonderlike gevalle die addisionele konstruksiekoste as gevolg van inherente ongunstige fondamenttoestande kan verminder (byvoorbeeld deur 'n alternatiewe ontwerp) maar dit kan finansiële verleentheid vir die eienaar en ongeregverdigde kontrakteurseise uitskakel.

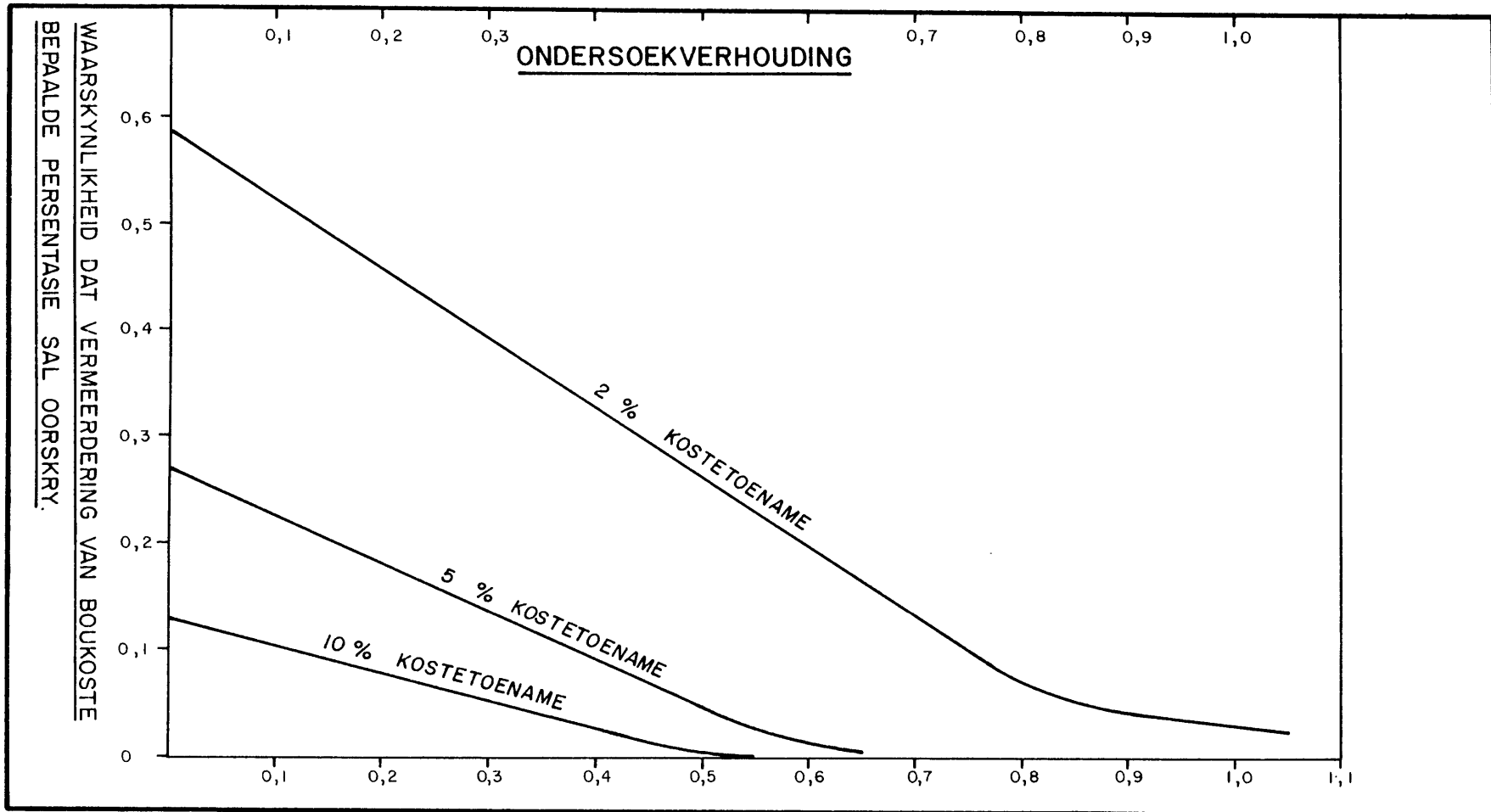
8.10 WERKING EN VEILIGHEID

Die belangrikste vereistes vir enige dam is dat dit doeltreffend sal funksioneer en dat die veiligheidsfaktor daarvan teen swigting onder alle omstandighede voldoende sal wees. Meeste van die groter damme in Suid-Afrika voldoen aan al hierdie vereistes maar ondervind nogtans probleme van die een of ander aard.

Beskrywings van die belangrikste aspekte van die werking van die groter damme is in paragrawe 8.2.1 tot 8.2.22 gegee en die belangrikste gegewens wat daaruit spruit word in tabel 8.10.1 opgesom.



FIGUUR 8.9.1 GRAFIEK VAN VERMEERDERING VAN BOUKOSTE AS GEVOLG VAN ONVERWAGTE GEOLOGIESE TOESTANDE TEEN ONDERSOEKVERHOUDING TYDENS DIE ONTWERPSTADIUM.



FIGUUR 8.9.2 GRAFIEK VAN WAARSKYNNLIKHEID DAT VERMEERDERING VAN BOUKOSTE BEPAALDE PERKE SAL OORSKRY TEEN ONDERSOEKVERHOUDING.

TABEL 8.10.1

OPSOMMING VAN PROBLEME WAT BY GROTER DAMME ONDERVIND IS

NAAM VAN DAM	ABNORMALE WERKING VAN DAM		EFFEK VAN HERSTELWERK
	AARD	REDE(S)	
LUBISI	Erosie by uitlaatgeut Fout met dreinerings	Verwering langs nate Swak instandhouding	Niks gedoen Niks gedoen
PAUL SAUER	Swak dreinerings Moontlike defleksie	Verstoppte gate Onstabiele basispunt	Geen
ROODE ELSBERG	Lekkassie deur fondament Lekkassie deur damwal	Onvoldoende inspuiting Gebrek aan fyn sand-fraksie	Niks gedoen Niks gedoen
JOZINI	Nooit volgeward nie	Polities	Niks gedoen
P.K. LE ROUX	Geen		
HARTEBESTPOORT	Geen		
ROODEPLAAT	Erosie by oorloop	Nate in rots	Niks gedoen
KATRIVIER	Krake in wal	Spannings in wal	Niks gedoen
H.F. VERWOERD	Geïnduseerde seismisiteit	Damkombelasting	Niks gedoen
BLYDERIVIERSPOORT	Lekkassie deur dreineergate Lekkassie deur regterflank	Onvoldoende inspuiting Onvoldoende inspuiting	Suksesvol Suksesvol
SPIOENKOP	Lekkassie deur damwal Hoë opligdruk	Swak konstruksie Onvoldoende inspuiting	Nog besig Nog besig
LAKENVALLEY	Geen		
ELANDSKLOOF	Geringe lekkassie	Onvoldoende inspuiting	Niks gedoen
HAZELMERE	Geen		
BEAUFORT WEST	Ernstige lekkassie	Krake in dekblad	Niks gedoen
OHRIGSTAD	Baie ernstige lekkassie	Onvoldoende inspuiting	Onsuksesvol
WEMMERSHOEK	Geen		
BRIDLE DRIFT	Lengtekraak op damkruin Rotsstortings in oorloopsnit	Vassakking van vulling Drukverligting, verwering	Suksesvol Niks gedoen
VAALDAM	Onvoldoende vryboord Hoë opligdruk Erosie by oorloop	Ontwerp Geen inspuiting of dreinerings Ontwerp	Nog besig Nog besig Nog besig
FANIE BOTHA	Plaveiselblokke swig	Erosie, versakking	Suksesvol
EBENEZER	Geen		
STERKfonteIN	Stabiliteit onder verdenking	Vulmateriaal	Nog besig

Met die uitsondering van twee (Jozinidam en Ohrigstaddam), beantwoord al die groter damme in Suid-Afrika volkome aan hulle doel. By vyf van die damme is geen probleme van enige aard ondervind nie, terwyl minder ernstige probleme soos beperkte erosie by die oorloop of uitlaat, lekkasie sonder die gevaar van pypvorming, geringe geïnduseerde seismisiteit en vassakking van vulgedeeltes by nege van die damme voorgekom het. Probleme wat moontlik 'n mate van gevaar vir die veiligheid van die struktuur kan inhou soos ondoeltreffende- of geen dreinerings- en inspuitings-, moontlike defleksie, kraakvorming in betongedeeltes en moontlike onstabiliteit van vulgedeeltes is by ses van die damme ondervind.

HOOFTUK 9. OPSOMMING EN GEVOLGTREKKINGS

'n Dam word gedefinieer as 'n versperring, opgerig om water terug te hou, die vlak daarvan te verhoog of 'n reservoir te vorm. Die teenwoordigheid van 'n groot hoeveelheid water in 'n reservoir veroorsaak nie alleen 'n geweldige groot horisontale druk teen die damwal nie, maar mag ook lei tot verswakking van grond en rots in die damwal of damfondament, erosie van hierdie materiale as gevolg van die golfaksie of deursypeling van water, onstabiliteit as gevolg van ontwikkeling van hoë hidrostatiese druk of geïnduseerde seismisiteit soos veroorsaak deur die belasting van die aardkors.

'n Damwal wat swig sodat al die water skielik uit die reservoir vrygestel word, kan lei tot groot lewensverlies en skade aan eiendom en die noodsaaklikheid dat geologiese toestande en die eienskappe van fondament- en konstruksiemateriale van damme besondere aandag tydens die ontwerp en konstruksie van die strukture sal ontvang, word beklemtoon.

Die Internasionale Kommissie vir Groot Damme (ICOLD) klassifiseer damme in drie groepe volgens hulle grootte naamlik meerdere damme, groot damme en ander damme. Daar bestaan geen volledige rekords van al die damme in Suid-Afrika nie maar volgens die 1979-uitgawe van ICOLD se Register van Damme was daar in 1977 altesaam 316 damme in Suid-Afrika voltooi en het die land oor geen meerdere damme beskik nie.

Ten einde die invloed van geologiese faktore op die koste en veiligheid van damme in Suid-Afrika te probeer bepaal en die kostevoordeel van geologiese ondersoekwerk te probeer bereken is daar vir die doel van hierdie studie 'n nuwe klas "Groter" dam gedefinieer as een waarvan die hoogte bokant laagste fondamentvlak 50 m of meer is. Daar was op 31 Desember 1977 altesaam 22 groter damme in Suid-Afrika voltooi. Hierdie strukture verteenwoordig die 8 belangrikste soorte damwalle en die verskeidenheid van fondamentmateriale is verteenwoordigend van die belangrikste geologiese formasies in Suid-Afrika.

Geologie is maar een van die groot aantal faktore wat die ontwerp en konstruksie van damme kan beïnvloed en ten einde die rol daarvan in perspektief te probeer stel, word al die belangrikste faktore soos die

doel van die dam, die kenmerke van die rivier (gemiddelde jaarlikse afloop, vloedspitse en slikvrag), die kenmerke van die omgewing (geologie, topografie, klimaat, arbeidsituasie en bestaande en toekomstige ontwikkeling), kenmerke van die damkom (inhoudsvermoë, verdampingsverliese, waterdigtheid, stabiliteit van kanthellings en golfaksie), kenmerke van die damterrein (valleivorm, verhouding van kruinlengte tot hoogte, valleisimmetrie, flankhellings, bodemwydte en lengteprofiel) en ander faktore (politiek, prestigewaarde, ekonomie en persoonlike smaak van die ontwerper), kortliks bespreek.

Elke dam word ontwerp om aan te pas by die vereistes wat daaraan gestel word en die besondere toestande van die terrein en daar bestaan dus 'n groot verskeidenheid van soorte damme en ontwerpe. Met behulp van beskrywings, tekeninge en foto's word die belangrikste komponente van die meer algemene soorte damme soos vuldamme (grond- en rotsvulling), betondamme (swaartekrag-, boog- en meerboogdamme), saamgestelde damme en oorloopstrukture beskryf. Die vereistes waaraan die strukture moet voldoen ten opsigte van waterdigtheid, stabiliteit en vormvastheid word bespreek en enkele aspekte van die ontwerpe word toegelig.

Verskillende soorte damme stel verskillende eise aan hulle fundamente en die keuse van die terrein, die soort struktuur, die detailontwerp en vereiste fondamentverbeterings word dus tot 'n groot mate beïnvloed deur die toestand van die fondamentmateriaal. Vir elk van die belangrikste soorte damme word die vereistes vir die fondament ten opsigte van vorm, waterdigtheid, vervormbaarheid en skuifsterkte bespreek en die aandag word gevestig op geologiese en geotegniese parameters van fondamentmateriale wat vir die ontwerp benodig word.

Die koste - en dus die uitvoerbaarheid - van 'n damkonstruksieprojek hang ook af van die hoeveelhede en eenheidskoste van die verskillende konstruksiemateriale wat in die struktuur gebruik word. In die ontwerp van 'n dam kan dikwels voorsiening gemaak word vir die gebruik van 'n verskeidenheid materiale met grootliks wisselende eienskappe maar ten einde die beste gebruik van beskikbare materiale te kan maak, is dit nodig om te kyk na die vereistes van die verskillende soorte damme, die ideale eienskappe van die materiale wat daarin gebruik kan word en die grense waartussen die eienskappe kan varieer om steeds die nodige veiligheid van die struktuur te verseker. Die vereistes vir die belangrikste soorte konstruksiemateriale vir damme soos beton=

aggregaat (growwe en fyn aggregaat), stortklip, rotsvulmateriaal en halfdeurlatende- en ondeurlatende grondvulmateriaal, word bespreek en melding word gemaak van die algemene toetse waaraan hierdie materiale onderwerp word.

Ingenieursgeologiese ondersoeke vir damme vereis 'n groot aantal tegnieke en 'n verskeidenheid van toerusting en word gewoonlik gedurende die goedomlynde stadia van verkenning, uitvoerbaarheid, ontwerp en konstruksie van die projekte uitgevoer. Die oogmerke van ondersoekwerk tydens elke stadium word verduidelik en die verskillende ondersoekmetodes soos ingenieursgeologiese kartering, geofisiese opnames, toetsgate, diamantboorwerk, grond- en rotsmassa-klassifikasiestelsels, in situ en laboratoriumtoetse word bespreek.

Fondamentmateriale soos wat hulle in die natuur voorkom, beantwoord nie altyd aan die vereistes vir damwalle nie. Afgesien van aanpassings wat in die ontwerp van die struktuur gemaak kan word, is dit ook moontlik om met behulp van 'n aantal verbeteringstegnieke die fondament sodanig te verander dat 'n veilige en doeltreffende struktuur daarop gebou kan word. Die tegnieke wat die meeste gebruik word soos afdigting, inspuiting, dreinering en verankering word bespreek.

Met behulp van die gegewens van die 22 groter damme in Suid-Afrika wat vir hierdie studie gebruik is, kon die volgende gevolgtrekkings omtrent die geologie en geomorfologie van die damterreine, die omvang en resultate van ingenieursgeologiese ondersoeke, die keuse van die damterrein en soort damwal asook van die ontwerp, konstruksie en werking van die damme gemaak word:

Die gesteentesoorte wat die belangrikste rol speel by die vorm van damkomme en damterreine in Suid-Afrika is ongetwyfeld doleriet en diabaas. By tien van die twee-en-twintig terreine is dit doleriet- of diabaasindringings wat 'n vernouing van die valleie en vorming van geskikte damterreine veroorsaak het. In die meeste gevalle was die doleriet/diabaas veel sterker en minder erodeerbaar as die omliggende sedimentêre gesteentes maar in ander gevalle was dit die bakteffek daarvan op omliggende gesteentes wat vir die groter weerstand teen erosie en gunstiger fondamenttoestande verantwoordelik was.

Kwartsiet of kwartsitiese sandsteen (meesal van die Groep Tafelberg) verteenwoordig die fondamentgesteente by nege van die groter damme. Dit is veral die hoë weerstand teen verwerking van hierdie soort gesteentes wat veroorsaak dat damterreine met relatief gunstige valleivorme en fondamenttoestande daarop aangetref word.

Geologiese strukture soos plooiing, kanteling of groot verplasings was verantwoordelik vir die vorming van drie besonder goeie damterreine terwyl stroomrowing in twee gevalle bygedra het tot die vorming van gunstiger damkomme.

Daar is gevind dat bestaande maatstawwe vir die bepaling van die omvang van ingenieursgeologiese ondersoekwerk wat gegrond is op die verhouding van die koste van die ondersoek tot die koste van die struktuur self, nie op groter damme van toepassing gemaak kon word nie en 'n nuwe maatstaf naamlik ondersoekverhouding is gebruik.

Ondersoekverhouding is gedefinieer as die volume van monsters wat deur die ondersoekprogram beskikbaar gestel is, gedeel deur die volume fondamentmateriaal wat deur die damwal belas word en word as 'n persentasie uitgedruk.

Die ondersoekverhoudings by groter damme in Suid-Afrika het gewissel tussen 0,002 en 0,21 persent (gemiddeld 0,037 persent) vir die verkenningsstadium, 0,02 en 1,23 persent (gemiddeld 0,35 persent) vir die uitvoerbaarheidstadium en 0,04 en 1,23 persent (gemiddeld 0,46 persent) vir die ontwerpstadium.

Die gemiddelde koste van ondersoekwerk gedurende die verkenningsstadium was baie laag (sowat R2 000 per terrein) terwyl dit eksponensieel toegeneem het gedurende die uitvoerbaarheid- en ontwerpondersoeke. Vir 'n toename in ondersoekverhouding van 0,4 tot 0,5 persent kan daar 'n gemiddelde toename van 60 persent in die koste van die ondersoekwerk verwag word.

Ten spyte daarvan dat ingenieursgeologiese verkenningsondersoeke meesal beperk was tot 'n vlugtige besoek deur 'n geoloog, het dit nuttige inligting vir beplanningsdoeleindes beskikbaar gestel. By vyf van die terreine is belangrike geologiese probleme geïdentifiseer, vir veertien van die terreine is alternatiewe liggings ondersoek en in sewe gevalle kon 'n voorlopige keuse tussen alternatiewe terreine op grond van fondamenttoestande gedoen word.

Met die oog op die bepaling van die geskiktheid van fondamenttoestande en die benaderde koste vir die mees ekonomiese soort dam tydens die uitvoerbaarheidstadium, is 'n metode ontwikkel waarvolgens redelike betroubare vergelykings tussen die kostes van verskillende soorte strukture op dieselfde terrein gemaak kan word. Daarvoor is aanvaar dat die geskiktheid van die fondamenttoestande verteenwoordig word deur die koste aan vereiste uitgrawings en terugvulling om geskikte fondamenttoestande te bereik, uitgedruk as 'n persentasie van die boukoste van die struktuur. Hiervolgens was dit duidelik dat die geskiktheid van fondamenttoestande geweldig wissel van terrein tot terrein en ook van een soort damwal tot 'n ander op dieselfde terrein. By al die terreine was die koste vir fondamentbehandeling die laagste vir grondvuldamme. Die tweede laagte koste was vir rotsvuldamme (twaalf terreine) of saamgestelde damme (agt terreine). By twaalf terreine was dit boogdamme en by agt swaartekragdamme wat die hoogste koste aan fondamentbehandeling sou vereis.

Alhoewel die resultate van uitvoerbaarheidsondersoeke nie altyd op 'n geskikte wyse voorgelê is nie, was daar in die meeste gevalle voldoende inligting beskikbaar om aan die vereistes van die beplanningsingenieur te voldoen.

Ontwerponderoeke is slegs by agt van die terreine uitgevoer en 'n vergelyking van die beskikbare resultate met die normale vereistes van die ontwerpingenieur, toon dat daar by geeneen van die terreine voldoende ontwerp-inligting beskikbaar was nie. Die belangrikste redes hiervoor was waarskynlik onvoldoende tyd vir die ondersoek voordat daar met konstruksiewerk begin moes word en 'n gebrek aan skakeling tussen die ontwerper en die ondersoeker.

Elke soort dam vereis 'n kombinasie of kombinasies van verskillende soorte konstruksiemateriale en die beskikbaarheid van elkeen van hierdie soorte materiaal by die terrein hang af van die afstand waarvoor dit ekonomies vervoer kan word.

Op grond van sekere aannames ten opsigte van die maksimum praktiese vervoerafstande vir verskillende soorte konstruksiemateriale kon die volgende afleidings omtrent die groter damme in Suid-Afrika gemaak word:

- (a) By vier van die terreine was konstruksiemateriale vir enige normale soort dam beskikbaar.
- (b) By vyf van die terreine was geeneen van die kombinasies beskikbaar nie. In al hierdie gevalle is betondamme gebou en moes aggremaat oor langer afstande vervoer word.
- (c) By sestien terreine is damme gebou met 'n kombinasie van materiale wat beskikbaar was.
- (d) By een terrein is 'n betondam gebou terwyl daar slegs materiale vir vuldamme beskikbaar was.

Die keuse van 'n spesifieke damterrein uit 'n aantal alternatiewe terreine wat almal aan dieselfde doel kan beantwoord en dus meesal in dieselfde rivier of omgewing geleë is, hang af van 'n aantal faktore wat onder die volgende hoofde ingedeel kan word:

- (a) Die doeltreffendheid van die damterrein in vergelyking met alternatiewe terreine.
- (b) Fondamenttoestande by die terrein in vergelyking met ander terreine.
- (c) Beskikbaarheid van konstruksiemateriale.
- (d) Omgewingsfaktore soos toeganklikheid of sterilisasie van bestaande of toekomstige ontwikkeling.
- (e) Beskikbaarheid van natuurlike oorlopposisie.

Die doeltreffendheid van die damterrein in vergelyking met alternatiewe terreine is die faktor wat die meeste gewig dra by die keuse van 'n terrein. Die doeltreffendheid van 'n damterrein berus op topografiese eienskappe van die damkom en damwalterrein wat op hulle beurt deur geologiese toestande gevorm is.

Fondamenttoestande by 'n damterrein in vergelyking met toestande by andersins vergelykbare terreine dra die tweede meeste gewig by die keuse van 'n damterrein.

Ander plaaslike faktore soos omgewingstoestande, beskikbaarheid van konstruksiemateriale en geskikte posisies vir natuurlike oorlope speel ondergeskikte rolle by die keuse van damterreine.

Die keuse van die mees geskikte soort damwal vir 'n bepaalde terrein hang af van 'n aantal bepaalbare faktore waaronder die topografie, hidrologie, fondamenttoestande, beskikbaarheid van konstruksiemateriale, die arbeidsituasie en finansiële faktore asook faktore wat moeilik is om te meet soos politiek, prestigewaarde of persoonlike smaak van die ontwerper.

Dit was duidelik uit die ondersoek dat valleivorm verreweg die grootste rol gespeel het by die keuse van die soort damwal en by sewe van die terreine die deurslaggewende faktor was.

Fondamenttoestande is die faktor wat die tweede meeste gewig dra by die keuse van die soort struktuur en was die belangrikste faktor by ses van die terreine.

Die vereistes vir 'n oorloopstruktuur berus op die ontwerpvoed en was die derde belangrikste faktor wat die keuse van die soort dam beïnvloed het. By twee van die terreine was dit van deurslaggewende belang.

Beskikbaarheid van konstruksiemateriaal is die bepaalbare faktor wat die kleinste rol gespeel het by die keuse van die soort damwal. Die redes hiervoor is dat daar by die meeste terreine voldoende materiale beskikbaar was om die soort damwal wat andersins die meeste geskik is, te bou en die feit dat sekere soorte materiaal soos fyn aggremaat vir beton dikwels per trein of andersins redelik ekonomies oor langer afstande vervoer kan word.

By ses van die damme kan die keuse van die ontwerp nie op grond van enige bepaalbare faktor geregverdig word nie en daarvan moes afgelei word dat dit deur die smaak van die ontwerper (of sy werkgewer) beïnvloed is.

In een geval was dit die kontrakteur wat verkies het om 'n sekere soort wal te bou omdat hy konstruksietoerusting vir sodanige struktuur beskikbaar gehad het.

Net soos wat die argitek sy persoonlike smaak tot uiting bring deur die gebruik van sekere boustyle by 'n gebou, so druk die ontwerpingenieur ook sy stempel af op die ontwerp van 'n dam. In die geval van damme is dit nie alleen die uiterlike vorms en afwerkings wat kan varieer nie maar ook minder opsigtelike komponente wat ook die gedrag en werking van die strukture kan beïnvloed.

Die opsigtelike eienskappe van die ontwerp van damme is die soort konstruksiemateriaal, die vorms en hellings van die walle en die soorte oorloop-, uitlaat- en erosiebeheerstrukture. Minder opsigtelike maar ewe belangrike eienskappe van damwalle is die spannings wat daarin ontwikkel en wat na die fundamente oorgedra word, die weerstand wat dit kan bied teen eksterne kragte as gevolg van swaartekrag, hidrostatiese druk, seismiese versnelling, golf- en erosiewerking en die fondamentbehandeling (uitgraving, dreinerings, afdigting, verankering) wat nodig was om aan die vereistes van die struktuur te voldoen.

Alhoewel die groter damme in Suid-Afrika almal in sowat agt verskillende klasse ingedeel kan word en daar binne elke klas sekere basiese ooreenkomste bestaan, beskik elkeen van die strukture, benewens 'n kenmerkende vorm, oor 'n groot aantal spesiale ontwerpeienskappe wat dit van ander damme onderskei.

In die meeste gevalle was dit eienskappe van of probleme met fondament- of konstruksiemateriale wat aanleiding gegee het tot die gebruik van spesiale ontwerpeienskappe.

Ten spyte van ingenieursgeologiese ondersoekwerk by al die damterreine was daar slegs vier terreine waar geen noemenswaardige onvoorsiene geologiese probleme voorgekom het nie.

As gevolg van die groot veranderlikheid van geologiese toestande en die hoë koste van ondersoekwerk is dit onmoontlik om alle moontlike geologiese toestande vooraf te bepaal. Ten einde die optimum ondersoekprogram vir 'n terrein te bepaal is dit derhalwe nodig om van statistiese metodes gebruik te maak. Met behulp van die beperkte gegewens wat vir hierdie studie beskikbaar was, is 'n grafiek opgestel waarvan die minimum ondersoekverhouding afgelees kan word indien die aanvaarbare waarskynlikheid dat 'n bepaalde vermeerdering in konstruksiekoste as gevolg van onvoorsiene geologiese toestande oorskry sal word, bekend is.

Met die uitsondering van twee (Jozinidam en Ohrigstaddam), beantwoord al die groter damme in Suid-Afrika volkome aan hulle doel. By vyf van die damme is geen probleme van enige aard ondervind nie terwyl minder ernstige probleme soos beperkte erosie by die oorloop of uitlaat, lekkasie sonder die gevaar van pypvorming, geringe geïnduseerde seismisiteit en vassakking van vulgedeeltes by nege van die damme voorgekom het. Probleme wat moontlik 'n mate van gevaar vir die veiligheid van die struktuur kan inhou soos ondoeltreffende of geen dreinerings en inspuitings, moontlike defleksie, kraakvorming in betongedeeltes en moontlike onstabiliteit van vulgedeeltes is by ses van die damme ondervind.

In ooreenstemming met die vereistes van die Internasionale Kommissie vir Groot Damme en die veiligheidsstandaarde van die Departement van Waterwese word alle damme aan gereelde veiligheidsinspeksies onderwerp en waar daar enige twyfel oor die veiligheid van 'n struktuur bestaan word ondersoekwerk, instrumentasie en, indien nodig, herstelwerk onderneem.

DANKBETUIGINGS

Ek wil graag my opregte dank en waardering uitspreek teenoor die volgende persone sonder wie se hulp die voorbereiding van hierdie verhandeling nie moontlik sou wees nie:

Die promotor en mede-promotor, proff. C.P. Snyman en P.F. Savage vir hulle leiding en waardevolle wenke veral ten opsigte van die finale afronding van die verhandeling.

Die Direkteur van die Geologiese Opname en die Adjunk Direkteur-generaal van die Direktoraat van Waterwese vir toestemming om van amptelike gegewens in die verhandeling gebruik te maak.

Die Staatsdienskommissie en die WNNR vir finansiële ondersteuning.

Die Besturende Ingenieur (Waterbronne-ontwikkeling) en verskeie ander beamptes van die Direktoraat van Waterwese vir tegniese kontrole van inligting oor groter damme en waardevolle kommentaar oor verskeie aspekte van die ontwerp en konstruksie van die strukture.

Mnre. McKay, de Vroede en Duxbury van die Direktoraat van Waterwese vir hulp met die verkryging en prosessering van lugfoto's en tekeninge van damme.

Mev. C.J. de Bruin vir die netjiese natrekwerk.

Mev. J.D. Schmidt vir die netjiese tikwerk wat soms onder moeilike omstandighede gedoen moes word.

My vrou vir hulp met 'n verskeidenheid van take insluitend die tik van verskeie konsepte asook vir morele ondersteuning gedurende die hele tydperk van studie.

VERWYSINGS EN BIBLIOGRAFIE1. ALGEMEEN

- ACKER, R.C. en JONES, J.C. (1972). Foundation and abutment treatment for rockfill dams. Jl. Soil Mech. & Fdn. Div., Proc. ASCE, 98(SM10), 995-1013.
- A.E.G. COMMITTEE ON CORE LOGGING (1976). A guide to core logging for rock engineering. Proc. Symp. Expl. Rock. Engng, Johannesburg, Bieniawski, Z.T. (red). A.A. Balkema, Kaapstad, Vol. I, 71-86.
- AHMED, A.A. (1960). An analytical study of storage losses in the Nile Basin with special reference to Aswan Dam reservoir and the High Dam reservoir (Sadd-el-Ali). Proc. Inst. Civ. Engrs, 17, 181-200.
- AITCHISON, G.D. and WOOD, C.C. (1965). Some interactions in compaction, permeability and post-construction deflocculation affecting the probability of piping failure of small earth dams. Proc. 6th Conf. Int. Soc. Soil. Mech. & Fdn. Engng, Montreal, Vol II, 442-446.
- AMBRASEYS, N.N. en HENDRON, A.J. (1969). Dynamic behaviour of rock masses. In: Rock Mechanics in Engineering Practice, Stagg, K.G. en Zienkiewicz, O.C. (red). John Wiley, London, 203-236.
- ANTON, W.F. (1979). CWPEEF'S Views on earthquake-resistant design of earth dams. Jl. Geotech. Engng Div., Proc. ASCE, 105 (GT 1), 85-88.
- ARHIPAINEN, E. (1970). Some notes on the design of grouted curtains on the basis of water pressure tests. Proc. 10th Cong. Int. Com. Large Dams, Montreal, Vol. II, Q. 37, R.8, 137-145.

- ARMSTRONG, E.L. (1973). Dam construction and the environment. Proc. 10th Cong. Int. Com. Large Dams, Madrid, Vol. I, Q. 40, R.16, 217-236.
- ARMSTRONG, E.L. (1977). Selection of the type of dam. In: Handbook of dam engineering, Golze, A.R. (red). Van Nostrand-Reinhold, New York, 267-290.
- ATTEWELL, P.B. en FARMER, I.W. (1976). Principles of engineering geology. Chapman and Hall, London.
- BARNARD, W.H.J. (1979). Persoonlike mededeling, Pretoria.
- BARRON, R.A. (1977). Design of earth dams. In: Handbook of dam engineering, Golze, A.R. (red). Van Nostrand-Reinhold, New York, 291-318.
- BARROSO, M. (1970). Cement grouts and their influence on the shear strength of fissured rock masses. Proc. 2nd. Cong. Int. Soc. Rock Mech., Belgrado, Vol. III (6-9), 189-195.
- BERTRAM, G.E. (1967). Experience with seepage control measures in earth and rockfill dams. Proc. 9th Cong. Int. Com. Large Dams, Istanboel, Vol. II, Q. 34, R.6, 91-109.
- BIENIAWSKI, Z.T. (1975). The point load test in geotechnical practice. Engineering Geology, 9, 1-11.
- BIENIAWSKI, Z.T. (1979). The geomechanics classification in rock engineering applications. Proc. 4th Cong. Int. Soc. Rock Mech., Montreaux, Vol. II, 41-48.
- BIENIAWSKI, Z.T. en ROBERTSON, A. MAC G. (1973). Strength of intact rock and strength along joint surfaces. In: Course on stability of rock slopes, Johannesburg, S. Afr. Inst. Siv. Ingrs, Feb. 1973, 2.1-2.58.

- BLIGHT, G.E. (1978). Use of the shear vane and pressure meter tests. Aantekeninge vir 'n lesing tydens 'n kursus oor "In situ testing of soils", Geotegniese Afd., S. Afr. Inst. Siv. Ingrs., Johannesburg.
- BOLT, B.A. en HUDSON, D.E. (1975). Seismic instrumentation of dams. Jl. Geotech. Div., ASCE, 101 (GT 11), 1095-1104.
- BRINK, A.B.A. (1979). Engineering geology of Southern Africa. Vol. I, Building Publications, Pretoria.
- BROCH, E. en FRANKLIN, J.A. (1972). The point load strength test. Int. Jl. Rock Mech. & Miner. Sci., 9, 669-697.
- BUREAU OF FLOOD CONTROL AND WATER RESOURCES DEVELOPMENT, UNITED NATIONS ECONOMIC COMMISSION FOR ASIA AND THE FAR EAST (1963). Symposium on dams. In: New horizons. Topmost dams of the world. Japan Dam Ass., Tokio, 269-273.
- CAMBEFORT, H. (1977). The principles and application of grouting. Q. Jl. Engng Geol., 10(2), 57-95.
- CASAGRANDE, A. (1940). Seepage through dams. In: Contributions to Soil Mechanics, 1925-1945. Boston Soc. of Civ. Engineers, Boston, 295-336.
- CASAGRANDE, A. (1948). Classification and identification of soils. Trans. Am. Soc. Civ. Engrs, 113, 901-992.
- CASAGRANDE, A. (1961). Control of seepage through foundations and abutments of dams. Geotechnique, 11, 161-181.
- CEDERGREN, H.R. (1967). Seepage, drainage and flow nets. John Wiley, New York.

- CEDERGREN, H.R. (1973). Seepage control in earth embankments. In: Embankment dam engineering, Casagrande volume, Hirshfeld, R.S. en Poulos, S.J. (red). John Wiley, New York, 21-46.
- COCHRAN, A.L. (1965). Spillway requirements for large reservoirs. Referaat gelewer voor Texas Section, ASCE, Fort Worth, Texas.
- COMMITTEE ON EMBANKMENT DAMS AND SLOPES OF THE SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS DIVISION (1972). Foundation and abutment treatment for high embankment dams on rock. Jl. Soil Mech. & Fdn. Div., Proc. ASCE, 98 (SM 10), 1115-1128.
- COOK, H.K. en KENNEDY, T.B. (1950). Pressure grouting fine fissures. U.S. Army Eng. Waterways Exp. Sta., Tech. Report No. 6-437, Vicksburg, Miss.
- COPEN, M.D., LINDHOLM, E.A. en TARBOX, G.S. (1977). Design of concrete dams. In: Handbook of dam engineering, Golze, A.R. (red). Von Nostrand-Reinhold, New York, 385-498.
- COPEN, M.D. en SCRIVENER, L.R. (1970). Arch dam design - state of the art. Jl. Power. Div., Proc. ASCE, 96 (PO 1), 93-108.
- CORNS, C.F. en NESBITT, R.H. (1967). Sliding stability of three dams on weak rock foundations. Proc. 9th Cong. Int. Com. Large Dams, Instanboel, Vol. I, Q. 32, R.29, 463-486.
- DARRACOTT, B.W. (1976). Seismic surveys and civil engineering. The Civil Engineer in South Africa, 18, February 1976, 35-39.

- DAVIS, D.E. (1975). The concrete-making properties of South African aggregates. Ph.D proefskrif, Universiteit van die Witwatersrand, Johannesburg.
- DAVIS, D.E., McIVER, J.R. en WOLHUTER, C.W. (1978). South African aggregates for concrete. Part 1: Coarse aggregates. The Civ. Eng. in S.A., June 1978, 139-147.
- DEARMAN, W.R. en FOOKES, P.G. (1974). Engineering geological mapping for civil engineering practice in the United Kingdom. Q. Jl. Engng Geol., 7(3), 223-256.
- DE MELLO, V.F.B. (1977). Reflections on design decisions of practical significance to embankment dams. Geotechnique, 27(3), 279-355.
- DEPARTMENT OF WATER AFFAIRS (1979). Unit cost for Planning Division feasibility studies. Ongepubliseerde verslag, Konstruksie-afdeling, Pretoria.
- DE PUY, G.W. (1965). Petrographic investigations of rock durability and comparisons of various test procedures. Bull. Ass. Engng Geol., 2, 37-46.
- DIMAS, J., SAVINI, T. en WEYERMAN, W. (1978). Rock treatment of the Canelles dam foundations. 'n Publikasie deur Rodio in medewerking met The Institute of Engineering Research, Zürich.
- DONALDSON, G.W. (1975). The occurrence of dispersive soil piping in central South Africa. Proc. 6th Reg. Conf. Afr. Soil Mech. & Fdn. Engng, Durban, Sept. 1975, 229-236.
- DONALDSON, G.W. (1979). In situ testing in soil. Lesing aan B.Sc. (Honneurs)-studente in Ingenieursgeologie, Universiteit van Pretoria.

- DU PLESSIS, J.G. (1968). Betontechnologie soos van toepassing op die aanbou van damme en verwante strukture. M.Sc. proefskrif, Universiteit van Pretoria.
- EDWARDS, R.T.G. (1971). The engineering geologist in project reconnaissance and feasibility studies. Q. Jl. Engng Geol., 4(4), 283-298.
- EDWARDS, R.T.G. (1976). Aerial photography in engineering geology. Ground Engng, 9(3), 19-25.
- ENGINEERING GROUP WORKING PARTY (1972). The preparation of maps and plans in terms of engineering geology. Q. Jl. Engng Geol., 5(4), 294-382.
- ERWIN, J.W. (1975). Deformation of rock foundations under heavy loads. Ph.D proefskrif, Universiteit van Arizona.
- FINGERHUT, L. (1979). Surface movement due to grouting pressure. Proc. 4th. Cong. Int. Soc. Rock Mech., Montreaux, Vol. I, 631-636.
- FISHMAN, YU. A. (1979). Effect of geological factors upon the pattern of failure and the stability of rock foundations of concrete dams. Bull. Int. Ass. Engng Geol., 20, 18-23.
- FOOKES, P.G. (1967). Planning and stages of site investigations. Engineering Geology, 2, 63-134.
- FUJITA, H. (1977). Influence of water level fluctuations in reservoir on slope stability. Bull. Int. Ass. Engng Geol., 16, 170-173.
- FULTON, F.S. (1977). Concrete technology, a South African handbook. The Portland Cement Institute, Johannesburg.

- FULTON, F.S. en CRAWFORD, P.H. (1971). Cement and concrete. The Portland Cement Institute, Johannesburg.
- FUQUAY, G.A. (1967). Foundation cutoff wall for Allegheny Reservoir Dam. Jl. Soil Mech. & Fdn. Div., ASCE, 93(SM 3), 37-60.
- GAZIEV, E.G. (1978). Analysis of storage reservoir slope stability. Proc. 3rd Cong. Int. Ass. Engng Geol., Madrid, Vol. I, 127-132.
- GEORGE, D.L. (1977). Tugela-Vaal Scheme, Driekloof Dam. Second geological report for design (Sandstone quarry). Ongepubliseerde verslag, Geologiese Opname, Pretoria, Maart 1977.
- GOLZE, A.R. (1977). Public safety controls for dams and reservoirs. In: Handbook of dam engineering, Golze, A.R. (red). Van Nostrand-Reinhold, New York, 771-786.
- GOODMAN, R.E., VAN, T.K. en VAN HEUZE, F.E. (1972). Measurement of rock deformability in boreholes. Proc. 10th Symp. on Rock Mech., AIME, New York, 523-545.
- GOUGH, D.I. en GOUGH, W.I. (1970). Stress and deflection in the lithosphere near Lake Kariba. Geophys. Jl. R. Astr. Soc., 21, 65-78.
- GOUGH, D.I. en GOUGH, W.I. (1970). Load induced earth=quakes at Lake Kariba. Geophys. Jl. R. Astr. Soc., 21, 79-101.
- GRAINGER, P. en McCANN, D.M. (1977). Interborehole acoustic measurements in site investigation. Q. Jl. Engng Geol., 10(3), 241-255.

- GROCOTT, G.G. (1978). Notes on the routine water pressure test for Department of Water Affairs drilling crews. Ongepubliseerde verslag, Geologiese Opname, Pretoria, 18 Julie, 1978.
- GRUNER, E. (1963). Dam disasters. Proc. Inst. Civ. Engrs, 24, 47-60.
- GRUNER, E. (1964). The mechanism of dam failure. Proc. 9th Cong. Int. Com. Large Dams, Istanboel, Vol. II, Q. 34, R.12, 197-206.
- GRUNER, E. (1973). Classification of risk. Proc. 11th Cong. Int. Com. Large Dams, Madrid, Vol. I, Q. 40, R.6, 55-68.
- GUREEV, A.M. en VORONKOV, O.K. (1974). Geostructural, geophysical and geomechanical schemes of rock masses. Proc. 3rd Cong. Int. Soc. Rock Mech., Denver, Vol. IIA, 46-51.
- HANNA, T.H. (1976). Diaphragm walls and anchorages - a review of the recent I.C.E. seminar. Ground Engineering, Nov. 1976, 26-32.
- HARBOE, E.M. en KRAMER, R.W. (1977). Materials suitable for construction. In: Handbook of dam engineering, Golze, A.R. (red). Van Nostrand-Reinhold, New York, 149-186.
- HARMSE, H.J. VON M. (1980). Dispersiewe gronde, hul ontstaan, identifikasie en stabilisasie. Ground Profile, 22, 10-31.
- HATAN, T. (1964). Strength of concrete under combined tensile and compressive stresses and its application to the design of dams. Proc. 8th Cong. Int. Com. Large Dams, Edinburgh, Q. 30, R.6.

- HAYASHI, M. (1964). Influence of the deformability of the foundations on the stresses in arch dams. In: Theory of arch dams, Rydzewski, J.R. (red). Pergamon Press, Oxford, 585-622.
- HOEK, E. en BRAY, J. (1977). Rock slope engineering. Revised second edition. The Institute of Mining and Metallurgy, London.
- HOFFMAN, C.J. (1977). Design of spillways and outlet works. In: Handbook of dam engineering, Golze, A.R. (red). Van Nostrand-Reinhold, New York, 499-548.
- HOULSBY, A.C. (1976). Routine interpretation of the Lugeon water-test. Q. Jl. Engng Geol., 9(4), 303-313.
- HOULSBY, A.C. (1977). Engineering of grout curtains to standards. Jl. Geotech. Engng Div., ASCE, 103(GT 9), 953-970.
- HOUSNER, G.W. (1977). Earthquake hazard. In: Handbook of dam engineering, Golze, A.R. (red). Van Nostrand-Reinhold, New York, 248-266.
- HVORSLEV, M.J. (1949). Subsurface exploration and sampling of soils for civil engineering purposes. Waterways Experimental Station, Vicksburg, U.S.A.
- IAEG COMMISSION ON ENGINEERING GEOLOGICAL MAPPING (1979). Classification of rocks and soils for engineering geological mapping. Part 1: Rock and Soil Materials. Bull. Int. Ass. Engng Geol., 19, 364-371.
- INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS (1973). Lessons from dam failures. (Reduced Edition), ICOLD, Paris.

- INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS (ICOLD) (1978).
Technical dictionary on dams, ICOLD, Paris.
- INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS (ICOLD) (1979).
World register of dams. Ongepubliseerde wer=
gawe van die nuutste lys van damme in die Rep.
van S. Afrika soos voorberei deur die S. Afr.
Nas. Kom. vir Groot Damme, Pretoria.
- INTERNATIONAL SOCIETY OF ROCK MECHANICS (ISRM) (1977).
Suggested methods for determining the uniaxial
compressive strength of rock material. Commit=
tee on Laboratory Tests, Doc. No. 1, first
revision.
- INTERNATIONAL SOCIETY FOR ROCK MECHANICS (ISRM) (1978).
Suggested methods for determining the strength
of rock materials in triaxial compression.
ISRM Commission on Standardization of Laboratory
and Field Tests. Int. Jl. Rock Mech. & Miner.
Sci. & Geomech. Abs., 15, 47-51.
- JAPANESE NATIONAL COMMITTEE OF ICOLD (?) Standards for
geological investigations of dam foundations.
Jap. Nat. Com. of ICOLD.
- JENNINGS, J.E., BRINK, A.B.A. en WILLIAMS, A.A.B. (1973).
Revised guide to soil profiling for civil engineer=
ing purposes in Southern Africa. The Civil Engineer
in S.A., January 1973, 3-12.
- JENNINGS, J.E. en KNIGHT, K. (1975). A guide to construction
on or with materials exhibiting additional settlement
due to collapse of grain structure. Proc. 6th Reg.
Conf. Afr. Soil Mech. & Fdn. Engng, Durban, Vol. II,
99-105.

- JENNINGS, J.E. en ROBERTSON, A. MAC G. (1973). Two-dimensional failure of rock slopes. In: Course on stability of rock slopes, Johannesburg, Feb. 1973, 4.1-4.60.
- JONES, G.A. (1975). Deep sounding; its value as a general investigation technique. Proc. 6th Reg. Conf. Afr. Soil Mech. & Fdn. Engng, Durban, Vol. I, 167-175.
- JONES, G.A. (1977). Soil classification for engineering purposes. Proc. 7th Nat. Cong. Soil Sci. Soc. South Africa, Pretoria, 40-50.
- KAPLAN, M.F. (1977). Modulus of elasticity, Poisson's ratio, tensile strength and bond. In: Concrete technology, a South African handbook, Fulton, F.S. (red). The Portland Cement Inst., Johannesburg, 120-132.
- KIRN, F.D. en SAKARIA, G.S. (1955). The influence of canyon shape on the design of concrete dams. Civ. Engng & Pub. Works Rev. 50(585), 281-284.
- KNILL, J.L. (1970). The application of seismic methods in the prediction of grout take in rock. Proc. Conf. In situ investigations in soils and rocks, London, Brit. Geotech. Soc., 63-70.
- KNILL, J.L. (1972). Assessment of reservoir feasibility. Q. Jl. Engng Geol., 4(4), 355-372.
- KNILL, J.L. (1974). The application of engineering geology to the construction of dams in the United Kingdom. Proc. Colloque Geologie De L'ingenieur, Centenaire de la Societe Geologique de Belgique, Liege, 113-147.

- KNILL, J.L. en JONES, K.S. (1965). The recording and interpretation of geological conditions in the foundations of Roseires, Kariba en Latiyan dams. Géotechnique, 15, 94-124.
- KNILL, J.L. en PRICE, D.G. (1972). Seismic evaluation of rock masses. Proc. 24th International Geological Congress, Montreal, Section 13, Engineering Geology, 176-182.
- KNIGHT, K. (1963). The origin and occurrence of collapsing soils. Proc. 3rd Reg. Conf. Afr. Soil Mech. & Fdn. Engng, Salisbury, 127-130.
- KOMMISSIE VAN ONDERSOEK INSAKE WATERAANGELEENTHEDE (1970). Verslag. Staatsdrukker, Pretoria.
- KREUZER, H. en SCHNEIDER, T.R. (1970). The orientation of grout curtains according to the systems of discontinuities in the bedrock. Proc. 2nd Cong. Int. Soc. Rock Mech., Belgrado, Vol. III (6-1), 129-135.
- KULHAWY, F.H. (1978). Geomechanical model for rock foundation settlement. Jl. Geotech. Div., ASCE, 104(GT 2), 211-227.
- LANCASTER-JONES, P.F.F. (1964). Some aspects of dam cementation practice. Water Power, May 1964, 226-231.
- LANE, R.G.T.L. (1971). Seismic activity at man-made reservoirs. Proc. Inst. Civ. Engrs, 50, 15-24.
- LEEMAN, E.R. (1966). The determination of the complete state of stress in rock in a single borehole. Int. Jl. Rock Mech. & Min. Sci., 5, 31-56.

- LITTLE, A.L. (1969). Geotechnical investigations for embankment dams. Proc. 7th Conf. Int. Soc. Soil Mech. & Fdn. Engng, Mexico, Vol. II, 301-306.
- LONDE, P. (1973a). Analysis of the stability of rock slopes. Q. Jl. Engng Geol., 6(1), 93-127.
- LONDE, P. (1973b). The role of rock mechanics in the reconnaissance of rock foundations. Q. Jl. Engng Geol., 6(1), 57-74.
- LONDE, P. (1973c). Water seepage in rock slopes. Q. Jl. Engng Geol., 6(1), 75-92.
- LONDE, P. (1975). Dam design in French practice. Water Power and Dam Constr., Oct. 1975, 346-355.
- LUGEON, M. (1933). Barrages et geologie. Dunod, Paris.
- MANSUR, C.I. en PERRET, W.I. (1948). Efficacy of partial cutoffs for controlling seepage beneath dams and levees constructed on pervious foundations. Proc. 2nd Conf. Int. Soc. Soil Mech. Fdn. Engng, Rotterdam, Vol. V, 299-308.
- MARSAL, R.J. (1973). Mechanical properties of rockfill. In: Embankment dam engineering, Casagrande volume, Hirschfeld, R.S. & Poulos, S.J. (red). John Wiley, New York, 109-200.
- MATHER, B. (1966). Concrete aggregates, shape, surface texture and coatings. ASTM STD 169-A. Significance of tests and properties of concrete and concrete-making materials. Am. Soc. Testing and Materials, Philadelphia.
- MILLET, G. en ALVAREZ, A. (1973). How the karstic mass at Canelles is made impervious. "Revista de Obras Publicas" voorgedra tydens die 11e Kongres van die Int. Kom. vir Groot Damme, Madrid.

- MORGENSTERN, N. en VAUGHAN, P.R. (1963). Some observations on allowable grouting pressures. In: Grouts and Drilling Muds in Engineering Practice. Butterworths, London, 36-42.
- MÜLLER, L. (1961). Safety of concrete dams on rock abutments. Proc. 7th Cong. Int. Com. Large Dams, Rome, Vol. II, Q. 25, R.90, 663-678.
- MUNDAY, S.M. en HOULSBY, A.C. (1967). Grouting of foundations for dams. ANCOLD Bulletin, 23, June 1967.
- MURPHY, M. (1977). Planning and environmental studies. In: Handbook of dam engineering, Golze, A.R. (red). Van Nostrand-Reinhold, New York, 1-98.
- MUSKAT, M. (1946). The flow of homogeneous fluids through porous media. J.W. Edwards, New York.
- MYBURGH, R.I.D.M. (1964). Valley shape factor in arch dam design. Die Siviele Ing. in Suid-Afrika, Jan. 1964, 1-4.
- NASIONALE INSTITUUT VIR VERVOER EN PADNAVORSING (1978). Geotegniese en grondingenieurskartering vir paaie en die bewaring van materiaaldata. TRH 2, WNNR, Pretoria.
- NEMEC, J. (1972). Engineering hydrology. McGraw-Hill, New York.
- NONVEILLER, E. (1970). A rational approach to design of grout curtains. Proc. 2nd Cong. Int. Soc. Rock Mech., Belgrado, Vol. III, (6-13), 217-222.
- OBERHOLSTER, R.E. (1978). Alkali-aggregate reactions. Seminar on quality assurance and cement applications. Holder-Bank Management and Consulting Ltd., Johannesburg.

- OBERHOLSTER, R.E. (1980). Coarse aggregate. In: Raw materials for the construction industry, Morrison, E.M. (red). 'n Publikasie van die Kantoor van die Eerste Minister, Staatsdrukker, Pretoria.
- OLIVIER, H. (1975). Damit. Mac Millan, Johannesburg.
- OLIVIER, H. (1977). Great dams in Southern Africa. Purnell, Kaapstad.
- OLIVIER, H.J. (1973). Geophysical methods. In: Course on Tunnelling in Rock, Pretoria, S. Afr. Inst. van Siv. Ingrs, 63-85.
- ORR, C.M. (1974). The geological description of in situ rock masses as input data for engineering design. WNNR verslag ME 1274, WNNR, Pretoria.
- PAGE, T.C., ORR, C.M. en MAGNI, E.R. (1976). A borehole log for engineering purposes. Proc. Symp. Expl. Rock Engng, Johannesburg, Bieniawski, Z.T. (red). Balkema, Kaapstad, Vol. I, 87-92.
- PALMETIER, C.F. (1977). Construction procedures and equipment. In: Handbook of dam engineering, Golze, A.R. (red). Van Nostrand-Reinhold, New York, 753-770.
- PARRY-DAVIES, R. (1979). Persoonlike mededeling, Johannesburg.
- PEARSON, R. en MONEY, M.S. (1977). Improvements in the Lugeon or packer permeability test. Q. Jl. Engng Geol., 10(3), 221-239.
- PENELLA, M.P. (1973). Positive effects of reservoirs on the environment. Proc. 11th Cong. Int. Com. Large Dams, Madrid, Vol. I, Q. 40, R.55, 899-906.

- PRICE, D.G. en KNILL, J.L. (1974). Scale in the planning of site investigations. Proc. 2nd Cong. Int. Ass. Engng Geol., Sao Paulo, Vol. II, III (3.1) - III (3.8).
- RAWLINGS, G.E. (1971). The role of the engineering geologist during construction. Q. Jl. Engng Geol., 4, 209-220.
- ROCHA, M. (1964). Statement of the physical problem of the arch dam. In: The theory of arch dams, Rydzewski, J.R. (red). Pergamon Press, Oxford, 3-22.
- ROCHA, M. (1970). Influence of the behaviour of an arch dam on the hydrostatic pressure on the grout curtain and on stresses in the ground upstream. Proc. 10th Cong. Int. Com. Large Dams, Montreal, Vol. IV, Q. 39, R.29, 541-558.
- ROCHA, M. en DA SILVA, J.N. (1970). A new method for the determination of deformability in rock masses. Proc. 2nd Cong. Int. Soc. Rock Mech. Belgrado, Vol. I, 2-21.
- ROCHA, M., LOPEZ, J.B. en DA SILVA, J.N. (1966). A new technique for applying the method of the flat jack in the determination of stress inside rock masses. Proc. 1st Cong. Int. Soc. Rock Mech., Lissabon, Vol. II, 57-68.
- ROOSEBOOM, A. (1975). Sedimentafvoer in riviere en damkomme. D.Sc. (Ing.).proefskrif, Universiteit van Pretoria.
- RYBAR, J. (1977). Prediction of slope failures on water reservoir banks. Bull. Int. Ass. Engng Geol., 16, 64-67.

- SALTZMAN, U. (1975). Rock quality determinations for large-size stone used in protective blankets. Ph.D. proefskrif, Universiteit van Purdue, Indiana.
- SCOTT, C.R. (1974). An introduction to soil mechanics and foundations. Applied Science Publishers, London.
- SERAFIM, J.L. (1964). The behaviour of arch dams with their foundations. Water Power, 16(5), 199-207.
- SEED, H.B. (1965). Settlement analysis - a review of theory and testing procedures. Jl. Soil Mech. & Fdn. Engng Div., Proc. ASCE, 91(SM 2), 39-48.
- SEED, H.B., MAKDISI, F.I. en DE ALBA, P. (1978). Performance of earth dams during earthquakes. Jl. Geotech. Eng. Div., ASCE, 104(GT 7), 967-994.
- SHARP, J.C. (1970). Drainage characteristics of subsurface galleries. Proc. 2nd Cong. Int. Soc. Rock Mech., Belgrado, Vol. III, 197-295.
- SHERARD, J.L., DUNNIGAN, L.P. en DECKER, R.S. (1976). Identification and nature of dispersive soils. Jl. Geotech. Eng. Div., ASCE, 102(GT 1), 287-301.
- SHERARD, J.L. en DECKER, R.S. (red). (1977). Dispersive clays, related piping and erosion in geotechnical projects. ASTM STP 623, Am. Soc. Testing and Materials, Philadelphia.
- SHERARD, J.L., WOODWARD, R.J., GISIENSKI, M.S. en CLEVINGER, B.S. (1963). Earth and earth rock dams. John Wiley, New York.
- SIMPSON, D.W. (1976). Seismicity changes associated with reservoir loading. Jl. Engng Geol. (10), 123-150.

- SINCLAIR, B. (1972). Estimation of grout absorption in fractured rock foundations. Ph.D. proefskrif, Universiteit van Illinois, Urbana-Champaign.
- SMITH, N. (1971). A history of dams. Peter Davies, London.
- SOUTH AFRICAN BUREAU OF STANDARDS (SABS) (1975). Aggregates from natural sources. SABS 1083, Raad van die SABS, Pretoria.
- STANDARDS ASSOCIATION OF AUSTRALIA (1975). Site investigations known as the SAA site investigations code. AS 1726-1975, SAA, North Sydney, Australia.
- STAPLEDON, D.H. (1976). Geological hazards and water storage. Bull. Int. Ass. Eng. Geol., 14, 249-262.
- STEVENSON, P.c. en MOORE, W.R. (1976). A logical loop for the geological investigations of dam sites. Q. Jl. Engng Geol., 9(2), 65-71.
- SWAMINATHAN, K.V. (1964). Structural behaviour of arch dams on elastic foundations. In: The theory of arch dams, Rydzewski, J.R. (red). Pergamon Press, Oxford, 551-584.
- SWIGER, W.F. (1973). Preparation of rock foundations for embankment dams. In: Embankment dam engineering, Casagrande volume, Hirschfeld, R.S. & Poulos, S.J. (red). John Wiley, New York, 355-364.
- TAYLOR, K.V. (1973). Slope protection on earth and rockfill dams. Proc. 11th Cong. Int. Com. Large Dams, Madrid, Vol. III, Q. 42, R.13, 215-236.
- TERBLANCHE, H.J. (1976). Engels-Afrikaanse Tegnieuse Woordeboek. Derde, verbeterde en uitgebreide uitgawe. Nasou Kaapstad.
- THOMAS, H.H. (1976). The engineering of large dams. Parts I and II, John Wiley, London.

- UNITED STATES BUREAU OF RECLAMATION (1973). Design of small dams. (Tweede uitgawe). United States Dept. of the Interior, Bureau of Reclamation, Denver, Colorado.
- UNITED STATES BUREAU OF RECLAMATION (1960). Earth manual. United States Dept. of the Interior, Bureau of Reclamation, Denver, Colorado.
- U.S. CORPS OF ENGINEERS (1953). Unified soil classification system. Tech. Memorandum No. 3-357, Corps of Engineers, U.S. Army Waterways Experimental Station, Vicksburg, Miss.
- VAN AARDT, J.H.P. en FULTON, F.S. (1977). Concrete in aggressive environments. In: Concrete technology, a South African handbook, Fulton, F.S. (red). The Portland Cement Inst., Johannesburg, 167-193.
- VAN HEERDEN, W.L. (1969). Spanning in rots. Tegnikon, 18(3), 147-151.
- VAN ROBBROECK, T.P.C. (1973). Suid-Afrika in die wêreld van groot damme. Die Siviele Ingenieur in Suid-Afrika, November 1973, 307.
- VAN ROBBROECK, T.P.C. en BEUKES, A.M. (1975). 'n Voorstel om Vaaldam se kom in twee of meer kompartemente te verdeel. Ongepubliseerde verslag, Departement van Waterwese, Pretoria.
- VAN SCHALKWYK, A. (1974). The application of computer techniques for the manipulation and storage of exploratory borehole data. Proc. 2nd Cong. Int. Ass. Engng. Geology, Sao Paulo, Vol. II (VI), 22.1-22.6

- VAN SCHALKWYK, A. (1976). Rock engineering testing in exploratory boreholes. Proc. Symp. Expl. Rock Engng., Johannesburg, Nov. 1976, Z.T. Bieniawski. (red). A.A. Balkema, Kaapstad, Vol. I, 37-54.
- VAN VUUREN, D.J. (1969). Rapid determination of C.B.R. with the portable dynamic cone penetrometer. The Rhodesian Engineer, Sept. 1969.
- VOGLER, U.W., DEFFUR, R.D. en BIENIAWSKI, Z.T. (1976). C.S.I.R. large flat jack equipment for determining rock mass deformability. Proc. Symp. Expl. Rock Engng., Johannesburg, Bieniawski, Z.T. (red). A.A. Balkema, Kaapstad, Vol. II, 105-112.
- VOIGHT, B. (1978). (red). Rockslides and Avalanches. Elsevier, Amsterdam.
- WAGENER, F. (1980). Dispersive clay case histories and some suggestions on dam building with a dispersive clay. Ground Profile, 21, 25-34.
- WAHLSTROM, E.E. (1974). Dams, dam foundations and reservoir sites. Elsevier, Amsterdam.
- WALKER, F.C. en BOCK, R.W. (1972). Treatment of high embankment dam foundations. Jl. Soil Mech. & Fdn. Engng Div. Proc. ASCE, 98(SM 10), 1099-1113.
- WATER RESOURCES COMMISSION, N.S.W. AUSTRALIA (1977). Grout manual, (Tweede uitgawe).
- WEAVER, J.M. (1975). Geological factors significant in the assessment of rippability. Die Siviele Ingenieur in S.A., Des. 1975, 313-316.

- WEAVER, J.M. (1976). Exploration drilling for rock engineering. Proc. Symp. Expl. Rock Engng, Johannesburg, Bieniawski, Z.T. (red). Balkema, Kaapstad, Vol. I, 17-24.
- WEBB, D.L. (1974). State of the art report - South Africa. Proc. European Symp. Penetration Testing, Stockholm, Vol. I, 201-215.
- WILLIAMS, G.R. (1977). Hydrologic studies. In: Handbook of Dam Engineering, Golze, A.R. (red). Van Nostrand-Reinhold, New York, 99-148.
- WILSON, S.D. (1973). Deformation of earth and rockfill dams. In: Embankment dam engineering, Casagrande Volume, Hirschfeld, R.S. & Poulos, S.J. (red). John Wiley, New York, 365-418.
- WILSON, S.D. en SQUIER, R. (1969). Earth and rockfill dams, state of the art report. Proc. 7th Cong. Int. Soc. Soil Mech. Fdn. Engng, Mexico, Vol. IV, 137-223.
- ZARUBA, Q. en MENCL, V. (1976). Engineering geology. Elsevier, Amsterdam.
- ZIETZMAN, C.F. en FULTON, F.S. (1977). Compressive strength. In: Concrete technology, a South African handbook, Fulton, F.S. (red). The Portland Cement Inst., Johannesburg, 95-119.

2. GROTER DAMME IN SUID-AFRIKA

2.1 Lubisidam

- COETZEE, C.B. (1958). Foundation conditions at the Southeyville dam site : A geological investigation. Ongepubliseerde verslag, Geologiese Opname, Pretoria, 24 Okt. 1958.

HOLLINGWORTH, F. (1966). Report on the structural model testing of Lubisi Dam. Performed at the Structures Laboratory. Ongepubliseerde verslag, Departement van Waterwese, Pretoria.

HOLLINGWORTH, F. (1978). Persoonlike mededeling oor Lubisidam, Pretoria.

MARAIS, J.A.H. (1961). Results of additional drilling at Southeyville dam site. Ongepubliseerde verslag, Geologiese Opname, Pretoria, 15 April 1961.

SPIES, J.J. (1957). Voorlopige geologiese ondersoek: Skema St. Marks Flats. Ongepubliseerde verslag, Geologiese Opname, Pretoria, 15 Sept. 1957.

2.2 Paul Sauerdam

CROUCAMP, W.S. (1977). Persoonlike mededeling oor Paul Sauerdam, Pretoria.

FROMMURZE, H.F. (1938). Proposed dam site : Kouga River C.P. Ongepubliseerde verslag, Geologiese Opname, Pretoria, 16 Aug. 1938.

HOBBS, L.D., DU PLESSIS, J.G. en KRIEL, J.P. (1967). Stabilizing highly stratified rock in the right abutment of Tweerivier Dam. Proc. 9th Cong. Int. Com. Large Dams, Istanboel, Q. 32, R.39, 619-646.

MATERIALS LABORATORY, DEPARTMENT OF WATER AFFAIRS (1962). Report on in situ tests of foundation rock at Kouga dam site during period 18/9/1961 to 23/11/1961. Ongepubliseerde verslag, Departement van Waterwese, Pretoria.

- SEKRETARIS VAN WATERWESE. Parlementêre Witskrifte insake Paul Sauerdam, W.P. F-'57, W.P. E-'60 en W.P. U-'66, Staatsdrukker, Pretoria.
- STEENSTRA, B. (1962). Foundation conditions on the right flank of Kouga Dam, Gamtoos Valley. Ongepubliseerde verslag, Geologiese Opname, Pretoria, Maart 1962.
- VEGTER, J.R. (1955). Report on borehole cores, electrical logging and pressure testing at the Kruisrivier dam site, Kouga Storage Project C.P. Ongepubliseerde verslag, Geologiese Opname, Pretoria, 9 Apr. 1955.
- VEGTER, J.R. (1959). Verslag oor inspeksie van fondament= uitgrawings, Tweerivierendamterrein, Kougarivier. Ongepubliseerde verslag, Geologiese Opname, Pretoria, 31 Julie 1959.
- VON BACKSTRÖM, J.W. (1952). Geological reconnaissance of the site for proposed dam on Groot Plaat : Kouga River, Humansdorp District, C.P. Ongepubliseerde verslag, Geologiese Opname, Pretoria, 29 Des. 1952.

2.3 Roode Elsbergdam

- BEKKER, A.P. (1973). Sanddrift River Government Water Scheme, Roode Elsberg Dam. Completion report in three volumes. (Report, photo album, set of plans). Ongepubliseerde verslag, Departement van Waterwese, Sandhills.
- PIKE, D.R. (1966). Introduction to the structure and weathering of the flanks at dam site C, Sanddrift River, and their bearing on the depths of excavation. Ongepubliseerde verslag, Geologiese Opname, Pretoria, 11 Feb. 1966.

SEKRETARIS VAN WATERWESE, (1962, 1967, 1970, 1972).

Parlementêre Witskrifte insake Roode Elsbergdam.
W.P. R-'62, W.P. K-'67, W.P. O-'70 en W.P. L-'72,
Staatsdrukker, Pretoria.

VISSER, H.N. (1963). Finale verslag oor damterrein C
in die Sanddriftrivier, Hexrivierskema.

Ongepubliseerde verslag, Geologiese Opname,
Pretoria, 20 April 1963.

2.4 Jozinidam

CROUCAMP, W.S. (1978). Persoonlike mededeling oor
Jozinidam, Pretoria.

DIREKTEUR VAN WATERWESE (1960). Verslag oor die voor=
gestelde Pongolapoort-Makatinivlaktestaatswater=
skema. W.P. F-'60, Staatsdrukker, Pretoria.

GENIS, L.M. (1961). Preliminary report on the Pongola=
poort dam site D. Ongepubliseerde verslag,
Geologiese Opname, Pretoria, 25 Sept. 1961.

KENT, L.E. (1954). Geological reconnaissance of sites
for a proposed dam in the Pongola Poort,
Ingwavuma and Ubombo Districts, Natal.
Ongepubliseerde verslag, Geologiese Opname,
Pretoria, Sept. 1954.

PHELINES, R.F. (1967). Measures and procedures adopted
to ensure the stability and safety of foundations
for the Pongolapoort Dam. Proc. 9th Cong. Int.
Com. Large Dams, Istanboel, Q. 32, R.39.

PIKE, D.R. (1966). Summary of the geological aspects
bearing on Pongolapoort Dam. Ongepubliseerde
verslag, Geologiese Opname, Pretoria, 2 Aug. 1966.

SELLICK, E.C.H. (1964). Report on the structural model tests of Pongolapoort Dam. Ongepubliseerde verslag, Departement van Waterwese, Pretoria.

SMIT, P.J. (1956). Geological reports on sites B, C and D for a proposed dam in the Pongola Poort, Ingwavuma and Ubombo Districts, Natal. Ongepubliseerde verslag, Geologiese Opname, Pretoria, Feb. 1956.

VON BACKSTRÖM, J.W. (1960). Interim report on dam site B and sites for Quarries. Ongepubliseerde verslag, Geologiese Opname, Pretoria, 16 Nov. 1960.

VON BACKSTRÖM, J.W. (1964). Ingenieursgeologie van Jozinidam in die Pongolarivier, Noord Natal. Ongepubliseerde verslag, Geologiese Opname, Pretoria, Maart 1964.

2.5 P.K. 1e Rouxdam

COETZEE, C.B. (1961). Damterrein Van der Kloof, Oranje= rivier. Ongepubliseerde verslag, Geologiese Opname, Pretoria, 13 Jan. 1961.

DAVIES, A.G. (1978). The design and construction of the P.K. 1e Roux Dam. The Civil Engineer in South Africa, October 1978, 249-259.

INTERNATIONAL ORANGE RIVER CONSULTANTS COMPANY (1963). Provisional geological report on the Ruigte Valley and Van der Kloof dam sites. Report by Dr L. Dubertret. Ongepubliseerde verslag, Departement van Waterwese, Pretoria.

INTERNATIONAL ORANGE RIVER CONSULTANTS COMPANY (1964). Orange River Project, Van der Kloof Dam. Preliminary tests on protection of the shale pool. Ongepubliseerde verslag, Departement van Waterwese.

INTERNATIONAL ORANGE RIVER CONSULTANTS COMPANY (1965).

Report on geological investigations and rock mechanics tests on Hendrik Verwoerd and Van der Kloof dam sites, Parts I and II.

Ongepubliseerde verslag, Departement van Waterwese.

INTERNATIONAL ORANGE RIVER CONSULTANTS COMPANY (1974).

Orange River Project, P.K. le Roux Dam.

Design report. Ongepubliseerde verslag, Departement van Waterwese.

KROL, G.J. en STEENSTRA, B. (1963). Geology of the Van der Kloof dam site, Orange River Scheme.

Ongepubliseerde verslag, Geologiese Opname, Pretoria.

SEKRETARIS VAN WATERWESE (1961). Verslag oor die Oranjerivierontwikkelingsprojek. Staatsdrukker, Pretoria.

SEKRETARIS VAN WATERWESE (1962, 1964, 1968, 1971, 1973 en 1974). Parlementêre Witskrifte insake P.K. le Rouxdam. W.P. X-'62, W.P. AA-'64, W.P. LL-'68, W.P. N-'71, W.P. I-'73 en W.P. N-'74. Staatsdrukker, Pretoria.

TRUTER, F.C. (1965). Observations on the scourhole in the Orange River at the Van der Kloof dam site.

Ongepubliseerde verslag, Geologiese Opname, Pretoria, 20 April 1965.

2.6 Hartebeestpoortdam

————— (1924). Construction notes. The Hartebeestpoort Dam, S.A. Irrigation Magazine. Volume 1: No 1 tot 5, Volume 2: No's 1, 3 en 4, Volume 3: No's 1, 2 en 4.

SEKRETARIS VAN WATERWESE (1964). Verslag oor die voor=
gestelde verhoging van die Hartebeestpoortdam.
W.P. F-'64, Staatsdrukker, Pretoria.

2.7 Roodeplaatdam

HOOPER, T.R. (1958). Pienaars River Government Water
Scheme, Roodeplaat Dam. Ongepubliseerde verslag,
Departement van Waterwese, Pretoria.

KENT, L.E. (1952). Geological reconnaissance of site for
proposed dam in the Pienaars River, Farm Roodeplaat
No. 314, Pretoria District. Ongepubliseerde ver=

slag, Geologiese Opname, Pretoria, 18 Aug. 1952.

KENT, L.E. (1953). Preconstruction report: Proposed dam
in the Pienaars River, Farm Roodeplaat No. 314,
Pretoria District, Transvaal. Ongepubliseerde
verslag, Geologiese Opname, Pretoria, 15 Maart
1953.

TEICHMAN, R.F.H. (1962). Die geologie van die gebied
noord van Kameelfontein, distrik Pretoria.
Ongepubliseerde verslag, Geologiese Opname,
Pretoria.

GEOLOGIESE OPNAME (1973). 1 : 50 000 Geologiese Reeks
2528 CB Silverton. Staatsdrukker, Pretoria.

2.8 Katrivierdam

DREWES, E.F.R. (1962). Geological report on the Kat River
dam site : Kat River Storage Project, Stockenström
District. Ongepubliseerde verslag, Geologiese
Opname, Pretoria, 21 Aug. 1962.

HOLLINCWORTH, F. (1978). Persoonlike mededeling oor Kat=
rivierdam, Pretoria.

MARAIS, J.A.H. (1964). Geological report on foundation conditions along the multiple arch profile (No. 4) Kat River dam site, Stockenström District C.P. Logs ect. of additional boreholes at lines 1 and 2 also included. Ongepubliseerde verslag, Geologiese Opname, Pretoria, 26 April 1964.

SEKRETARIS VAN WATERWESE (1962, 1968). Parlementêre Witskrifte insake Katrivierdam. W.P. U-'62 en W.P. E-'68, Staatsdrukker, Pretoria.

2.9 H.F. Verwoerddam

BADENHORST, D.B. (1980). Persoonlike mededeling oor H.F. Verwoerddam, Pretoria.

COETZEE, C.B. (1959). Provisional geological reports on dam sites along the Orange and Kraai Rivers. Ongepubliseerde verslag, Geologiese Opname, Pretoria.

COETZEE, C.B. (1963a). Final report on the geology of the Upper Ruigte Valley dam site (near Norvalspont). Ongepubliseerde verslag, Geologiese Opname, Pretoria, 10 Maart 1963.

COETZEE, C.B. (1963b). Preliminary geological report on Environs of proposed left earth wall at the Ruigte Valley dam site (near Norvalspont). Ongepubliseerde verslag, Geologiese Opname, Pretoria, 13 April 1963.

DU PLESSIS, J.G. (1972). Beplanning van Oranjerivierprojek met spesiale verwysing na Hendrik Verwoerddam. Verh. S. Afr. Inst. Siv. Ing., Jaargang 14, No. 2, Feb. 1962.

- INTERNATIONAL ORANGE RIVER CONSULTANTS COMPANY (1963).
Report on design aspects of Ruigte Valley Dam.
 Ongepubliseerde verslag, Dept. van Waterwese.
- INTERNATIONAL ORANGE RIVER CONSULTANTS COMPANY (1963).
Provisional geological report on the Ruigte Valley and Van der Kloof dam sites by Dr Louis Dubertret. Ongepubliseerde verslag, Dept. van Waterwese, Johannesburg.
- INTERNATIONAL ORANGE RIVER CONSULTANTS COMPANY (1965).
Report on geological investigations and rock mechanics tests on Hendrik Verwoerd and Van der Kloof dam sites Parts I to VI. Ongepubliseerde verslag, Dept. van Waterwese, Johannesburg.
- INTERNATIONAL ORANGE RIVER CONSULTANTS COMPANY (1966).
Design note on earthquake acceleration and its effects on the Hendrik Verwoerd Dam project.
 Ongepubliseerde verslag, Dept. van Waterwese, Johannesburg.
- INTERNATIONAL ORANGE RIVER CONSULTANTS COMPANY (1971).
Hendrik Verwoerd Dam, Design Report. Ongepubliseerde verslag, Departement van Waterwese, Johannesburg.
- INTERNATIONAL ORANGE RIVER CONSULTANTS COMPANY (1972).
Construction of Hendrik Verwoerd Dam. Report on drilling and grouting. Ongepubliseerde verslag, Dept. van Waterwese, Johannesburg.
- MILNER, BRIAN (1973). A geophysical investigation of the loading of the Hendrik Verwoerd Dam. M.Sc proefskrif, Universiteit van die Witwatersrand, Johannesburg.
- PIKE, D.R. (1971). Investigation of Karoo Dolerite for Concrete Aggregate. (Reports 1-8).
 Ongepubliseerde verslae, Geologiese Opname, Pretoria.

SEKRETARIS VAN WATERWESE (1961). Verslag oor die Oranje=
rivierontwikkelingsprojek. Staatsdrukker,
Pretoria.

SEKRETARIS VAN WATERWESE (1962, 1964, 1968, 1971, 1973,
1974). Parlementêre Witskrifte W.P. X-'62,
W.P. AA-'64, W.P. LL-'68, W.P. N-'71, W.P. I-'73
en W.P. N-'74 oor die Oranjerivierprojek.
Staatsdrukker, Pretoria.

2.10 Blyderivierspoortdam

HOLLINGWORTH, F. (1978). Geology and environment dictate
dam design. Water Power and Dam Construction,
June 1978.

KENT, L.E. en VON BACKSTRÖM, J.W. (1951). Geological
reconnaissance of sites of proposed diversion
weir at lower end of Blyde River Poort, Eastern
Transvaal. Ongepubliseerde verslag, Geologiese
Opname, Pretoria, 8 Okt. 1951.

MAGNI, E.R. en WEBER, B. (1971). Third geological report
on the Blyderivierspoort dam site, Pilgrims Rest
District. Ongepubliseerde verslag, Geologiese
Opname, Pretoria, Junie 1971.

MAGNI, E.R. (1972). Ninth geological report on the Blyde=
rivierspoort dam site, Pilgrims Rest District
(Completion report). Ongepubliseerde verslag,
Geologiese Opname, Pretoria, 21 Aug. 1972.

MATERIALS LABORATORY, DEPT. OF WATER AFFAIRS (1971).
Blyderivierspoort, in situ rock testing.
Ongepubliseerde verslag, Dept. Waterwese,
Pretoria.

SEKRETARIS VAN WATERWESE (1969, 1973). Parlementêre Witskrifte insake Blyderivierspoortdam.
W.P. Q-'69 en W.P. H-'73, Staatsdrukker,
Pretoria.

VAN SCHALKWYK, A. (1967). Tweede geologiese verslag oor die damterrein benede die samevloeiing van die Ohrigstadrivier en die Blyderivier op die plase Diepkloof 415 KT en Blyderivierspoort 416 KT, distrik Pelgrimsrus. Ongepubliseerde verslag, Geologiese Opname, Pretoria, 30 Mei 1967.

VAN ZIJL, J.S.V. (1970). 'n Kort verslag oor die resultate tot dusvêr verkry in 'n Seismiese ondersoek van die damterrein van die Blyderivierspoortdam. Vertroulike verslag Gf/4 WNNR - NFNL, Pretoria.

VENTER, I.S. (1974). Tiende geologiese verslag oor die Blyderivierspoortdam : Stabiliteit van die rots op die flanke. Ongepubliseerde verslag, Geologiese Opname, Pretoria, 28 Junie 1974.

2.11 Spioenkopdam

CROUCAMP, W.S. (1979). Skriftelike kommentaar op konsepverslag oor Spioenkopdam.

GENIS, L.M. (1967). Fifth geological report on the Spioenkop dam site in the Tugela River, Bergville and Estcourt Districts. Ongepubliseerde verslag, Geologiese Opname, Pretoria, Mei 1967.

HALL, A.W. (1972). Part of completion report on Spioenkop Dam. Ongepubliseerde konsepverslag. Dept. van Waterwese, Pretoria.

KENT, L.E. (1950). Geological reconnaissance of site for proposed dam - Tugela River near Spioenkop, Natal.
Ongepubliseerde verslag, Geologiese Opname,
Pretoria, 13 Julie 1950.

PRETORIUS, P.F. (1968). Persoonlike mededeling oor ontwerp van Spioenkopdam.

SEKRETARIS VAN WATERWESE (1967). Verslag oor die ontwikkeling van die Tugelarivier by die voorgestelde Spioenkopdam. W.P. X-'67, Staatsdrukker, Pretoria.

VAN SCHALKWYK, A. (1971). Spioenkop Dam : Report on seepage on downstream side of damwall.
Ongepubliseerde verslag, Geologiese Opname,
Pretoria, 17 Desember 1971.

2.12 Lakenvalleydam

BEKKER, A.P. (1978). Persoonlike mededeling oor Lakenvalleydam.

GROBBELAAR, C. (1979). Persoonlike mededeling oor Lakenvalleydam.

HOLLINGWORTH, F., DE WET, J.A. en LE ROUX, W.J. (1976).
Lakenvalley Dam - Curved gravity dam with cavity.
Proc. Reg. Conv. on Innovation in Civil Engineering, S.A.I.C.E., Stellenbosch, 28-30 Sept. 1976.

HOLLINGWORTH, F. (1979). Persoonlike mededeling oor Lakenvalleydam.

SEKRETARIS VAN WATERWESE (1972, 1967, 1970, 1972).
Parlementêre Witskrifte insake Lakenvalleydam.
W.P. R-'62, W.P. K-'67, W.P. O-'70 en W.P. L-'72,
Staatsdrukker, Pretoria.

VISSER, H.N. (1960). Voorlopige verslag oor damterreine in die Sanddriftrivier, Hexrivierskema.

Ongepubliseerde verslag, Geologiese Opname, Pretoria, 18 Okt. 1960.

VISSER, H.N. (1962). Finale verslag oor Damterrein B2 in die Sanddriftrivier, Hexrivierskema.

Ongepubliseerde verslag, Geologiese Opname, Pretoria, 26 Jan. 1962.

2.13 Elandskloofdam

CROUCAMP, W.S. (1979). Skriftelike kommentaar op konsep= verslag oor Elandskloofdam.

FORBES, A.C. (1972). Elandskloof Dam, Villiersdorp. Geological report on foundation permeability and grouting requirements. Ongepubliseerde verslag, Geologiese Opname, Pretoria, 19 Sept. 1972.

FORBES, A.C. (1972). Elandskloof Dam, Villiersdorp. Geological report on foundation conditions in excavation and stability analysis. Ongepubliseerde verslag, Geologiese Opname, Pretoria, 3 Junie 1972.

FORBES, A.C. (1973). Elandskloof Dam, Villiersdorp. Geological report on grouting and drainage gallery on right flank. Ongepubliseerde verslag, Geologiese Opname, Pretoria, 28 Nov. 1973.

SEKRETARIS VAN WATERWESE (1968, 1972). Parlementêre Witskrifte insake Elandskloofdam. W.P. N-'68 en W.P. H-'72, Staatsdrukker, Pretoria.

VISSER, H.N. (1967). Eerste verslag oor Damterrein Kaaimgat D in die Elandsrivier - Villiersdorp. Ongepubliseerde verslag, Geologiese Opname, Pretoria, 8 Sept. 1967.

2.14 Hazelmere Dam

COOK, J.R. (1976). Mdloti River Scheme; Hazelmere Dam, Inanda District. First geological report for construction (Photographic report). Ongepubliseerde verslag, Geologiese Opname, Pretoria, Maart 1976.

GENIS, L.M. (1967). Geological reconnaissance of the proposed dam site on the Mdloti River, in Inanda Location 4675, Ndwedwe District. Ongepubliseerde verslag, Geologiese Opname, Pretoria, 20 Jan. 1967.

GEORGE, D.L. (1972). First geological report on the Hazelmere dam site on the Mdloti River, Inanda District. Ongepubliseerde verslag, Geologiese Opname, Pretoria, 19 Junie 1972.

GIBB HAWKINS AND PARTNERS (1972). Mdloti River Government Water Work, Hazelmere Dam. Ontwerpverslag, Johannesburg.

GIBB HAWKINS AND PARTNERS (1973). Mdloti River Government Water Work, Hazelmere Dam. Contract No. W 5118 of 1973. Preliminary site investigations. Volume II, Specification, March 1973 & Volume III, Drawings, March 1973.

GIBB HAWKINS AND PARTNERS (1973). Mdloti River Government Water Work, Hazelmere Dam. Contract No. W 5130 of 1973. Construction of Hazelmere Dam and appurtenant works. Report on tenders.

KNILL, J.L. (1974). Report on a visit to Hazelmere Dam, Natal. Gibb Hawkins and Partners. Ongepubliseerde verslag, Johannesburg.

SEKRETARIS VAN WATERWESE (1971, 1974). Parlementêre Witskrifte insake Hazelmeredam. W.P. K-'71 en W.P. O-'74, Staatsdrukker, Pretoria.

STEFFEN, ROBERTSON en KIRSTEN (1974). Hazelmere Dam. Base stability for Department of Geological Survey, Report 114/1. Geologiese Opname, Pretoria.

2.15 Beaufort Westdam

KENT, L.E. (1950). Preliminary geological report on site for proposed dam - Alewyn's Gat, Gamka River, Beaufort West. Ongepubliseerde verslag, Geologiese Opname, Pretoria, 18 April 1950.

KENT, L.E. (1950). First supplementary report on site for proposed dam - Alewyn's Gat, Gamka River, Beaufort West. Ongepubliseerde verslag, Geologiese Opname, Pretoria, 17 Aug. 1950.

2.16 Ohrigstaddam

CLAASSENS, C.G.D. (1978). Persoonlike mededeling oor Ohrigstaddam.

JOUBERT, G.K. (1948). The Ohrigstad River Storage Project. Ongepubliseerde verslag, Geologiese Opname, Pretoria, 22 Maart 1948.

JOUBERT, G.K. (1950). Ohrigstad River Conservation Scheme. Quarry problem. Ongepubliseerde verslag, Geologiese Opname, Pretoria, 13 Sept. 1950.

2.17 Wemmershoekdam

GEOLOGIESE OPNAME (1966). Geologiese vel 3319 C Worcester en 3419 A Caledon. Skaal 1:125 000.
Staatsdrukker, Pretoria.

JOUBERT, G.K. (1949). Wemmershoek Dam, second geological report. Ongepubliseerde interne verslag, Ing 86, Geologiese Opname, Pretoria, 20 Julie 1949.

MORRIS, SOLOMON, S. (1959). The Cape Town Wemmershoek Water Scheme. The Civil Engineer in Southern Africa, Volume 1, No. 5, 97-120, May 1959.

2.18 Bridle Driftdam

MOUNTAIN, E.D. (1964-1967). Bridle Drift dam site.
Ongepubliseerde verslae, Stadsingenieur,
Oos-Londen.

PELLS, P.J.N. (1971). The instrumentation of the Bridle Drift Rockfill Dam. Die Siviele Ing. in Suid-Afrika, Oktober 1971, 344-362.

SHAND, N. en PELLs, P.N.J. (1970). Experience in the design and construction of reinforced rockfill dams. Proc. 10th Cong. Int. Com. Large Dams, Madrid, Q. 36, R.19.

2.19 Vaaldam

DU TOIT, A.L. (1924). Parys Scheme, Geological Report on dam sites. Ongepubliseerde verslag, Geologiese Opname, Pretoria, 13 Sept. 1924.

FROMMURZE, H.F. (1933). Note on a proposed conservation scheme : Island Site : Vaal River. Ongepubliseerde verslag, Geologiese Opname, Pretoria, 7 Des. 1933.

- GEERTSEMA, A.J. (1978). Vaaldamversterking, Vaaldam-oorloop, Vaalbank, Distrik Vereeniging. Vyfde geologiese verslag vir ontwerp. Ongepubliseerde verslag, Geologiese Opname, Pretoria, Okt. 1978.
- GROCOTT, G.G. (1978). Vaal Dam Strengthening; Vaal River; Vereeniging District. Geology, rock mass classification, estimated tunnel support requirements and cable anchor stability. First report for design. Ongepubliseerde verslag, Geologiese Opname, Pretoria, 3 April 1978.
- HOLLINGWORTH, F., DRUYTS, F., KROON, J. en KLAWANSKY, R. (1977). Vaal Dam : 1977 Improvements. Report on Preliminary Design. Interne verslag, Departement van Waterwese, Pretoria.
- LEGGE, W.C.S., ROBERTS, C.P.R. en SWOBODA, A.F.E. (1976). Vaal Dam : Proposed improvements. Interne verslag, No. 16/11/2, Departement van Waterwese, Pretoria.
- NEL, L.T. en JANSEN, H. (1957). The geology of the country around Vereeniging; An explanation of sheet 62 (Vereeniging). Geologiese Opname, Staatsdrukker, Pretoria.
- SEKRETARIS VAN WATERWESE (1978). Verslag oor die voorgestelde Vaaldamverbeterings. W.P. I-'78, Staatsdrukker, Pretoria.

2.20 Fanie Bothadam

- DE VILLIERS, S.B. (1968). First geological report on the Tzaneen (formerly Doornhoek) dam site in the Letaba River, Letaba District. Ongepubliseerde verslag, Geologiese Opname, Pretoria, 27 Nov. 1968.

ROSSOUW, P.S. (1977). Groot-Letabarivier-staatswaterskema, Tzaneendam. Voltooingsverslag. Ongepubliseerde verslag, Dept. van Waterwese, Pretoria.

SEKRETARIS VAN WATERWESE (1968, 1969, 1971, 1974)
Parlementêre Witskrifte insake Fanie Bothadam.
W.P. Y-'68, N-'69, J-'71 en C-'74, Staatsdrukker, Pretoria.

VAN SCHALKWYK, A. (1968). Geologiese verslag oor ondersoek na voorgestelde terreine vir 'n steengroef by die Doornhoekdamterrein, Groot Letabarivier. Ongepubliseerde verslag, Geologiese Opname, Pretoria, Nov. 1968.

2.21 Ebenezerdam

BURGER, P. (1954). Report on the geophysical survey of the Great Letaba Storage Project, Pietersburg District, N. Transvaal. Ongepubliseerde verslag, Geologiese Opname, Pretoria, 1 Mei 1954.

DE VILLIERS, S.B. (1965). Second geological report on the proposed tunnel spillway for the Ebenezer Dam on the Great Letaba River, Pietersburg District. Ongepubliseerde verslag, Geologiese Opname, Pretoria, 25 Jan. 1965.

KENT, L.E. (1953). Proposed dam on Groot-Letaba River, Farm Ebenezer, Pietersburg District, Transvaal. (Groot Letaba Storage Project). Ongepubliseerde verslag, Geologiese Opname, Pretoria, 26 Sept. 1953.

MYBURGH, R.I.D.M. (1955). Some practical problems associated with the design and construction of Ebenezer Dam. Informal paper read before the Pretoria Branch of the S.A.I.C.E. on 18 March 1955.

MYBURGH, R.I.D.M. (1957). Shaft spillway design as applied to the Ebenezer Dam. Trans. S.A.I.C.E., Vol. 7, No. 5, May 1957, 177-194.

WILLEMSE, J. (1949). Die Letaba-Damskema. Ongepubliseerde verslag, Geologiese Opname, Pretoria.

2.22 Sterkfonteindam

BARNARD, W.H.J. (1971). Report on a foundation soil investigation carried out at the Sterkfontein Site. Ongepubliseerde verslag, Boustoflaboratorium, Dept. van Waterwese, Pretoria.

BARNARD, W.H.J. (1971). Report on a soil investigation on borrow areas carried out at the Sterkfontein Site. Ongepubliseerde verslag, Boustoflaboratorium, Dept. van Waterwese, Pretoria.

PAGE, T.C. (1977). Tugela-Vaal Scheme, Sterkfontein Dam, Harrismith District. First Geological report for maintenance : Geological mapping for environmental planning. Ongepubliseerde verslag, Geologiese Opname, Pretoria, Nov. 1971.

SCHALL, A. (1971). First geological report on the Sterkfontein dam site, Nuwejaarspruit, Harrismith District. Ongepubliseerde verslag, Geologiese Opname, Pretoria, Nov. 1971.

SEKRETARIS VAN WATERWESE (1967, 1969, 1970, 1974). Parlementêre Witskrifte insake Sterkfonteindam. W.P. X-'67, W.P. U-'69, W.P. F-'70, W.P. W-'70, W.P. H-'74 en W.P. R-'74, Staatsdrukker, Pretoria.

SMIT, H. (1978). Persoonlike mededeling oor Sterkfonteindam.

SYKES, A.W. (1980). Persoonlike mededeling oor
Sterkfonteindam.

VAN ROBBROECK, T.P.C. (1971). Persoonlike medeling
oor Sterkfonteindam.

