

[Titelblad:]

Jaarverslag van het Research Instituut voor Rampenpreventie
van de Universiteit van Kyōto, nr. 27, extra nr. B-2

april 1984

Een experimentele studie betreffende het vergrotingsproces
van rivierdijkbreuken

FUJITA Yūichirō, TAMURA Takashi, MURAMOTO Yoshio [dus, zoals in
het Japans gebruikelijk, eerst de achter-, dan de voornaam]

Inleiding tot de vertaling

Alle opmerkingen van vertaler (noten, aanvullingen, et cetera) zijn steeds tussen rechte haken [] geplaatst. l. = letterlijk, fon. = fonetisch. + gelijkwaardige synoniemen worden gescheiden door /. De / wordt in deze tekst ook gebruikt als breukstreep. Dit zal nooit tot verwarring leiden. Japanse eigennamen (personen, plaatsen, enz.) zijn, door het veelvuldig gebruik van ongebruikelijke lezingen, dikwijls niet met zekerheid te transcriberen. De Japanners hebben hier zelf ook moeite mee. Ik geef zonder aarzelen (ook) de Engelse vertaling van een woord, als deze naar mijn gevoel beter is dan de Nederlandse.

Het Japans heeft geen lidwoorden en geen meervoudsvormen. Mocht U bij het lezen van de vertaling voelen dat er iets "wrikt" of "hapert", gaat U dan niet te snel inhoudelijk wijzigen, maar probeert U eerst eens lidwoord en/of getal te permuteren, dat wil wel eens helpen.

Zoals gebruikelijk in een moderne Japanse tekst bezigen de auteurs dikwijls Engelse woorden. Dat wil zeggen: in een vooral voor niet-Japanse termen gereserveerd alfabet worden de vreemde woorden fonetisch weergegeven, dus zoals ze een Japanner in de oren klinken. Soms laat ik dergelijke woorden in het Engels staan, vaak geef ik de Japanse fonetische weergave (al of niet aangeduid met: fon.) erbij, zodat U mijn interpretatie kunt controleren. Een zeer beknopte receptuur voor het ontcijferen van het fonetisch Japans is als volgt:

- a) het Japans heeft geen l en gebruikt daarvoor de r;
- b) het Japans heeft geen v en gebruikt daarvoor de b;
- c) er dient scherp onderscheid gemaakt te worden tussen korte en lange klinkers. De lange worden aangegeven met een erboven geplaatst horizontaal streepje (ā, ī, ū, ē, ō) en ze worden ook echt lang aangehouden (voorbeeld: Tōkyō. Wij zeggen: "Tookiejoo", zij zeggen: "Tookjooo". Let meteen op de uitspraak van de y);
- d) u klinkt als oe, maar de korte u wordt dikwijls ingeslikt (Hokusai → "Hoksai"). Een oefenzinnetje met daarin drie fonetisch weergegeven woorden: daibisu no pīnattsu wa itsu mo okke.

De tekst is een van de moeilijkste die ik ooit heb vertaald. Dat ligt niet aan het Japans van de auteurs of aan het mijne, maar het komt doordat ik geen enkele ervaring heb met de hier beschreven experimenten. Verscheidene keren heb ik hele stukken moeten oververtalen omdat, bladzijden later, pas duidelijk werd wat er eerder werd bedoeld. Hierdoor duurde het vertalen veel langer dan voor een tekst van deze omvang normaal zou zijn. Mijn oprechte verontschuldigingen hiervoor.

Vragen naar aanleiding van de vertaling worden kosteloos door mij beantwoord.

Karl de Jong

[p. 369/1]

Een experimentele studie betreffende het vergrotingsproces van rivierdijkbreuken.

FUJITA Yūichirō, TAMURA Takashi, MURAMOTO Yoshio.

1. Inleiding

Rivierdijken beschermen het menselijk leef- en werkgebied tegen overstromingen en [1. verdelen alluvial soil op z'n binnenbuitens in tweeën → ± "verdelen aangeslibd land in een binnen- en buitendijks gedeelte" met, dacht ik, de bijmaak van "afgrendelen van nieuw land en het zodoende behoeden voor wegspoelen"]. In langdurige wisselwerking met overstromingen van verschillende omvang en frequentie en uitbreiding van menselijke activiteiten hebben zij zich in historisch opzicht een vaste positie verworven en, als resultaat van een eeuwenlang proces van constructie en reconstructie, hebben zij zich ontwikkeld tot de lange en hechte structuren die zij thans zijn. Echter: juist doordat het bouwen van dijken al zo'n lange geschiedenis achter de rug heeft, is de inwendige structuur/constructie/opbouw van onze rivierdijken in het algemeen complex. Bovendien is hun verloop [1. richting van verlenging] niet uniform/gelijkmatig en zij worden her en der onderbroken ten behoeve van de meest uiteenlopende bouwwerken die men langs de rivieren heeft neergezet. Bijgevolg is het buitengewoon lastig om over hun gehele lengte een helder inzicht te verkrijgen in hun weerstandsvermogen en het gebeurt dan ook wel dat bij een overstroming geheel onverwachte zwakke plekken voor de dag komen. Daarbij komt nog dat de uitwendige krachten op de dijk, die afhankelijk zijn van, bijvoorbeeld, omvang en duur van een overstroming, niet gedefinieerd zijn/niet vastliggen/onvoorspelbaar zijn, terwijl in die onvermijdelijke gevallen waarin het normale hoogwaterpeil [a] een flink stuk boven het binnendijkse land reikt een eventuele dijkbreuk altijd weer het risico van een enorme ramp in zich bergt. Zelfs van grote rivieren, die in waterbouwkundig opzicht relatief goed verzorgd zijn/er in waterbouwkundig opzicht relatief goed voor-

staan, worden in recente jaren verscheidene doorbraken gemeld ¹⁻⁴⁾, soms zelfs zonder dat er van een hoge waterstand sprake was ^{2,3)}.

Wij mogen daarom niet al te zeer/blindelings vertrouwen op de veiligheid van onze rivierdijken, integendeel: het is juist van het grootste belang dat wij, uitgaande van het theoretische geval van een dijkbreuk [of: ... gevallen..., dus ±: ... ons baserend op dijkbreukmodellen...], onderzoeken hoe de situatie zich zal ontwikkelen en maatregelen beramen teneinde de veiligheid van het dijklichaam te verhogen en de rampzalige gevolgen van een echte doorbraak te beperken. Er is dan ook inderdaad onderzoek verricht naar rivierdijkbreuken: veldstudies naar hun oorzaken en naar het overstromingsproces ^{2,3,5,6)}, experimenteel-theoretisch onderzoek van de afzonderlijke factoren die tot doorbraak leiden ⁷⁻¹⁰⁾ en fundamentele experimenten betreffende, c.q. een wiskundige analyse van, het overstromingsproces ¹¹⁻¹⁵⁾. Daarnaast heeft men, als vergelijkbare problemen, de vorm van breuken in stuwdammen bestudeerd ^{16,17)}, en de hydraulische eigenschappen/werking van het daarbij wegstromende water ¹⁸⁻²⁰⁾. Zodoende is ook enig inzicht verkregen omtrent de grootte van de discharge [1. uitstroomdebiet, "efflux"] via het breukgat. Maar hoewel in het geval van rivierdijkbreuken de omvang van een overstromingsramp wordt bepaald door de vorm van de breuk en de grootte van de inflow is het aantal studies dat zich specifiek met deze problematiek bezighoudt beperkt ^{21,3)},

[p. 370/2]

terwijl pogingen tot opheldering van de processen die een rol spelen bij de vergroting van de breuk geheel ontbreken.

Het is bekend dat, met uitzondering van echt grote overstromingen die geheel buiten het gangbare patroon vallen, een rivierdijkbreuk in het algemeen heel gelocaliseerd/op één punt ontstaat. Onder invloed van het binnenstromende water verwijdt de breukopening zich en zal [tenslotte] uitgespoeld worden tot een gat in de [1. dijkbasis/dijkfundament. Ik vermoed dat de "grondslag" bedoeld wordt]. Maar omdat de hoeveelheid binnenstromend water op haar beurt wordt bepaald door vormveranderingen van een dergelijke breuk is het noodzakelijk dat men een helder inzicht heeft in het vergrotingsproces van de breuk. Kennis van dit proces kan,



bijvoorbeeld, de randvoorwaarden verschaffen voor een analyse van de overstroming. In het geval van grote rivieren, met hun bij hoogwater lange en schurende golven/golfslag/deining, is een snelle provisorische dichting essentieel voor het beperken van de schade bij overstroming en voor het definitieve herstel. Ook hiervoor is kennis van de morfologie van de breuk en de hydraulische eigenaardigheden in haar omgeving van groot gewicht [ad schurende: er staat 尾を引く, o o hiku, "staart(en) trekken", het gewone idioom voor "sporen trekken", "een spoor achterlaten". Ik heb dit opgevat als "schuren", "kerven", maar ben niet zeker van deze interpretatie].

Vanuit deze gezichtshoek zijn wij een studie begonnen betreffende het vergrotingsproces van breuken in rivierdijken ^{22,23)}, maar omdat zowel gegevens omtrent de breukvorm ²⁴⁻²⁶⁾ als veldobservaties van het vergrotingsproces ²⁴⁾ schaars zijn hebben wij eerst voor een experimentele aanpak gekozen, waarbij het zwaartepunt is gelegd bij [juist deze] fenomenen. In dit artikel geven wij eerst een beknopt overzicht van onze experimenten en van de karakteristieke eigenschappen van het vergrotingsproces. Vervolgens onderzoeken wij de morfologie van de breuk, haar veranderingen in de tijd, de daarmee gepaard gaande veranderingen in de hoeveelheid de breuk passerend water en bijzonderheden betreffende de doorsijpeling [er staat 浸透状況, shintō-jōkyō, infiltration/permeation-situation. Met i./p. wordt hier volgens mij "doorsijpeling"/"kwel" bedoeld. In 2.2. duikt de combinatie 浸潤, shinjun, op, volgens de woordenboeken = shintō. Ik vertaal daar met "infiltreren" → "(opzette-lijk) doordrenken"]. Wij besluiten met een aantal algemene beschouwingen betreffende het vergrotingsproces.

2. Experimenten met betrekking tot het vergrotingsproces van dijkbreuken.

2.1. Proefopstelling.

Bij rivierdijken hebben wij rekening te houden met de stroom, die in het algemeen evenwijdig aan de dijk loopt. Uit de tot nu toe uitgevoerde overstromingsproeven ^{11,21)} blijkt zijn invloed echter grotendeels beperkt te blijven tot [volgt 1.: inclinatie/helling van overstromingscentrumas → inclinatie/helling van de centrale as/hoofdas van de "overstroming", dus van de "inflow". Bedoeld wordt, denk ik, dat in geval van

een dijkbreuk bij een snelstromende, dus energierijke, rivier de as van de inflow horizontaler ligt dan bij een energie-arme rivier. Als dit onzin is zou 傾差, katamuki, inclinatie/helling, h.l. gebruikt kunnen zijn in de zin van "richting". Het betekent immers ook wel: trend/tendency/proneness/bias, "(voorkeurs)richting". De bedoeling zou dan kunnen zijn dat de (energie-inhoud van de) stroom de hoek bepaalt waaronder de "inflow" aftakt:  versus ? Maar voor een technisch-wetenschappelijke tekst lijkt zo'n oneigenlijk gebruik van 傾差 (het gewone woord voor "richting" is 方, hō) mij erg onwaarschijnlijk]. Ook wordt, bij rivieren met een enigermate [volgt 高水敷, 1. hoog-water-podium/standaard/spreiding. In geen van mijn woordenboeken te vinden], de invloed van de stroomsnelheid niet bepaald groot geacht, met uitzondering van die gedeelten die het meest aan de kracht van het water blootstaan, zoals de concave oever van meanders. Daarom zijn onze experimenten gebaseerd op de situatie dat de stroomsnelheid verwaarloosbaar is, waarmee tevens een beperking van onze opstelling gegeven is. De proefopstelling die wij gebruikten is opgebouwd zoals in Fig. 1 wordt getoond. Zij bestaat uit een horizontale stalen stroomgoot, 1,07 m breed, 0,20 m diep en 10 m lang en zij bevindt zich in het Ujigawa Waterloopkundig Laboratorium, Instituut/Gebouw voor Geïntegreerde Fundamentele Research betreffende Riviercalamiteiten [1].

Aan de onderkant van het boven- en benedenstroomse uiteinde van de goot is een watertank neergezet/bevestigd met een inhoud van, respectievelijk, $3,5 \text{ m}^3$ en $1,3 \text{ m}^3$. Boven/Over de goot, een beetje bovenstrooms van het midden, is een meettank aangebracht, waaraan een driehoekige weir is bevestigd [weir is mijn vertaling van 堰, en of seki, dijk/dam/kering/weer. Ik ken de vakterm niet]. Aan het bovenstroomse uiteinde van de goot is een [1. vier-/rechthoekige weir van 8 cm diepte x 60 cm breedte uitspaardeel → een vierhoekige weir met een uitsparing van 8 x 60 cm? Vooral het "uitspaardeel" is lastig. Ik denk dat het een contrast vormt met het "full width" van full width weir g] aangebracht en aan het benedenstroomse uiteinde een full width weir met een hoogte van 5 cm. Deze weirs zijn aangebracht om de hoeveelheid water te kunnen meten die aangevoerd wordt, die afgevoerd wordt en die de breukopening in het dijkmiddel passeert. De watertoevoer wordt constant gehouden doordat in/aan de buis die de voedingspomp met de meettank verbindt een [1.

vorkbuis. T/Y-stuk/buis ?] is aangebracht. Het surplus aan water, dat [dus] meteen weer terugstroomt, wordt met behulp van een klep geregeld. Het water dat de breuk gepasseerd is wordt tijdelijk in de receiving tank opgevangen en vandaar met een reversing pump naar een [1. laagwatertank] teruggeleid.

In de bodem van het dijkmodel, dat in het midden van de goot is opgesteld, is een piezometric head met in totaal 13 taps aangebracht. Zoals Fig. 2 toont liggen 9 van deze taps, met onderlinge afstanden van 5 cm, op de centrale lengte-as van de goot. Rechts van de middelste tap liggen nog 4 taps, met onderlinge afstanden van 10 cm. De manometer zit aan de zijkant van de goot en wordt met behulp van een spiegel door een erboven geplaatste camera geobserveerd.

[ad piezometric head met .. taps: er staat 1.: manometertap met cock voor piezowaterhoogtemeting. Mijn vertaling berust op de bijschriften van Fig. 14 en 15. Ik heb overigens nauwelijks enig idee wat voor apparatuur er bedoeld wordt en ik kan er dus vreselijk naast zitten]

Langs de rand van de goot is een rail aangebracht. Daarover rijdt een measurement carriage [hoe het rijdt wordt nog gespecificeerd : 砂面の敷均と, samen no shikihitoshi to, "en wel spreidingsgelijk/liggingsgelijk met zandoppervlak". Het shikihitoshi - s.g./l.g. - is in geen enkel woordenboek te vinden. Zelfs van de uitspraak ben ik niet zeker. "Op gelijke hoogte met het zandoppervlak" ? "Parallel aan het zandoppervlak" ?]. Het measurement carriage is, zoals Fig. 2 laat zien,

[p. 371/3]

voorzien van een automatisch terugkerend/teruglopend traversing device met daaraan/daarop een continu-type sand surface meter, een surbo-type wave gauge (beide van N.V. Kenekku [fon.]) en een [1. verplaatsingshoeveelheid detector]. Door de output een X-Y-recorder (merk/fabriekaat Rikadenki [firmanaam]) [1. te inputten → binnen te leiden ? op te nemen met ?], worden registratie en meting van dwarsdoorsneden mogelijk.

[ad bovenstaande alinea: de namen van de apparaten heb ik overgenomen uit het bijschrift bij Fig. 2; de tekst geeft ze vrijwel letterlijk zo, maar dan in het Japans. Wat het woord "surbo" betreft: de tekst zegt

サボ, sābo (fon.). Dat kan inderdaad de fonetische weergave van "surbo" zijn, maar ook van "servo". Voor een Japanner is het correct spellen van Engelse woorden nog moeilijker dan voor ons, dus het is heel goed denkbaar dat de auteurs zich hier vergissen. Mocht "surbo" niet bestaan, dan raad ik "servo" aan].

Om de waterstand, binnen- en buitendijks, in de onmiddellijke omgeving van het dijkmodel te meten gebruikten wij, respectievelijk, de bovengenoemde wave gauge en een surbo-type water gauge (van N.V. Kenekku [fon.]) Voor het meten van [1. het overstromingsniveau] van de weirs aan het boven- en benedenstroomse uiteinde van de goot gebruikten wij een [1. volume/capaciteit-type → ± "volumetrische" ?] wave gauge (merk/fabrikaat Metro Denki Kenkyū-jo [± Electrotechnisch Research Instituut "Metro"]). Alle gegevens werden geregistreerd met een [1. maruchikōdā. Multicorder ?] (merk/fabrikaat Tohen-Sokuhin [transcriptie onzeker]).

Teneinde het vergrotingsproces van en het waterverloop in de breuk te registreren monteerden wij op een punt ongeveer 5 m boven het dijkmodel én aan de onderkant van het measurement carriage een camera (merk/fabrikaat Nihon Kōgaku [Japan Optics]) met motor drive [mōtādoraibu]. Met behulp van een timer [taimā] (merk/fabrikaat Tōa Denshi [East Asian Electronics]) werd het zodoende mogelijk om foto's in bovenaanzicht [1. oppervlaktefoto's] en in zijaanzicht [1. frontale/full face foto's, "vooraanzicht" mag ook] op 1 m benedenstrooms [van de dijk] te nemen.

2.2. Methode

Eerst stelden wij coördinaten voor het experiment vast. De X-as verloopt stroomopwaarts, waarbij het benedenstroomse uiteinde van de goot $X = 0$ m is gesteld. De Y-as verloopt overdwars van rechts naar links, waarbij het middelpunt van de goot op $Y = 50$ cm is gesteld. De Z-as staat loodrecht naar beneden, waarbij de bodem van de goot op $Z = 30,59$ cm is gesteld.

Langs $X = 2,05$ m zetten wij een [1. zandstop/zandtegenhouder]. Deze had bij de experimenten van de Z-serie en Run X-2 een hoogte van 10 cm en bij de experimenten van de Y-serie en Run X-1 een hoogte van 5 cm. [Vanaf $X = 2,05$ m] tot $X = 6$ m brachten wij zand aan. Dit werd onze bedding c.q. grondslag [1. basis van dijkbinnenbuiten, de "base" uit Fig. 3 dus. Ik

noem van hier af aan het gedeelte van de "base" onder de dijk de "grondslag" en ter weerszijden van de dijk "bedding"]. Vervolgens bepaalden wij heel precies de juiste positie voor de manometertaps en bouwden [1. wierpen op] de dijk, z6, dat de binnenrand [de "hiel"] van het model langs/op $X = 4,35$ m kwam te liggen. Men vergelijk Fig. 3. Met de hierboven genoemde continu-type sand surface meter werd voor het begin van een proef de vorm van een aantal profielen bepaald: 10 van de bedding over het traject $2,1 \sim 5,5$ m en 6 van de dijk tussen hiel en teen. Bij enkele inleidende/voorbereidende proeven (Run Z-1 en 2) maakten wij over het midden van de dijkkruin een rechthoekige geul van 10 cm breed en 1 cm diep. Door verhoging van het waterniveau aan de bovenstroomse kant van de goot lieten wij het model via dit gedeelte overstromen en veroorzaakten zo een dijkbreuk. Deze methode had echter 2 nadelen:

- a) door onvoldoende infiltratie van de dijk zakte de inflow erin weg, zodat het lastig was om precies te bepalen wanneer het overstromen begon;
- b) het overstromende water [1. was gemakkelijk éénzijdig/had gemakkelijk/al gauw voorkeur voor één bepaalde richting].

Om deze redenen hebben wij, te beginnen met Run Z-3, de hieronder beschreven methode ontworpen.

Over het midden van de kruin maakten wij een sleuf in de vorm [1., strikt genomen de vorm van de dwarsdoorsnede van de sleuf, naar ik aanneem] van een rechthoekige gelijkzijdige driehoek met zijde = 4 cm [als ik het goed begrijp is dit dus de "initial failure"]. Na de vormbepaling met de sand surface meter sloten wij de sleuf weer met (een) hoekijzer(s) en zand. Daarop zetten wij de voedingspomp aan. Wij hielden het waterpeil constant door aan de buitenzijde van de dijk [steeds] een bepaalde hoeveelheid water te laten circuleren [1., met behulp van klep 3 ?] en zorgden zo voor voldoende infiltratie van het dijklichaam. Daarop verwijderden wij hoekijzer(s) en zand en deden het water snel overstromen via de sleuf. Het moment waarop het front [1. voorrand] van de overflow de binnenglooiing [het "binnenbeloop"] van de dijk bereikte namen wij tot begintijdstip van het experiment. Op dit moment zetten wij de timer aan en begonnen de fotografische opnamen en de registratie, waarbij wij de multicorder [zie boven] en de motor drive met vaste tussenpozen lieten werken. Deze bedroegen voor $t = 0$ tot $t = 2$ min: 10 s, voor $t = 2$ min tot $t = 60$ min: 20 s en verder 30 s. Op de foto's genomen met de camera, die aan de onderkant van het measurement carriage was bevestigd, waren zowel

de hierboven besproken manometer(s ?) als de tijdsaanduiding van de timer zichtbaar.

[p. 372/4]

De waterhoogte werd met behulp van de in de vorige paragraaf beschreven apparatuur continu gemeten. De toegevoerde hoeveelheid water [de "voeding", de discharge supplied] controleerden wij regelmatig tijdens de proeven: bij die van de Z-serie met de measuring tank, bij die van de Y- en X-serie bovendien nog met een in de measuring tank geplaatste ["volumetrische", zie p. 7] wave gauge. Tot het moment waarop tegen het einde van de proef het niveau in de [1. laagwatertank] zakte doordat de kracht van de reversing pump afnam en er lucht begon binnen te stromen konden wij geen opmerkelijke schommelingen/veranderingen in de toegevoerde hoeveelheid water waarnemen.

Het measurement carriage werd tijdens het experiment in z6'n positie geplaatst dat de voelernaald [1.] van de surbo-type wave gauge kwam te staan bij $X = 4,35$ m, i.e. de hiel van de dijk. Zodra het overstromen begon zetten wij het traversing device aan en wij registreerden de vorm van het uitspoelgat dat direct onder de breuk ontstond alsmede de profielveranderingen in de tijd van de waterspiegel, respectievelijk met de X-Y-recorder en de multicorder [cf. hierboven]. Het meettraject van de continu-type sand surface meter lag langs $X = 4,20$ m. [N.B.: de tekst gebruikt verder "sleuf" en "breuk" c.q. "breukgat" door elkaar. Ik zal dit ook doen].

Met uitzondering van die gevallen waarin wij het experiment voortijdig onderbraken om [andere] metingen te verrichten liep het experiment af wanneer er een watertekort ontstond in de [1. laagwatertank], zoals hierboven vermeld. Als definitief tijdstip van beëindiging gold het moment waarop de pomp stopte. Wij voerden het water niet af, maar dit had zo te zien weinig invloed op de vorm van het breukgat [ad voerden niet af: er staat l. "wat betreft compulsory/forced draining/pumping out [wij] voerden niet uit". "Compulsory draining" zou een mij onbekende technische term kunnen zijn, zo niet, dan vertalen we natuurlijk met "zoals verplicht/voorgeschreven"]. Nadat het water uit het breukgat was weggestroomd fotografeerden wij de vorm ervan en vervolgens maten wij,

op precies dezelfde manier als voor het begin van de proef, het profiel van dezelfde dwarsdoorsneden als die voor het begin van de proef op. Tenslotte namen wij met een cylinder - inwendige diameter 75 mm - zandmonsters van de dijk aan beide zijden van de breuk en wij bepaalden [1. het lozeruimtepercentage. Het "percentage poriënvolume" → de porositeit ?]. Dezelfde bepaling voerden wij na enkele experimenten uit bij de bedding ter weerszijden van de dijk.

2.3. Experimentele omstandigheden.

In Table 1 hebben wij een overzicht gegeven van de experimentele omstandigheden. Wat de schaal van het model betreft: wij zijn uitgegaan van een echte dijk met een hoogte van 10 m en een kruinbreedte van 10 m en hebben deze afmetingen na grondig overleg tot 1/100 gereduceerd. Zo kregen wij de uitgangswaarden voor het standaardexperiment Z-3, vermeld in Table 1: een hoogte $H_0 = 10$ cm, een kruinbreedte $B_0 = 10$ cm en een hellingspercentage $m_0 = 20$ %, wat strikt genomen wel wat aan de steile kant is. Wat het bouw materiaal van het model betreft: echte dijken zijn dikwijls gemaakt van een grondsoort met relatief grote korreldiameter, die een kleverige/plakkerige/aaneenkittende substantie/bijmenging bevat [1.] In dit geval echter wilden wij, met het oog op het fundamentele karakter van onze proeven, de omstandigheden zo simpel mogelijk houden/het aantal variabelen zo gering mogelijk houden. Daarom gebruikten wij voor alle experimenten alleen zand (van Nihon Keisha N.V. [Japan Silica]), gezeefd en met een gemiddelde korrelgrootte $d_m = 0,64$ mm voor de experimenten van de Z- en Y-serie en $d_m = 0,206$ mm voor die van de X-serie.

[p. 373/5]

Bij de voorbereidende proeven Run Z-1 en Z-2 hielden wij dezelfde omstandigheden aan om de reproduceerbaarheid van het experiment te onderzoeken. De bepaling/meting van de hydraulische omstandigheden was onvoldoende/onbevredigend, maar nadat de overflow eenmaal begonnen was, konden wij geen grote verschillen in het vergrotingsproces van de breuk waarnemen. Op grond van dit resultaat namen wij aan dat de reproduceerbaarheid van het experiment redelijk goed was, zodat wij bij de volgende

proeven de condities gingen variëren, met uitzondering van enkele gevallen waar wij ze met opzet gelijk hielden. Zoals op te maken is uit Table 1 is, vergeleken met Run Z-3, alleen de kruinbreedte veranderd bij de 3 proeven Run Z-4,5 en 9, en alleen de helling veranderd bij het drietal Run Z-6~8. Bij Run X-2 en 2B hebben wij bouw materiaal en discharge supplied veranderd en bij Run Z-11 en Y-1~4 de hoogte van de dijk. Run Z-10 is uitgevoerd om [1. het onderwegverloop] van het standaardexperiment te bepalen [i.e. hoe het standaardexperiment (Z-3) verloopt als je al een tijdje onderweg → aan de gang bent met je proeven, een tussentijdse controle van Z-3 ?].

In Table 1 wordt ook de porositeit λ van het dijklichaam gegeven, zoals die door ons werd gemeten. Bij de experimenten van de Z- en Y-serie vertoonde deze porositeit een tamelijk grote spreiding: $\lambda = 0,456 - 0,516$. De porositeit van de bedding lag in de orde van $\lambda = 0,438 - 0,484$, dat is wat kleiner dan die van het dijklichaam. Daarentegen was bij de X-serie de porositeit van de bedding groter, maar in alle gevallen was de porositeit relatief hoog, een logisch gevolg van de uniforme korrelgrootte [1. de uniforme korrelgrootte weerspiegeland].

De duur van een proef was afhankelijk van de snelheid waarmee het proces verliep. Zoals hierboven beschreven werd de tijd opgenomen tot het moment waarop een grote hoeveelheid water uit het breukgat begon te stromen. De kortste tijd was 3 min. 50 s, de langste 25 min 55 s, met uitzondering van de 2 h 59 min in één geval (Run Y-1) waar sprake was van een [1. lekkende breuk].

3. Experimentele resultaten en hun kritische bespreking

3.1. Bijzonderheden betreffende het verloop der experimenten.

Allereerst bespreken wij het normale verloop van het experiment, aan de hand van de fotografische registratie van standaardproef Z-3.

(a) Het normale verloop van het experiment.

Wanneer wij, vóór het begin van de proef, de watercirculatie aanzetten om het dijklichaam te infiltreren, raakt ook de bedding benedenstrooms van de dijk geïnfilteerd, zodat het oppervlak ervan bedekt wordt met doorsijpelend water. Tegelijkertijd begint de voet van de dijk af te brokkelen. Bij hellingspercentages tot/tot en met 20 % gaat dit proces

gedurende de gehele proef door, maar er is geen enkel verband met het doorbreken van de dijk. Nu halen wij het hoekijzer weg uit de sleuf en beginnen het experiment. Voor alle proeven geldt dat het water eerst een tijdje in het dijklichaam wegsijpelt maar dan een stroompje van ± 1 cm breed en $\pm 0,5$ cm diep vormt en zo naar de achterkant van de sleuf loopt. Vanaf dat punt begint het inslijpen [1. onder-/neerkerven. "Uitschuren" mag ook, lijkt mij] van de sleuf. Verwijding van de sleuf begint op $T = 20''$ met het ontstaan van een kleine instorting/kleine instortinkjes [± 1 . beginnend bij de kruinschouder van de achterrand en dan verder langs de helling/glooiing. Zie ommezijde voor schetsje van wat naar mijn mening onder "kruinschouder" wordt verstaan]. Tegelijkertijd hoopt het uitgespoelde zand zich aan de dijkvoet op en vormt daar een waaievormig heuveltje. Dit gaat zo door tot $T = 40 \sim 50''$, wanneer de grootste breedte van de breuk zich aan de achterkant (i.e. de binnenzijde van de dijk) bevindt, zodat de vorm ervan in bovenaanzicht wel wat weg heeft van een nog niet geopende waaier. Echter: wanneer rond $T = 1'$ het inslijpen van de geul ook aan de voorkant flink doorzet, gaat de influx toenemen. Door het water dat via/vanaf de omtrek/periferie binnenstroomt verloopt de verwijding juist sneller aan de voorkant, waardoor de vorm van de breuk in bovenaanzicht nu 8-vormig wordt [dit is, althans voor mij, in grammaticaal opzicht de moeilijkste zin van de hele tekst. Ik heb "op het gevoel" vertaald, zonder mij veel van de regels aan te trekken. Formeel staat er: "...wordt de verwijding snel zoals de voorkant", wat impliceert dat we het nog steeds over de verwijding van het achterste gedeelte van de sleuf hebben. Bovendien zou er, in plaats van "8-vormig", "omgekeerd 8-vormig" kunnen staan. Ik ga verder niet interpreteren, maar wijs U nadrukkelijk op het bestaan van deze onzekerheden]. Aan de binnenkant van de dijk is inmiddels het waaievormige heuveltje verdwenen en op de bedding aan die kant ligt een flinke berg weggespoeld zand met boomblad-vormige voorrand [1., ik neem aan "boogvormig en generfd c.q. gekarteld/gezaagd". Er zijn nogal wat verschillende typen boombladeren]. De aanvoer van water gaat intussen maar door en een sterke inflow vergroot de breuk steeds verder. De boombladvormige voorrand van de zandheuvel wordt breder maar omdat, althans in dit experiment, de zijranden slechts beperkt aangroeien, neemt de voorrand een steeds gerekter vorm aan. Deze snelle vergroting van de breuk duurt voort tot $T = 5'$, wanneer zij een

breedte van ± 50 cm heeft bereikt. Daarna verloopt het proces rustiger. De erosie van het dijklichaam tengevolge van de schurende werking van het water gaat echter ook dan nog onverminderd door en is zelfs op $T = 17'$, het tijdstip van beëindiging van de proef, nog niet opgehouden.

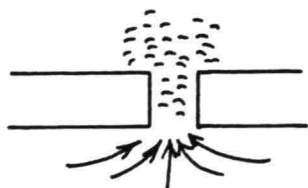
Dezelfde gang van zaken zoals hierover beschreven konden wij ook waarnemen bij Run Z-10, die onder dezelfde omstandigheden plaats had. Ook hier bleek dus de reproduceerbaarheid van het experiment, al vonden wij bij andere proeven met hetzelfde type zand een enigszins afwijkend verloop, in overeenstemming met de gewijzigde omstandigheden. Dergelijke verschillen zullen in de onderstaande paragrafen nader onderzocht worden. Zij betreffen echter vooral het tijdstip waarop bepaalde processen beginnen en de snelheid waarmee zij zich voltrekken. De fundamentele stadia van het vergrotingsproces lijken voor alle proeven dezelfde. Verschillen zoals hierboven bedoeld werden ook waargenomen bij Run X-1 en 2, waarbij wij fijnkorrelig zand gebruikten. Zij zullen hieronder worden besproken.

(b) Bijzondere eigenschappen/kenmerken van proeven waarbij fijn zand werd gebruikt.

Bij Run X-1 en 2 wordt het geërodeerde zand door de geringe korrelgrootte gemakkelijk weggespoeld, ook aan de binnenkant van de dijk, maar daarnaast heerst er bovenin de dijk tengevolge van de oppervlaktespanning kennelijk/zo op het oog een krachtige adhesie/cohesie/samenhang, die de wanden van de sleuf stabiliseert. Hierdoor verloopt het inslijpen van de sleuf in het begin opmerkelijk snel, maar vanaf het moment dat aan de voorkant de inflow via/vanaf de omtrek/periferie begint, gaan de wanden overhangen [1. doen/maken *ōbāhangu*] en storten ze niet gemakkelijk meer in [eventueel:.... overhangen zonder gemakkelijk in te storten]. Bovendien begint vanaf dit moment, juist zoals bij Run Z-3, de influx toe te nemen en ontstaat er undulation, die zich vanaf de geul over [het water aan] de binnenzijde van de dijk uitstrekt.

[ad voorgaande alinea: in de Synopsis zag ik de termen "inflow" en "influx", waarmee ik eerst weinig raad wist. De tekst gebruikt echter de combinaties 流入, *ryūnyū*, "stroomin" → instroming en 流入流量, *ryūnyū-ryūryō*, "stroomin-stroomhoeveelheid" → "instromingsdebiet". De eerste term zal ik consequent met "instroming" c.q. "inflow" vertalen, de tweede steeds met "influx". - Ik zit een beetje met "instroming via/van-

af de omtrek/periferie". In deze alinea staat er in het Japans zelfs "...via/vanaf de omgeving/buurt van de o./p." Kan het een soort "aan-zuigeffect" van de sleuf aangeven, dus:



? - In dit plaatje heb ik tevens aangegeven wat ik mij bij de zich over de binnenzijde uitstreckende undulation voorstel].

[p. 374/6]

Deze undulation [volgt l.: "heeft spring-/spatwatervorm van zelfde soort als rivierbeddinggolven in geval van grootzijn van dimensieloze veegstroomkracht bij steile helling". Geen van de hier gebruikte vaktermen is in enig woordenboek te vinden en ik ga expres geen "mooie" vertaling construeren. Bij "spring-/spatwatervorm" dacht ik automatisch aan "staande golven", en bij "veegstroom" aan "sleepstroom". U komt er wel uit, denk ik]. Tegelijkertijd vergroot het breukgat zich doordat het zand met grote kluiten tegelijk naar beneden valt. Op de bedding aan de binnenkant van de dijk ontwikkelt zich weer een zandheuvel met boombladvormige voorrand.

Uit bovenstaande observaties wordt inzichtelijk dat ook in het geval van fijnkorrelig zand het vergrotingsproces van de breuk een aantal algemene kenmerken vertoont. Bij de proeven van de Y-serie, waar de dijkhoogte 15 cm bedroeg, was bij een hellingspercentage van 20 % de wegsijpeling door/via het dijklichaam zeer aanzienlijk. Omdat er bovendien opmerkelijk veel afbrokkeling aan de voet optrad hebben wij gemeend althans Run Y-1 te moeten beschouwen als een mislukking wegens [te grote] doorsijpeling. De resultaten van de Y-serie worden hieronder besproken.

[p. 375/7]

(c) Bijzondere eigenschappen/kenmerken van het breukproces bij/ten gevolge van kwel.

Teneinde de kwelsituatie van de dijk te kunnen variëren groeven wij het binnenbeloop van het centrale gedeelte van de dijk uit over een breedte van ± 5 cm en een diepte van ± 1 cm. Wij zetten de circulatie aan en handhaafden een bepaald waterpeil. Zoals uit 2-dimensionale experi-

menten betreffende dijkbreuken ten gevolge van kwel gebleken is ¹⁰⁾, vermindert de inclinatie van het gedeelte waar doorkwelling optreedt, alsof de hellings-/glooiingshoek [angle of repose] kleiner is geworden en bovenaan gaat het een scheur vertonen. Het kwellen [1. het kwellend oppervlak] zet zich voort [in het bovengedeelte (het "dak") van de scheur, òf: in het gedeelte boven de scheur. Ik kan niet kiezen]. Het kwelwater spoelt langzaam/zachtjes kluitjes zand uit de bodem van de scheur [hier is nauwelijks twijfel dat er een deel van de scheur zelf wordt bedoeld] los en deponeert ze, samen met zandkorrels van het oppervlak van de glooiing, ergens lager op de dijkelling. Het transport van zandkluitjes uit de scheur houdt op en [nu] wordt ook het oppervlak van het kwelgedeelte geërodeerd. Heeft de helling van het kwelgedeelte bovenaan eenmaal een bepaalde steilheid bereikt, dan ontstaat daar een nieuwe scheur en herhaalt hetzelfde proces zich van voren af aan. Het proces is verwant aan/likt op oevererosie [1. zijde-/laterale oevererosie], maar doordat [1. ook de eigenschap(pen) van strekkingsrichting van de dijk hetzelfde is/zijn→? doordat de dijk zich ook nog eens in één en dezelfde richting uitstrekt→? kaarsrecht is] zal een scheur, die op een bepaalde hoogte is ontstaan, zich eerst enige tijd in de strekkingsrichting [? lengte] uitbreiden om pas daarna van hoogte te veranderen. Op grond van deze waarnemingen mogen wij stellen dat in geval van uniform bouw materiaal van de dijk het proces verloopt volgens het 2-dimensionale model, een klein verschil/kleine afwijking in de hoeveelheid/omvang van de kwel daargelaten. Bovendien neemt, ten gevolge van de vormverandering van het dijklichaam, de inclinatie van het binnenbeloop af, waardoor de scheuren met steeds groter tussenpozen ontstaan.

Het verloop van het proces, zoals hierboven beschreven, toont aan dat afbrokkeling/instorting ten gevolge van kwel in een dijk die uit uniform materiaal werd opgebouwd, zich gemakkelijk en gelijkmatig over de gehele dijk uitbreidt. Het suggereert tevens dat er, in die gevallen waarin slechts een gedeelte van de dijk door kwel afbrokkelt/instort, in dat gedeelte bijzondere factoren werkzaam zijn geweest. Tenslotte ontstaat een breuk en wel op het moment dat een scheur het wateroppervlak aan de buitenzijde van de dijk heeft bereikt, waarna het proces verder verloopt zoals in de experimenten met smalle dijkruin. Maar omdat uiteindelijk/

per slot van rekening de grondslag breed/breder is, lijkt het erop/ziet het er naar uit dat diepe uitspoelgaten maar moeilijk ontstaan, juist zoals bij Run Z-7. Men zie de volgende paragraaf.

3.2. De vorm van breuk en uitspoelgat.

(a) De vorm van de breuk in bovenaanzicht.

In Fig. 4 zien wij hoe de vorm van de breuk in bovenaanzicht varieert met de verschillen die wij aanbrachten in onze experimentele dijk. De figuren geven de toestand op het moment van beëindiging van het experiment bij Run Z-3, 5, 8, 11, Y-3 en X-2. Aangeduid zijn de hoogtelijnen [contourlijnen/isohypsen], waarbij de hoogte van de dijkvoet als [1. norm, dus "nullijn"] is genomen. Op grond van deze figuren alsmede de eindsituatie bij Run Z-10 (Fig. 7) kunnen wij ten aanzien van het bovenaanzicht [de "planimetrie"] van een breuk de volgende, voor alle experimenten geldende, principes/karakteristieken formuleren.

De uitspoelgaten zijn in bovenaanzicht zonder uitzondering lang en smal en worden begeleid door een opvallende richel [rijji]. Deze richel begint aan de achterkant [dat lijkt mij h. l. de bovenstroomse kant] van het gat en loopt dan langs de beide zijden ervan tot een stuk benedenstrooms van de dijk. De richel houdt op op practisch dezelfde hoogte waar ook het uitspoelgat eindigt. De sterkste uitspoeling wordt waargenomen om en nabij de plekken waar de hoogtelijnen [1. samengebald/samengeperst zijn, ik neem aan: waar zij elkaar het dichtst benaderen/waar concentraties van hoogtelijnen zichtbaar zijn].

[p. 376/8]

Ook komt het dikwijls voor dat buitendijkse hoogtelijnen naar/aan de zijkanten van de breuk [1. uitsteken/uitspringen]. Daaruit valt af te leiden dat het water niet zozeer via het midden van de breuk, maar eerder langs de zijkanten ervan binnenstroomt en [dan] samenkomt/zich verzamelt op de plek waar de uitspoeling het grootst is. Vergelijken wij het verloop van onze hoogtelijnen met dat van de hoogtelijnen bij dijkbreuken aan de Engagawa bij [1. aan de kant van/ter hoogte van] Ueki²⁴⁾, de Makitagawa bij Konkochi²⁷⁾, de Nagaragawa bij Yasuhachi²⁸⁾ en de

Kogaigawa bij Todai³⁾ [vrijwel al deze rivier- en plaatsnamen onzeker, cf. Inleiding], dan is de vorm ervan bij onze experimenten wat aan de lange en smalle/de gerekte kant. Wij zien iets dergelijks alleen bij het gedeelte met maximale uitspoeling aan de voorkant/-rand van de Engagawa [-doorbraak], waar het naar onze mening berust op éézijdige ["biased"/met voorkeursrichting] instroming. Qua algemene vorm stemmen experimentele en natuurlijke hoogtelijnen echter heel redelijk overeen.

Overigens vormen de lange en smalle uitspoelgaten, die bij onze experimenten waar [alleen] zand werd gebruikt ontstonden, geen adstructie voor de eerder gevonden aanwijzing²⁹⁾ dat in rivieren met zandbedding in het algemeen diepe en ronde kolk-gaten ontstaan. Als oorzaken van dit verschil beschouwen wij de [1. beperking/tegenhouding/weerstand] geboden door de zijwanden van de stroomgoot én het feit dat het bouw materiaal van de dijk niet samenhangend is/los is [1. niet kleverig van aard is]. Wat eerstgenoemde oorzaak betreft zien wij, althans oppervlakkig/in eerste instantie, enige overeenkomst met het geval van/de situatie bij de Kogaigawa, die doorbrak naar een smalle voormalige bedding. Positie van en onderling verband tussen plekken met erosie en met transport²⁶⁾ komen goed/aardig overeen met die in onze experimenten. De grootte [1.] van de richels op de plekken met sedimentatie was bij ons echter veel en veel groter. Wij geloven dat dit komt doordat er voor de bouw van de dijk zand is gebruikt. In dat geval is de erosie aanzienlijk. Het geërodeerde zand

[p. 377/9]

wordt langs de buitenrand van het uitspoelgat getransporteerd. Aan de binnenzijde van de dijk raakt het instromende water [1. verstrooid, ik weet de juiste term niet maar de bedoeling is duidelijk: de inflow waaiert uit en verliest daarbij energie] en als gevolg daarvan sedimenteert het meegevoerde zand op die plek in grote hoeveelheden. Bovendien moeten wij er rekening mee houden dat wanneer er op deze manier eenmaal een richel langs het uitspoelgat is gevormd, de inflow hierdoor tot een smaller gebied wordt beperkt waardoor het uitspoelgat [op zijn beurt] langer en smaller wordt.

(b) De vorm van de breuk in profiel en de morfologie [1. vormeigenschappen, i.e. "geometrical characteristics"] van de uitspoelgaten.

Fig. 5 toont de profielen van Run Z-5, 7~10, Y-3 en X-2 op Y (de "hartlijn" van de stroomgoot) = 50 cm. De maximale uitspoeldiepte bedraagt in de meeste gevallen 5-6 cm en de plek waar zij bereikt wordt ligt, met uitzondering van Run X-2, op de achterrand [de "hiel"] van de dijk of daar in de buurt. De lengte van de uitspoelgaten bedraagt ongeveer 1-2 m en wanneer wij de experimenten onderling vergelijken blijken de gaten ondieper, en bovendien langer en vlakker, naarmate de dijk breder is. Leggen wij Fig. 4 ernaast, dan blijkt duidelijk dat althans in deze experimenten nooit uitspoeling van de bedding aan de buitenzijde van de dijk heeft plaatsgevonden. Een echte dijkbreuk biedt wèl een aspect alsof de bedding aan de buitenzijde min of meer is uitgespoeld, maar omdat hier de afbakening/afgrenzing van de dijkvoet [1. dijkspreiding, dus ± "grondslag", "zate"] onduidelijk is en een exacte topografie van het buitendijkse gedeelte ontbreekt moeten wij een discussie betreffende dit verschil noodgedwongen achterwege laten.

Table 2 geeft een overzicht van de meetwaarden die wij bij onze metingen aan experimentele breuken verkregen. Hier zullen wij hun vorm onderzoeken aan de hand van een aantal specifieke ratio's/verhoudingen van de uitspoelgaten, zoals opgesomd in de kolommen 8-11 [sic] van genoemde tabel. Tevens analyseren wij de oorzaken van het ontstaan/tot stand komen van de vorm. De 3 ratio's in kwestie zijn:

- a) de profielratio, i.e. $\frac{\text{maximale uitspoeldiepte (1)}}{\text{lengte van het uitspoelgat (2)}}$;
- b) de dwarsdoorsnederatio, i.e. $\frac{\text{maximale uitspoeldiepte (1)}}{\text{breedte tussen de top van de richels ;
aan de hiel van de dijk (3)}}$;
- c) de vlakheids-/vlakke ratio, i.e. $\frac{\text{lengte van het uitspoelgat (2)}}{\text{breedte tussen de top van de richels
aan de hiel van de dijk (3)}}$.

De cijfers (1), (2) en (3) staan vermeld in Table 2. Hoe de respectievelijke maten genomen zijn is te vinden in Fig. 5 en Fig. 8 [(1), in Fig. 5 rechtsboven, begrijp ik niet: dat is toch geen maximale diepte ?].

Duidelijk is te zien dat de profielratio groot is in geval van smalle dijk (smalle voet). Bij brede dijken is het de vlakheidsratio die naar hoge waarden tendeert. Zoals wij hierboven al zagen worden er in geval van brede dijken dus lange, smalle en relatief ondiepe uitspoelgaten gevormd,

[p. 378/10]

in geval van smalle dijken daarentegen juist korte, tamelijk brede en diepe. Verder is bij gebruik van fijnkorrelig zand de profielratio aan de hoge, de vlakheidsratio aan de lage kant, dat is dus hetzelfde als in het geval van smalle dijken. Dit soort verschillen in uitspoelgatvorm, die gecorreleerd zijn met/afhankelijk zijn van verschillen in vorm en bouw-materiaal van de dijk worden veroorzaakt door verschillen in de stroming in de omgeving/aan de periferie van de breuk en door verschillen in zandverplaatsing. Wij kunnen ons dit als volgt voorstellen.

In geval van smalle dijk is het volume van de dijk [1. de grondhoeveelheid, dus "de massa", "de body"] gering. Tevens is de helling van de waterspiegel groot. Hierdoor is de verwijding van de breuk aanzienlijk en ten gevolge daarvan is ook het uitspoelgat extra breed. Tevens spoelt de neerwaarts gerichte waterstroom de bedding diep uit. Bovendien vermoeden wij dat het uitspoelgat zichzelf maar weinig opvult, dit omdat de transportweg van het geërodeerde zand, die immers langs de zijden van het gat verloopt, maar kort is. Naar wij aannemen wordt om al deze redenen tesamen een breed en diep uitspoelgat gevormd. Daarentegen is in geval van brede dijk het traject van de inflow lang en doordat bovendien de snelheid waarmee de breuk zich verwijdt laag is, wordt het uitspoelgat lang en smal en kiest het water maar moeilijk/niet zo gemakkelijk een neerwaartse stroomrichting. Men kan zich voorstellen dat onder deze condities wèl opvulling door


[p. 379/11]

geërodeerd zand plaats vindt, zodat naar onze mening het uitspoelgat niet diep zal worden. In geval van fijnkorrelig zand zal dit, door de sterke turbulentie van de inflow in de buurt van de buitenzijde van de dijk,

gemakkelijk opgewerveld worden. Door [1. floating/drifting] wordt het ook gemakkelijk in zijwaartse richting getransporteerd. Opwerveling en lateraal transport beide vormen waarschijnlijk de oorzaak van het feit dat diepe en brede uitspoelgaten juist in de buurt van de buitenzijde van de dijk optreden, zoals uit Fig. 5 blijkt.

3.3. Veranderingen in de tijd van de vorm van de breuk.

(a) Veranderingen in de tijd van profiel en oppervlak van de breuk.

In Fig. 6 zien wij de veranderingen die een breuk ondergaat vanaf $T = 0$ tot het einde van het experiment. Het betreft hier de meetresultaten verkregen op 3 verschillende tijdstippen aan dwarsdoorsneden tijdens Run Z-10. Op $T = 3'$, het allereerste [1. stopwatermoment/dood-tijmoment. Zetten de auteurs het water stop (met het stilling device ?) ?], is de dijk al tot de grondslag uitgespoeld. Over de afstand $Y = 40-60$ cm is er van het dijklichaam geen spoor meer te bekennen en het water begint gutschend binnen te stromen [1. precipitous inflow van buitenwater is begonnen]. De vorm van de breuk op dit tijdstip is vlak in het midden van het buitenbeloop ($X = 4,75$ m), U- tot V-vormig op de kruin ($X = 4,65$ en $4,55$ m) en V-vormig in het midden van het binnenbeloop ($X = 4,45$ m). In de buurt van de hiel is een uitspoelgat met driehoekige doorsnede ontstaan, dat beiderzijds door een richel wordt begeleid. Verder stroomafwaarts wordt de dwarsdoorsnede ervan geleidelijk schotelvormig [1. ± pan-/pot-/ketelbodenvorm]. Daarna/Later [na $T = 3'$, neem ik aan] verwijdt de buitenbeloop-doorsnede zich trapeziumvormig, het kruinprofiel wordt aan de stroomopwaartse kant [1. oblong], aan de stroomafwaartse trapeziumvormig [is het niet juist andersom ? Cf. fig. !]. Het uitspoelgat in de buurt van de hiel blijft zich driehoekig verwijden. Tot $T = 8'$ verloopt de vergroting van de breuk in hoog tempo, daarna lijkt het proces wat te vertragen. Ook begint dan het midden van de doorsnede door de verdubbeling van de inflow een [1. beetlebrowpart, "uitsteekdeel/-delen", h. l. misschien , dus, zeg, "accoladevorm" ?] te krijgen.

Op dezelfde manier worden in Fig. 7 de veranderingen in de tijd van het oppervlakte-aspect van de breuk getoond en wel aan de hand van/met

behulp van de hoogtelijnen. Op $T = 3'$ beschrijven de hoogtelijnen lange smalle lussen die in het centrum van de stroomgoot uitwaaieren/divergeren. Zij demonstreren zodoende dat de stroom zich op één plek concentreert. Desondanks blijkt de grootste uitspoeldiepte zich te bevinden op een plek waar de hoogtelijnen concentrisch gerangschikt zijn [het "desondanks" begrijp ik niet, maar het staat er wel. "Concentrisch gerangschikt" is erg gekokt, de karaktercombinatie in kwestie - 紋り込めれを - is nergens te vinden. Door 紋り op te vatten als vervanger van 織り en vooral door naar Fig. 7 te kijken krijg ik een vervoegingsvorm van het heel gewone werkwoord orikomu, "inweven", "iets in iets anders weven". Zo komt ik op "concentrisch gerangschikt"]. Op $T = 8$ is de hoogtelijn van 0 cm [1., in feite natuurlijk het door deze hoogtelijn begrensde gebied] beduidend breder/omvangrijker geworden. Aan de buitenzijde van de dijk steekt zij naar links en rechts uit. Zij demonstreert zodoende de verdubbeling van de inflow ten gevolge van de vergroting van de breuk. Op $T = 14'15''$ zijn lengte, breedte en diepte van het uitspoelgat toegenomen. Het naar twee kanten uitwaaieren van de hoogtelijnen, waarvan hierboven sprake was, is nog maar flauwtjes waar te nemen maar wij mogen toch wel zeggen dat het algemene aspect lijkt op dat van $T = 8'$.

Doordat de vergroting van het breukgat, zoals hierboven beschreven, een snel voortschrijdend proces is, is het moeilijk om het precies te volgen op grond/met behulp van [1. stopwatermoment. Zie boven]. Daarom zullen wij hieronder het vormingsproces van het uitspoelgat bespreken zoals dit inzichtelijk werd aan de hand van profielmetingen tijdens (door)lopend water en het verbredingsproces van de breuk zoals het af te lezen was van/te interpreteren was aan de hand van de foto's in bovenaanzicht. Tevens zullen wij eventuele bijzonderheden ten gevolge van verschillen in de proefopstelling toelichten.

Fig. 8 geeft de vormveranderingen van het profiel op $X = 4,2$ m voor Run Z-3, 5 en 9. Tevens wordt ΔZ getoond, i.e. de verandering in de tijd van de beddinghoogte op $Y = 50$ cm, zowel voor deze runs als voor Run Z-10. In tegenstelling tot Run Z-3, het standaard-experiment, en zoals ook heel mooi te zien is in Fig. 5, is Run Z-5 een voorbeeld van een brede dijk, zoals, onder andere, Run Z-6 en 7, terwijl

[p. 380/12]

Run Z-9 een voorbeeld is van een smalle dijk, zoals, onder andere, Run Z-4 en 8. Bij Run Z-5 komt na het begin van het experiment het centrale gedeelte opvallend omhoog door de vorming van het al in 3.1. besproken waaivormige heuveltje, dat zich tot $T = 1'50''$ verder ontwikkelt. Daarna wordt het centrale gedeelte door de toenemende influx geërodeerd en gaat het heuveltje over in een aanvankelijk trapeziumvormig, tenslotte vlak-driehoekig uitspoelgat. Het perifere gedeelte verandert in [2] richels die [1. al ontwikkelende naar beide zijden voortschrijden \rightarrow zich tijdens hun ontwikkeling steeds verder naar lateraal verplaatsen?]. Daarentegen wordt bij Run Z-9 al meteen een tamelijk scherp-driehoekig uitspoelgat gevormd, dat vanaf het begin aan beide zijden door een richel wordt begeleid. Het gat behoudt tijdens zijn verdere ontwikkeling nagenoeg dezelfde vorm en het verdiepen/indalen/insnijden van het centrale gedeelte verloopt snel. Bij Run Z-3 heeft het proces een verloop dat het midden houdt tussen dat bij de twee vorige runs: er wordt wel een relatief goed ontwikkeld waaivormig heuveltje gevormd, maar ook de erosie verloopt snel en op $T = 3'40''$ is een uitspoelgat gevormd dat lijkt op dat bij Run Z-9 en dat zich onder vrijwel gelijkblijvende vorm verder vergroot.

Op grond van bovenstaande gegevens blijkt dat ΔZ , [de verandering van] de beddinghoogte in het midden van de stroomgoot, bij Run Z-3, 5 en 10 na een aanvankelijke stijging daalt en bij Run Z-9 na (door)lopend water direct daalt. In het begin dalen alle grafieken snel. Tot $T = 6'-7'$ lopen ze praktisch evenwijdig, waaruit volgt dat hun daalsnelheid vrijwel gelijk is. Dat bij Run Z-5 ΔZ over het laatste gedeelte van het experiment zo klein is komt doordat - zoals wij in Fig. 5 zagen - de plek van maximale uitspoeling zich verplaatst heeft naar de buitenzijde van de dijk. Ook bij de andere runs is ΔZ wat kleiner geworden dan de maximale uitspoeldiepte.

(b) Veranderingen in de tijd van de breukbreedte.

Voor de manier waarop de breukbreedte B in de tijd verandert zie men Fig. 9(a)-(d). Hier worden afgebeeld, voor de experimenten van de Z-serie: (a) de gevallen waarin alleen de kruinbreedte van de dijk verschilt,

(b) de gevallen waarin alleen het hellingspercentage verschilt en (c) de gevallen waarin de hoogte van de dijk verschilt [op p. 381 staat in de legenda bij c: cases of small bank heights. Maar de tekst geeft wat ik hierboven vertaald heb]. In (d) wordt Run Z-10 vergeleken met experimenten uit de Y- en X-serie. Wij onderzochten de breukbreedte in elk gedeelte van de dijk/over de hele dijk, maar omdat wij qua verandering in de tijd geen essentiële/fundamentele verschillen [tussen de verschillende gedeeltes] konden vinden gebruiken wij hier de breedte van de breuk gelegen op de centrale lengte-as van de kruin.

Uit Fig. 9(a) en (b) blijkt duidelijk dat de snelheid waarmee de breuk zich verbreed in geval van brede dijk gering is, maar toch is het mogelijk om het verbredingsproces in 4 stadia onder te verdelen. In het eerste stadium, direct na het begin van het experiment, is de snelheid zo gering dat er niet of nauwelijks verbreding waarneembaar is. In het tweede stadium heeft een zeer snelle verbreding plaats tot $B = 40 \sim 45$ cm. In het derde stadium neemt de snelheid af maar gaat de verbreding door. In het vierde stadium blijkt B, die dan 60-70 cm bedraagt, vrijwel constant. Deze stadia kunnen ook bij (c) en (d) onderscheiden worden, waaruit blijkt dat zij niet gebonden zijn aan een bepaalde dijkhoogte of een bepaald type bouw materiaal. Toch zijn er, afhankelijk van de proefomstandigheden, wel wat verschillen. Deze worden hieronder besproken.

Bij Run Z-4, 8 en 9, i.e. bij smalle dijk, is er van een eerste stadium geen spoor te bekennen, maar bij Run Z-7, met het hellingspercentage van 40 %,

[p. 381/13]

is het eerste stadium erg lang en deze tendens doet zich ook voor bij Run Y-4, met grote dijkhoogte. Eenzelfde uitgesproken verschil zien wij tussen Run X-1 en 2. Hier zou men aan een effect van de kleine discharge supplied kunnen denken [waarom? de discharge supplied is voor beide runs ± identiek, cf. Table 1], maar als wij vergelijken met Run Z-11 dan lijkt het alsof bij kleine korrelgrootte de breukverbreding in het begin maar moeilijk op gang komt/vordert. Vervolgens, in stadia 2 en 3, neemt de breedte discontinu toe, wat erop wijst dat de verbreding [hier] een

intermitterend proces is dat gepaard gaat met instorting. Het is lastig om te bepalen waar stadium 2 ophoudt en stadium 3 begint, met andere woorden: waar het buigpunt van de B-T-grafiek tijdens de verbredingsfase ligt. Bij Run Y-2 [sic]~4 ligt het tussen $B = 50-60$ cm, bij Run Z-11, X-1 en X-2 tussen $B = 30-40$ cm. Vergelijken wij dat met de hierboven gegeven waarden voor Run Z-3~10, dan kunnen wij concluderen dat het [ik neem aan: de ligging van het buigpunt] rechtstreeks/direct verband houdt met dijkhoogte c.q. debiet. Dit verband blijkt ook duidelijk bij de breukbreedte in het vierde stadium.

Een maat voor het verbredingsproces van het breukgat is de veranderingssnelheid dB/dT . Aan de voorbeelden gegeven in Fig. 10 en Fig. 16(c) is te zien dat dB/dT geleidelijk [netto of "overall" beschouwd, natuurlijk] afneemt, waarbij een éénmalige hoge peak gevolgd wordt door kleine peaks, die corresponderen met het intermitterend karakter van de verwijding.

In de volgende paragraaf bespreken wij hoe de grootte van de influx door de breuk en de stroming [1. stroomsituatie] in de omgeving ervan veranderen tengevolge van de verbreding zoals wij die hierboven beschreven hebben.

3.4. De influx door de breuk [voor "influx" wordt hier 通過流量, tsūka-ryūryō, "passeerdebiet" gebruikt. Uit tekst en legenda blijkt mijns inziens overduidelijk dat de auteurs het gebruiken als synoniem van 流入流量, wat ik steeds met "influx" heb vertaald].

(a) Veranderingen in de influx.

Teneinde inzicht te verkrijgen in de hoeveelheid water die door de breuk stroomt hebben wij allereerst de veranderingen in de tijd vergeleken van Q_1 = het debiet bij de rectangular weir aan het bovenstroomse uiteinde van de goot, Q_2 = het debiet bij de full width weir aan het benedenstroomse uiteinde ervan en Q_3 , zijnde het verschil tussen Q_1 en Q_0 = de discharge supplied. Men zie Fig. 11 voor enkele voorbeelden. Onder normale omstandigheden geldt: $Q_2 =$

[p. 382/14]

$Q_0 - Q_1 = Q_3$ en wij verwachten [dan ook] dat bij onze proeven alleen verschil(len) zal/zullen optreden in/tussen/wat betreft [1. het veranderdeel → het/de variabele gedeelte(n)/de variabele fractie(s) van de stroomgootvullingshoeveelheid. Ik begrijp hier niets van, maar: het Japanse woordje dat ik met "van" vertaald heb kan ook demonstratief gebruikt worden. De vertaling wordt dan: namelijk/∴. Vertalen we "het variabele gedeelte" even vrij met "de variabele", dan krijgen we ∴: "wij verwachten bij onze proeven alleen verschillen op grond van de/onze variabele: de vulling van de goot". M.a.w.: de vulling van de goot kan verschillen - bij brede dijken, bijvoorbeeld, zit er gewoon minder water in - maar de relatie $Q_2 = \dots = Q_3$ blijft gelden. Ik vind dit zó mooi opgelost, dat het vast heel erg fout is], maar in vrijwel alle gevallen was $Q_3 > Q_2$. Vooral bij Run Z-4 en Z-10 was hun verschil groot. Vlak voor het einde van de proef wordt het verschil veroorzaakt doordat wij, ongeacht/niettegenstaande het feit dat Q_0 , de discharge supplied, op dat tijdstip wegens eerder besproken oorzaken ontoereikend/onvoldoende is, één vaste /bepaalde waarde gebruikten/aanhielden [waarde, i.e. van Q_0 ? Q_0 wordt niet "bijgesteld" ?]. Tot dat moment lijkt het verschil veroorzaakt te worden door vermindering van output [1.] ten gevolge van verontreinigingen in het water, die zich aan de bovenstroomse ["volumetrische"] wave gauge hechten. Dat het verschil met het verstrijken van de tijd geleidelijk groter wordt adstrueert deze veronderstelling.

Hoe dit ook zij: in alle gevallen gaat Q_2 gepaard met/brengt met zich mee een tijdelijke vertraging tengevolge van de vulling van de stroomgoot en afvlakking/demping van fluctuaties, maar omdat Q_2 Q_3 tot in geringe schommelingen toe goed volgt lijkt het mogelijk om uit beide grootheden de influx Q af te leiden. Verder blijkt uit Run Z-10 dat het debietherstel/de debietterugkeer op het tijdstip dat het water weer passeert/doorloopt snel plaatsvindt en uit zijn envelop/omhullende kunnen wij opmaken dat de situatie hier vrijwel identiek is aan die bij Run Z-3 [grammaticaal is eventueel mogelijk dat het de omhullende van Z-10 is die vrijwel identiek is aan die van Z-3. Voor de praktijk maakt het nauwelijks wat uit, lijkt mij]. Aan de hand van deze gegevens en rekening houdend met/corrigerend voor vertraging en [andere] fouten/afwijkingen stellen wij nu: $Q = (Q_2 + Q_3)/2$. In Fig. 12(a)~(c) vergelijken wij het verloop in de tijd van de Q voor een aantal runs onderling. Daarbij geeft

(a) de gevallen waarin alleen de kruinbreedtes verschillen, (b) de gevallen waarin alleen de hellingpercentages verschillen en (c) de overige gevallen.

Het verloop van de influx-grafieken blijkt goed overeen te komen met dat van de breukverbredingsgrafieken, alleen is er nu nog duidelijker een verdeling in 4

[p. 383/15]

stadia mogelijk. Dit zijn: stadium 1, gekarakteriseerd door een klein debiet dat door de initial failure stroomt; stadium 2, met snelle toename van debiet; stadium 3, met langzame toename van debiet en stadium 4, waarin het debiet praktisch niet meer toeneemt. Stadium 1 duurt in alle gevallen langer dan bij de verbredingsgrafieken, stadium 2 daarentegen lijkt korter te duren. Dit duidt erop dat de influx via de breuk niet toeneemt zolang de erosie van het dijklichaam niet enigermate is gevorderd en pas snel toeneemt wanneer deze erosie een bepaalde grens-/drempelwaarde heeft overschreden.

Het debiet op grond waarvan de verschillende stadia worden onderscheiden is, bij éézelfde discharge supplied en éézelfde grondslaghoogte, steeds vrijwel hetzelfde. Voor het begin van het 2e, 3e en 4e stadium bedraagt het bij Run Z-3~10 respectievelijk 0,2-0,3 l/s, 7-8 l/s en 9-10 l/s, voor Run Z-11 en X-2 respectievelijk $\pm 0,3$ l/s, 3-4 l/s en ± 6 l/s, en voor Run Y-1~4 respectievelijk $\pm 0,5$ l/s, ± 9 l/s en 14-15 l/s. Wij zien dus dat bij de proeven uit de Y-serie, waar de grondslag laag ligt en de dwarsdoorsnede [1. de passeer-dwarsdoorsnede, \pm de "natte doorsnede" ?] een [relatief] groot oppervlak heeft, alle debieten groter zijn. Het is duidelijk dat in deze 3 groepen de duur van stadia 1~3 afhankelijk is van vorm en bouw materiaal van de dijk. Dat wil zeggen: bij brede dijk duren alle drie stadia lang en bij fijnkorrelig zand duurt stadium 1 lang, maar zijn 2 en 3 flink bekort.

(b) Veranderingen in waterstand ter weerszijden van de dijk.

De in bovenstaande paragraaf besproken influx brengt niet alleen veranderingen in de vorm van de breuk teweeg, maar ook veranderingen in de waterstand aan de binnen- en de buitenzijde van de dijk. Wij wezen er al

eerder op dat het waterniveau aan de binnenzijde van de dijk een zeer grote invloed heeft tijdens de beginfase van de breuk, maar wij zijn van mening dat ook daarna het verschil in waterstand tussen binnen- en buitenzijde een belangrijke bepalende factor voor het debiet is. Fig. 13 geeft voorbeelden van de veranderingen in de waterstand aan binnen- en buitenzijde van de dijk bij Run Z-5 en 9. Omdat wij bij onze proeven de waterstand aan de buitenzijde van de dijk niet reguleerden/adjusteerden wordt bij het toenemen van de influx de waterstand daar 3-4 cm lager bij Run Z-3~10 en 6-7 cm lager bij Run Y-2~4. Anderzijds neemt de waterhoogte aan de binnenzijde van de dijk in alle gevallen met 2-3 cm toe en voor beide grafieken geldt dat zij de veranderingen in breukwijdte en debiet van de stadia 2 en 3 duidelijk demonstrenen ["je kunt de veranderingen er goed aan zien/aflezen"]. Van het optreden van een accoladevorm, zoals in het eerste stadium van Run Z-5, 10 en Y-3, die, zoals wij zagen, een gevolg was van vorming en afbraak van een waaier-vormig heuveltje, is bij Run Z-9 en X-2 geen spoor te bekennen. Bij Run X-2 ontstaat op het moment dat de waterstand aan de binnenzijde stijgt een steile peak, maar dat komt door [1. eb en vloed → rijzen en dalen van de spring-/spatwatervormundulation. Er zullen dus wel meerdere peaks ontstaan, denk ik. Voor "spring-/spatwatervorm" zie p. 14] die wij in 3.1. bespraken. Hetzelfde zou naar onze mening ook in werkelijkheid kunnen gebeuren in die gevallen waarin de grondslag uit zand bestaat. In de gevallen waarin de waterstand aan de buitenzijde van de dijk, anders dan in onze proeven, niet daalt verwachten wij dat de breukverwijding en de toename van de influx steeds verder zullen doorgaan [1. en zullen stoppen asymptotisch naderende tot situatie van beantwoord te hebben aan/in overeenstemming gekomen te zijn met stijging van binnenwaterstand en omvang van aanvoerdebiet. De bedoeling is m.i.: ... om geleidelijk te stoppen bij/met het benaderen van een situatie waarin aanvoerdebiet en stijging van waterniveau aan de binnenzijde gelijke tred houden].

3.5. Het vergrotingsproces en de infiltratietoestand van de dijk.

In deze paragraaf zullen wij de infiltratietoestand van de breuk bespreken aan de hand van onze meetresultaten, verkregen met het piezometric head op de bodem van de stroomgoot onder de dijk. Bekijken

wij allereerst Fig. 14, met de piëzometrische gegevens aan het begin van de proef voor Run Z-5, i.e. brede dijk, en Run Z-9, i.e. smalle dijk. Een piezometric head op de bodem is niet geschikt/geëigend [1. is geen ding] om het infiltratieverloop [1. infiltratielijn] van de dijk rechtstreeks weer te geven, maar uit deze figuur kunnen althans de grote lijnen worden afgeleid. Bij Run Z-5 ligt de infiltratielijn/het infiltratiefront van het water dat de sleuf - in de figuur met een horizontale onderbroken lijn in het bovenste gedeelte van de dijk aangegeven - binnenstroomt laag en omdat bovendien het inflowtraject lang is neemt tengevolge van de infiltratie het debiet af en vermindert de [1. stroom(mee)zendcapaciteit → het vermogen om iets met de stroom mee te sturen. De competente stroom-/sleepsnelheid ?], dit niettegenstaande het feit dat voor het inschuren van de initial failure een aanzienlijk materiaaltransport benodigd is. Dit is de oorzaak van het feit dat, zoals wij in Fig.

[p. 384/16]

12 zagen, gedurende langere tijd een kleine inflow binnenstroomt. Daarentegen sijpelt bij Run Z-9 de inflow nauwelijks weg, zodat de sleuf snel inslijpt en de influx snel begint toe te nemen. Op grond van het verschil in waterstand aan binnen- en buitenzijde in Fig. 14 is verder nog inzichtelijk dat bij Run Z-9 de aanvankelijke water surface slope die in de breuk ontstaat groot zal zijn, terwijl wij deze bij Run Z-5 op $1/3-1/2$ van die bij Z-9 schatten, dit omdat bij Z-5 de dijk breed is en aan de achterrand het waaiervormige heuveltje ontstaat.

In Fig. 15 tonen wij vervolgens een voorbeeld van de veranderingen in het piezometric head bij vergroting van de breuk, in combinatie met de veranderingen in waterstand aan binnen- en buitenzijde. Op $T = 0'$ zijn waterstand aan binnen- c.q. buitenzijde en piezometric head op die plekken niet met elkaar in overeenstemming [1. Geeft het piëzometric head iets anders aan dan je op grond van de waterhoogte zou verwachten ?]. Uit die verschillen kunnen wij afleiden dat aan de buitenzijde een neerwaartse, aan de binnenzijde een opwaartse infiltratie is ontstaan die, gerekend vanaf de hiel, over $1/4$ van het binnenbeloop zal beginnen door te sijpelen en dat klopt inderdaad met de waarnemingen. Piezometric head en

waterstand binnen en buiten stemmen pas overeen rond $T = 7'$, wanneer de vergroting al ver gevorderd is. Wij kunnen/mogen aannemen dat tot dit tijdstip het genoemde doorsijpelen doorgaat. Op dit moment bedraagt het verschil tussen de waterstanden binnen en buiten ± 1 cm en is de water surface slope $\pm 1/40$. Daarna verloopt de piëzometrische curve vrijwel horizontaal. Zoals wij uit het debietverschil aan het begin van de proef kunnen afleiden is het infiltratiedebiet zelf uiterst klein. Vergeleken met de influx door de breuk is het verwaarloosbaar.

4. Onderzoekingen met betrekking tot het vergrotingsproces van de breuk.

4.1. Veranderingen van hydraulische omstandigheden in de breuk en [hun invloed op] het vergrotingsproces.

(a) De stroming [1. stroomsituatie] in de breuk en [haar invloed op] het vergrotingsproces.

Teneinde de relatie tussen de stroming in de breuk en het vergrotingsproces te onderzoeken voerden wij 4 [1. tijdsveranderingen, dus \pm : 4 "tijdsafhankelijke variabelen", "grootheden die functies van tijd zijn"] in, te weten:

- q , de influx per unit width, verkregen door Q , de influx, te delen door B_w , de water surface width gemeten over de centrale lengte-as van de kruin;
 - I_w , de water surface slope van de waterniveaus aan binnen- en buitenzijde van de dijk;
 - stream power, per unit width en
 - stream power, totaal, beide berekend uit/met behulp van q en I_w
- en wij vergeleken ze met dB_w/dT , de snelheid waarmee de water surface width verandert. Als voorbeeld geven wij Run Z-5, in Fig. 16. De aanvankelijk steile daling van water surface slope I_w berust bij Run Z-5 op de stijging van het waterniveau aan de binnenzijde van de dijk ten gevolge van de vorming van het waaiervormige heuveltje. Doordat de snelheid waarmee dit heuveltje ten gevolge van wegspoeling lager wordt bij benadering gelijk is aan die [i.e. de daalsnelheid] van het waterniveau aan de buitenzijde, wordt de daling van I_w tijdelijk

[p. 385/17]

vertraagd, maar gaat daarna weer gewoon door als gevolg van het wederom stijgen c.q. dalen van het waterniveau aan buiten- c.q. binnenzijde. Daarentegen neemt q , de influx per unit width, met het wegspoelen van het heuveltje onveranderlijk steil toe om bij benadering constant te worden vanaf een punt/moment dat min of meer correspondeert met [het begin van] het derde stadium van het vergrotingsproces. Hieruit volgt dat met ingang van dit stadium de toename van de influx [op grond van de karakters wordt h. l. Q bedoeld] voornamelijk afhankelijk is van de verbreding van de breuk. In geval van smalle dijk is er geen [bijzonder/speciaal] verloop tot het wegspoelen van het heuveltje en bovendien verlopen alle processen heel snel, maar het algemene patroon van toename van q en Q is volkomen hetzelfde.

Het tweede stadium van het vergrotingsproces kan zodoende gekarakteriseerd worden door de snelle toename van q . Echter: gelet op het gedrag van I_w , die tegelijkertijd snel afneemt, zouden wij kunnen zeggen dat deze toename van q wordt teweeggebracht door het pijlsnelle weg-/uitspoelen in neerwaartse richting van dijklichaam en grondslag. In Fig. 16 en in vorige paragrafen hebben wij gezien dat dit stadium tevens een periode van snelle verbreding is. Het is daarom begrijpelijk dat dit het stadium is waarin de vergroting van de breuk het aanzienlijkst is. Zoals wij in Fig. 16 kunnen zien stijgt in dit stadium de stream power per unit width nog sneller dan q naar zijn maximale waarde, daarna neemt hij geleidelijk af. De toename van de totale stream power is een beetje trager dan die [1. "die" zou kunnen terugverwijzen naar q of naar qI_w . Op grond van de grafieken durf ik niet te beslissen, maar het lijkt logisch dat je, als je eerst qI_w met q vergeleken hebt, daarna QI_w met q vergelijkt. Ik denk dus: ... trager dan die van q]. Wij kunnen daarom de peak van eerstgenoemde stream power [qI_w] beschouwen als een factor die een rol speelt bij/een bijdrage levert aan de plotselinge [i.e. "precipitous", "halsoverkoppe"] vergroting van de breuk. Verder onderzoek naar de kwantitatieve relatie tussen beide, in combinatie met de hieronder besproken hydraulische grootheden, lijkt noodzakelijk.

Bij dB_w/dT in Fig. 16 is er al vóór de eigenlijke/hoofd-peak een scherpe peak ontstaan. Dergelijke peaks vinden wij ook bij, bijvoorbeeld, Run Z-10 in Fig. 10 en bij Z-3, maar omdat het [1. uitstroomdebiet → "efflux". Wat er uit de breuk stroomt ?] niet toeneemt berusten ze op/zijn

ze een gevolg van verbreding die niet direct/rechtstreeks veroorzaakt wordt door de werking van de [1. veegstroom. Zie p. 14]. Hiermee bedoelen wij het volgende: volgens de karakteristiek van het vergrotingsproces die wij in 3.1. gaven is het inschuren van de initial failure een cyclisch/repeterend proces: inschuring voortschrijdend vanaf de achter-kruin-schouder [zie p. 12], met instorting van de zijwanden als gevolg, wisselt af met inschuring van het gedeelte van de bodem dat door de instorting bedolven werd. Zo schrijft de vergroting intermitterend voort vanaf de binnenzijde van de dijk naar de buitenzijde en naar onze mening bewerken/veroorzaken wij de toename van de influx door haar [de vergroting] metterdaad de voorkant [van de initial failure c.q. de dijk] te laten bereiken. Bijgevolg denken wij dat de scherpe peaks, waarvan hierboven sprake was, ontstonden toen de intermitterende vergroting van de initial failure het midden [1. de centrale as/hartlijn] van de dijk bereikte. Voor het vergrotingsproces van de breuk is het verschijnsel naar onze mening slechts van secundaire betekenis.

(b) Gemiddelde hydraulische grootheden in verschillende dwarsdoorsneden van de breuk.

Wij berekenden [een aantal] gemiddelde hydraulische grootheden voor [enkele] dwarsdoorsneden van Run Z-10, Y-3 en X-2. Hiervoor gebruikten wij de natte doorsnede van de breuk, die wij bepaalden met behulp/aan de hand van het waterniveau zoals wij dit aangegeven hebben in Fig. 6 bij de dwarsdoorsnede op $X = 4,55$ m [N.B.: er staat niet zo maar "waterniveau" maar "waterniveau geïnterpoleerd uit de waterniveaus aan binnen- en buitenzijde van de dijk". Dat zou betekenen dat de auteurs het waterniveau in de breuk niet rechtstreeks meten, maar afleiden]. In Table 3 geven wij een overzicht van de resultaten. Voor de shear velocity [1. wrijf-/wrijvingssnelheid] geven wij drie uitdrukkingen/benaderingen: U_{*W} , U_{*E} en U_{*V} . U_{*W} is berekend met behulp van I_w , de water surface slope van de waterniveaus aan binnen- en buitenzijde, U_{*E} met behulp van I_E , de [1. energie-helling], waarbij rekening gehouden is met/die gecorrigeerd is voor diepte-afhankelijke snelheidsverschillen en U_{*V} wordt gevonden uit V , de gemiddelde stroomsnelheid, onder aanname van een logaritmisch verband tussen de [beide] grootheden. Het interpoleren van het waterniveau van de dwarsdoorsnede kan problemen opleveren, waardoor het wel eens

voorkomt dat aan het einde van een experiment, wanneer I_w klein is, I_E negatief wordt en U_{*E} niet kan worden berekend.

[p. 386/18]

In deze zelfde tabel zien wij dat A, de oppervlakte van de natte dwarsdoorsnede, bij alle 3 proeven het grootst is aan de buitenzijde van de dijk en dat tijdens het passeren van de breuk de stroomsnelheid toeneemt. Deze verschillen in A worden bij Run Z-10 en Y-3, waar de plek met de grootste uitspoeling zich aan de binnenzijde van de dijk bevindt, met het verstrijken van de tijd kleiner, maar bij Run X-2, waar [deze plek] meer naar de buitenzijde van de dijk toe ligt, is er een tendens tot toenemen. Hieruit blijkt dat veranderingen/fluctuaties in hydraulische grootheden een indicatie kunnen zijn van verschillen in uitspoelingsregime/-patroon.

Het verloop in de tijd van V en U_{*W} uit Table 3 wordt in Fig. 17 grafisch weergegeven. Steeds is er sprake van een afname in de tijd. Daarbij heeft de afname van V de neiging klein te zijn aan de buitenzijde van de dijk en groot aan de binnenzijde. Vooral bij Run Y-3 is dit opvallend. Wat de hoge stroomsnelheid aan de binnenzijde en de lage aan de buitenzijde van de dijk aan het begin van Run Y-3 betreft: als wij bedenken dat I_E op dit moment negatief is dan kan deze excessief hoge, c.q. lage waarde worden beschouwd als het gevolg van ontoereikendheid van de waterniveau-interpolatie en dit suggereert weer dat de vorm [1.] van het wateroppervlak op dit tijdstip een complexe zaak is, die [althans in dit geval] de/het bijzondere eigenschap/kenmerk bezat van [1. plotsveranderstroom. Vakterm ? Of gewoon: "een stroom met plotseling veranderende eigenschappen" ?]. U_{*W} daalt in alle gevallen snel, in overeenstemming met de afname van I_w . Tegen het einde van de proeven gaat V/U_{*W} , de snelheidscoëfficiënt, toenemen en lijkt dan de [1. stroomweerstandswaarde. 抵抗, teikō, is echt "weerstand", ook die uit de electriciteitsleer] van een normale open [i.e. zonder dijk ?] stroomgoot te gaan benaderen. Echter: de waarden van U_{*W} verschillen wel zeer van die van U_{*V} , die [immers] op logaritmen berusten [1.] en als wij proberen dit verschil te compenseren door correctie voor snelheid en waterhoogte wordt, juist als hierboven, I_E negatief

[p. 387/19]

en wordt het berekenen van de stroomweerstand onmogelijk. Zodoende is het, althans met de bij onze proeven gebruikte meetmethode, lastig om vaste/duidelijke/éénduidige waarden voor de stroomweerstand te verkrijgen. Toch zijn deze waarden onontbeerlijk voor een analyse van het vergrotingsproces, vooral in verband met het grondtransport, dat wij hieronder zullen bespreken. In de toekomst willen wij dan ook proberen inzicht te verkrijgen in de diverse aspecten van de stroomweerstand door nieuwe meetmethoden te ontwikkelen en door toepassing van een energetische benaderingswijze.

(c) Grondverplaatsing tijdens het vergrotingsproces.

Fig. 18 geeft twee grootheden [die berekend/gevonden zijn] uit/op grond van de vorm van de profielen tijdens Run Z-10, getoond in Fig. 6. Het betreft S , de volumeverandering in de tijd, en Q_p , de hoeveelheid zand die de dwarsdoorsnede per tijdseenheid passeert, i.e. de volumetoename van S gerekend vanaf de buitenzijde van de dijk, gedeeld door de [1. verandertijd, komt blijkens legenda neer op "per seconde". N.B.: let U op enige discrepantie tussen de tekst en het Engelse onderschrift bij Fig. 18. S is volgens de tekst l. de "tijdmatige veranderhoeveelheid" of het "tijdmatig verandervolume". Het bijschrift zegt "volumetric changes", maar geeft de eenheid in cm^2 : drukfout ?]. Volumeverandering S toont een duidelijke uitspoel-peak ter hoogte van de dijkkruin, waaruit wij opmaken dat de netto [dit is de grondbetekenis van 正味, maar het betekent soms ook "meeste"/"grootste"] uitspoeling gedurende $T = 0 \sim 8'$ in dit gebied plaatsvindt. Dat wil zeggen: aan de binnenzijde van de dijk is de voorrand van het uitgespoelde gedeelte [dan ?] gevorderd tot $X = 3,8 \text{ m}$, maar over $T = 0-3'$ is de sedimentatie daar groter dan de uitspoeling, over $T = 3'-8'$ zijn uitspoeling en sedimentatie met elkaar in evenwicht en pas bij $T=8'-14'$ begint ook aan de binnenzijde van de dijk duidelijke uitspoeling op te treden.

Q_p , de hoeveelheid zand die door de inflow wordt vervoerd, neemt tijdens het passeren van de dijk tot $T = 8'$ snel toe, maar bij $T = 0-3'$ is zij bij $X = 4,0-4,3 \text{ m}$ maximaal en neemt daarna af. Daarentegen neemt zij over $T = 3'-8'$ ook aan de binnenzijde van de dijk vanaf $X = 4,4 \text{ m}$

flauwtjes toe. Bij $T = 8'-14'$ stijgt zij over haar gehele traject, ook binnendijks. Dit gedrag van Q_B aan de binnenzijde van de dijk lijkt in de eerste plaats te corresponderen met de vorm van de richels en van de uitspoelgaten. Dat wil zeggen: zoals in Fig. 6 en Fig. 7 wordt getoond ontstaan er richels [of enkelvoud ?] die, onder voortdurende trompetvormige [1.] verwijding vanaf de dijkvoet, op $T = 3'00''$ $X = 3,5$ m bereikt hebben. Bijgevolg vermoeden wij dat het vermogen van de inflow om sediment te transporteren een vrijwel constante piekwaarde [1. zonder bepaald/hoegenaamd te dalen bewaart hij peak] behoudt tot $X = 4,0$ m, waar de breedte ervan/van deze [1., ik neem aan van de trompetvormige verwijding] relatief gering is. Daarna [1., maar kan van tijd òf van plaats (daarachter/daar voorbij) gezegd worden] neemt Q_B mét het [1. verstrooien, dus \pm zich splitsen, "verwildereren"] van de stroom geleidelijk af en gaat er materiaal sedimenteren. Op $T = 8'00''$ en $T = 14'15''$ echter lopen de richels bij benadering evenwijdig en doet zich, met de toename van de influx, ook de invloed gelden van [低下背水, teika-haisui, "verlaging/afname-rugwater/terugwater/keerwater". ??] ten gevolge van de [1. zandstop/zandtegenhouder] op $X = 2,05$ m. Waarschijnlijk tengevolge van al deze factoren vindt de erosie nu plaats over het gehele gebied aan de binnenzijde van de dijk.

In overeenstemming met de afname in de tijd van U_{*W} en V neemt Q_B bij het passeren van de dijkvoet (i.e. in de omgeving van $X = 4,35$ m) sprongsgewijze af van $\pm 30, 15$ en $3 \text{ cm}^3/\text{sec}$. Door deze waarden te delen door B_W op $X = 4,45$ m bij Run Z-10, Table 3, krijgen wij q_B , de getransporteerde hoeveelheid zand per unit width. Deze bedraagt respectievelijk: $1,07, 0,37$ en $0,11 \text{ cm}^2/\text{sec}$. Rekenen/Herleiden wij, met behulp van de formule van Yoshida en Michikami [of Michinoue ?] voor de getransporteerde hoeveelheid zand, deze q_B 's om [1. terug] tot de wrijvingssnelheid U_{*B} , dan krijgen wij U_{*B} 's van, respectievelijk $5,5, 4,2$ en $3,2 \text{ cm/sec}$. Deze waarden zijn min of meer de gemiddelden van de 3 verschillende wrijvingssnelheden uit Table 3. Berekenen wij de stroomsnelheidscoëfficiënt V/U_{*B} dan bedraagt deze, respectievelijk, $11,3, 11,2$ en $13,1$, dat zijn waarden die in de buurt komen van die welke wij vinden voor de normale/gewone stroom in een open stroomgoot. Op grond van het voorafgaande kunnen wij concluderen dat U_{*B} een heel geschikte maat is voor de wrijvingssnelheid om en nabij het punt waar de inflow de

dijkvoet passeert. Bovendien is inzichtelijk dat het zandtransport in deze omgeving bij benadering in een evenwichtssituatie verkeert.

[p. 388/20]

Echter: zoals men uit Fig. 17 kan afleiden, mogen wij aannemen dat voorbij de dwarsdoorsnede op $X = 4,45$ m, i.e. meer naar de buitenzijde van de dijk toe, de [1. veegstroomkracht] weer groter wordt. Desondanks neemt de getransporteerde hoeveelheid zand Q_B af, zodat de mogelijkheid bestaat van, bijvoorbeeld, een of andere sterke onregelmatigheid in het zandtransport of een mechanisme waardoor energieverlies optreedt en dat [op zich/in eerste instantie] niet met materiaaltransport te maken heeft. Zoals wij ook al in een vorige paragraaf opmerkten zijn meer experimenten en theoretische studies nodig om inzicht in dergelijke processen te verschaffen.

(d) Onderzoek naar [de merites van ons experiment] als analogiemodel [1.]

Dat water door de werking van de zwaartekracht een breuk binnenstroomt en dat daarbij veranderingen optreden spreekt vanzelf. Wij zullen daarom nu een hypothetisch prototype onderzoeken, waarbij wij onze experimenten als ideaal [1. furūdo(fon.)-model. flood ? Flood (eigenaam) ? Froude ?] Zoals in de paragraaf Experimentele omstandigheden werd meegedeeld hebben wij voor de verkleiningsfactor [1. analogiemaatstaf van lengte] $\lambda_L = 100$ genomen. Baseren wij ons prototype op de situatie tijdens Run Z-10 op $T = 3'00''$ en $T = 14'00''$, dan krijgen wij een dijk met een hoogte van 10 m, een kruinbreedte van 10 m en een hellingspercentage van 20 %. Voor de vorm van de breuk vermenigvuldigen wij de lengten uit Table 3 met 100. De verkleiningsfactor van de stroomsnelheid, λ_V , is 10 en de verkleiningsfactor van het debiet, λ_Q , bedraagt 10^5 , zodat de stroomsnelheid bij vergroting van de breuk van 6,3 m/sec verandert in 4,2 m/sec en het debiet van $630 \text{ m}^3/\text{sec}$ in $1000 \text{ m}^3/\text{sec}$. Al deze waarden en de vorm van de dijk komen weliswaar niet geheel met de werkelijkheid overeen, maar althans bij de doorbraak van de Kogaigawa in 1982 werd de maximale influx door het breukgat geschat op $\pm 500 \text{ m}^3/\text{sec}$ op het punt waar het water begint uit te waaiëren [?, 1. ... $\pm 500 \text{ m}^3/\text{sec}$ vanaf spreiding van overstromwater] en dat ligt in de orde [ōdā, fon.] van grootte van de

hierboven gegeven waarden.

Als wij op dezelfde manier U_{*p} , de wrijvingsnelheid in de breuk, berekenen uit U_{*B} van de vorige paragraaf, dan krijgen wij voor $T = 3'00''$ een U_{*p} van 55 cm/sec en voor $T = 14'00''$ een U_{*p} van 32 cm/sec. Door [evt. Bij] deze benadering hebben wij voor experiment én prototype automatisch dezelfde snelheidscoëfficiënt geïntroduceerd/aangenomen. In het geval dat/Gesteld dat men het gat wil dichten met puin of iets dergelijks dan ziet men zich bij de keuze van het dichtingsmateriaal beperkt tot het gebruik van materiaal met een korreldiameter groter dan die waarvoor deze U_{*p} 's als competente sleepsnelheid gelden. Berekenen wij met de formule van Iwakaki de minimum-eisen waaraan zulk materiaal moet voldoen, dan komen wij uit op puin met, respectievelijk, een korreldiameter $d = 0,37$ m en een gewicht van ± 70 kg, en met een $d = 0,13$ m en een gewicht van ± 3 kg, dat is niet eens zó groot. Er dient hier echter wel vermeld te worden dat bij de berekening van de competente sleepkracht [hier echt "kracht", niet "snelheid"] uitgegaan is van stenen die van begin af aan in een horizontale bedding/in horizontale positie hebben gelegen [met andere woorden: bij de berekening is de "zinkfase" verwaarloosd]. Immers: wanneer het puin in het gat is gestort, ondervindt het terwijl het naar de bodem zinkt een sleepkracht en een opwaartse kracht die relatief aanzienlijk zijn vergeleken bij die welke op bodemniveau heersen en daarbij komt dan nog de invloed van de turbulentie. Men mag aannemen dat het door al deze factoren over een flinke afstand getransporteerd zal worden. Om onze resultaten toe te passen bij een echte dijkbreuk is dus ook gedetailleerd onderzoek naar de inwendige structuur [1.] van de influx onontbeerlijk.

4.2. Onderzoekingen betreffende de influx door de breuk.

Als basis voor een schatting van het debiet dat via de breuk binnenstroomt onderzoeken wij het verband tussen de veranderingen in het debiet, die wij besproken hebben in 3.4., en het waterniveau aan de buitenzijde van de dijk. Tevens beschouwen wij de hydraulische eigenschappen ervan.

In Fig. 19 wordt voor 5 experimenten met karakteristieke verschillen in proefomstandigheden het verband getoond tussen de influx Q en de

waterdiepte h_U boven de bedding aan de buitenzijde van de dijk en op enige afstand van deze. Alle grafieken verlopen van rechtsonder naar linksboven, in overeenstemming met de toename van het debiet en de afname van het waterniveau aan de buitenzijde bij het voortschrijden van het experiment. Bij de 3 proeven Z-3, 5 [zal wel 7 moeten zijn] en 9, met gelijke beddinghoogte en gelijke discharge supplied, vallen de grafieken praktisch samen. Wat hun verschillen op grond van dijkvorm betreft: vergeleken bij Run Z-3 is de Q van Run Z-7 (brede dijk) een beetje kleiner bij grote h_U , maar de Q van Run Z-9 (smalle dijk) is een beetje groter bij kleine h_U . Ter weerszijden van hun grafieken liggen die van Run Y-3 en Run Z-11: Y-3, met lage bedding, aan de rechterkant, Z-11, met kleine discharge supplied, aan de linkerkant [volgt een vervelende zin, l.: Het/Hun debiet op het allerlaatste moment/op het moment van beëindiging van de proef is samen met de waarde van h_U groot geworden, maar bij Run Y-3 wordt het bereiken van een plafond - l. "hoofdstoterij"- door/ten gevolge van de discharge supplied (15,7 l/sec) waargenomen. Grammaticaal is er niets aan de hand maar de constructie is alsof het debiet toeneemt met toenemende h_U en dat is juist niet waar. De bedoeling zou kunnen zijn dat de rechte die de einddebieten verbindt, te beginnen met Z-11, inderdaad stijgt met toenemende h_U . Cf. $q = q_{cr}$ in Fig. 20 ! Als je het even doet met een lineaal of zo dan blijkt tevens dat Y-3 deze rechte niet haalt, dat zou dus het bereiken van het plafond kunnen zijn: Y-3 blijft submaximaal. Iets anders kan ik er niet van maken].

Wij onderzoeken vervolgens op dezelfde manier het gedrag van q , de influx per unit width, berekend door Q te delen door B_w , de breedte van het wateroppervlak ter hoogte van het midden van de dijk. Men zie Fig. 20. De daar gegeven grootheid q_{cr} is het debiet per unit width van de [l. limiet-/grensstroom] wanneer wij de [l. 速度水頭 van naderings-(of benaderde/"ongeveer" !-)stroomsnelheid van de stroom die zich van de buitenzijde van de dijk naar de breuk richt/die...naar de breuk gericht staat/[ad 速度水頭, sokudo-suitō: sokudo is "snelheid", suitō is lastig: de meeste woordenboeken geven het niet, één zegt: "water-rand"/"waterkant", één "waterdiepte". De letterlijke betekenis is "waterhoofd" en zo wordt het in medische teksten gebruikt. Onze tekst geeft het o.a. in 2.1., waar l. staat: ... manomētātappu met kokku voor piezo-suitō-meting. Daar lijkt het mij echt wel "piëzo-waterhoogte/-diep-

suiten beschouwing laten.

te-meting". Als suitō hierboven ook "waterhoogte" betekent moeten wij vertalen met: snelheid en waterhoogte van naderings-stroomsnelheid en dat lijkt mij onzin. "Waterkant" vervalt zonder meer, dacht ik, zodat "waterhoofd" overblijft. In dat geval mag sokudo attributief opgevat worden, zodat we een "snelheidswaterhoofd" krijgen, een soort plaatselijke "aanzwelling" of "vergroting" van de snelheid. Ik hoop dat U het begrijpt. Denkt U eraan dat precies hetzelfde probleem zich voordoet op p. 32 van de vertaling, regel 2 van onderen. Ook daar kunnen "snelheid" en "waterhoogte" misschien vervangen worden door het snelheidswaterhoofd]. q_{cr} kan met behulp van onderstaande formule worden beschreven:

$$q_{cr} = (2/3)^{3/2} q^{1/2} h_u^{3/2}$$

De breuk is rechthoekig van vorm en wanneer de inflow bij het passeren van het midden van de kruin van normaal in schietend overgaat wordt voldaan aan de voorwaarde dat $q = q_{cr}$, i.e. de rechte in de figuur. Voor alle grafieken geldt dat het eerste stadium van het vergrotingsproces gemarkeerd wordt doordat q vanaf een hoge waarde pijlsnel afneemt, maar ook geldt voor allemaal de toename naar linksboven, juist zoals in Fig. 19. Daarna blijft q over zekere lengte [1. fase/"trede"] praktisch constant en breekt er een stadium aan waarin alleen h_u afneemt en [q] geleidelijk tot $q = q_{cr}$ nadert. Bij Run Y-3 echter

[p. 389/21]

neemt q , wanneer hij eenmaal constant is geworden, door het hierboven vermelde tekortschieten van het voedingsdebiet, samen met h_u parallel aan $q = q_{cr}$ af [met de implicatie dat q_{Y-3} de rechte $q = q_{cr}$ niet haalt, zie Fig. 20]. Verschillen op grond van dijkvorm zijn alleen duidelijk bij Run Z-7: vergeleken met Run Z-3 ligt de constante waarde van q [1., dus: de waarde die q heeft wanneer hij constant geworden is] hier hoger. Dit komt doordat bij lage verwijdingssnelheid de water surface width relatief gering is, waardoor een hoge waarde voor q gehandhaafd wordt.

Ook blijkt uit Fig. 19 en Fig. 20 dat bij verschillende beddinghoogte en discharge supplied, en met uitzondering van het allerlaatste gedeelte van het experiment, de h_u voor éézelfde Q c.q. q grote verschillen kan vertonen. Dit komt doordat de q die feitelijk/echt binnenstroomt onder

vergroting van de breuk, ruimschoots overtroffen wordt door q_0 , [i.e. het debiet] dat kan stromen bij een bepaalde begin- h_U [q_0 is blijkbaar een "potentieel" debiet]. Dat wil zeggen: in het stadium dat het insnijden van de initial failure doorzet maar de verwijding [nog] gering is, blijft h_U op hetzelfde niveau en neemt alleen q toe. Echter: wij mogen aannemen dat de feitelijke waterhoogte bij/[benodigd] voor overstroming aanzienlijk kleiner is dan h_U . Als wij die waterhoogte in de beschouwing betrekken/Als wij met die waterhoogte rekening houden dan beweegt elke grafiek zich binnen nauwe grenzen die alleen verschillen/fluctuaties toelaten op grond van/ten gevolge van verschillen in breukvorm. Zijn wij dit stadium eenmaal gepasseerd dan begint h_U af te nemen door de toename van Q ten gevolge van de verwijding en bovendien verandert de vorm van de breuk minder [snel/sterk]. Beide factoren leiden naar onze mening tot een "steady state" bij een waarde van h_U [1. van alleen kunnen doen vloeien van q . Ik denk ± : ... die juist volstaat om q in stand te houden], met andere woorden: bij een verband tussen waterniveau en debiet dat zich heeft aangepast/geadjusteed aan de vorm van de breuk.

Teneinde het hierboven gepostuleerde verband tussen waterniveau en debiet bij het vergrotingsproces van een breuk duidelijk te maken/aan te tonen moet men de snelheid van insnijden en verwijden [kunnen] schatten. Wij kunnen echter uit ons onderzoek tot dusverre afleiden, dat Q_{max} , de maximale waarde van Q , pas optreedt in de allerlaatste fase van het experiment en q_{max} , de maximale waarde van q , pas in het stadium dat het insnijden van de breuk praktisch afgelopen is. In Fig. 21 onderzoeken wij het verband tussen waterniveau en debiet op deze beide tijdstippen nader. De $h_{Q_{max}}$ en $q_{Q_{max}}$ uit figuur a zijn, respectievelijk, de h_U en de q op het moment van optreden van het maximale debiet en de $h_{q_{max}}$ uit figuur b is de h_U op het moment van optreden van q_{max} . De cijfertjes naast de symbooltjes geven het nummer van de run binnen een bepaalde serie aan. Voor beide figuren geldt dat de experimentele waarden in de buurt van de betrekking/relatie $q = q_{cr}$ liggen. Voor figuur a gaat dat het mooiste op: vooral de proeven van de Z-serie liggen hier praktisch op de $q = q_{cr}$ -rechte. Wij dienen bij deze proeven dus rekening te houden met de mogelijkheid dat de vorm van de breuk op het moment van maximaal debiet de kritieke diepte [1. laat ontstaan/verwekt, dus ± "bepaalt", "veroorzaakt"] precies in het midden van de kruin.

Daarentegen liggen de experimentele waarden van de X-serie, waar de dijk uit fijn zand bestaat, boven $q = q_{cr}$, en die van de Y-serie, met hoge en brede dijk, eronder. Hieruit blijkt het volgende: omdat, zoals reeds in een vorig hoofdstuk vermeld, de omstandigheden waaronder/de manier waarop de breuk wordt gevormd aanzienlijk verschillen/verschilt, wordt op het moment van maximaal debiet in geen dezer gevallen in het midden van de kruin voldaan aan (een) kritieke voorwaarde(n) simpel genoeg om met behulp van $q = q_{cr}$ uitgedrukt te worden [het Japans zegt het hier een tikje "moeilijk". De bedoeling is, dacht ik: er is hier meer aan de hand dan gedekt kan worden door een simpel $q = q_{cr}$]. In feite zijn er in figuur b maar één of twee gevallen waar de $q = q_{cr}$ -relatie geldt/opgaat. Hieruit volgt dat deze

[p. 390/22]

relatie weliswaar een voorlopig/tentatief criterium verschaft voor [het bepalen van] het tijdstip waarop de influx is toegenomen, maar dat haar toepassing/hanteren met de nodige voorzichtigheid dient te geschieden.

5. Samenvatting

Als resultaat van een serie fundamentele experimenten betreffende het vergrotingsproces van breuken in rivierdijken hebben wij een beschouwing gewijd aan de bijzonderheden van het vergrotingsproces, aan de morfologie van de breuk en haar veranderingen in de tijd, aan de veranderingen in de tijd van influx en waterniveau en aan de manier waarop kwel van het dijklichaam plaatsvindt. Al deze onderdelen hebben wij gedetailleerd bestudeerd. Ons baserend op de uitkomsten van dit onderzoek hebben wij inzicht verkregen in [1. opgehelderd] de karakteristieke kenmerken van het vergrotingsproces, te beginnen met de stromingseigenschappen van de inflow door de breuk. Daarnaast hebben wij voor twee à drie voorbeelden provisorisch een aantal gemiddelde hydraulische grootheden berekend en een beschouwing gewijd aan hun verband met de materiaalverplaatsing tijdens het vergrotingsproces en aan de eigenschappen van de stroomweerstand. Verder onderzochten wij ons experiment op zijn merites als analogoos model en tenslotte besteedden wij aandacht aan enkele eigenschappen van het verband tussen influx en waterniveau, zoals de verandering ervan in

de tijd en het tijdstip van maximale influx. De belangrijkste punten die dankzij deze onderzoeken en beschouwingen duidelijk zijn geworden zijn de volgende.

(1) Op grond van de veranderingen in de tijd van breukwijdte en influx kan het vergrotingsproces van een dijkbreuk in 4 stadia worden onderverdeeld. Het eerste stadium duurt tot het moment waarop de vergroting van de initial failure - in ons experiment een rechthoekige sleuf met driehoekige dwarsdoorsnede - is voortgeschreden tot de voorkant van de dijk. De vergroting van de sleuf geschiedt voornamelijk in neerwaartse richting en de influx is gering. In het tweede stadium is in de breuk een steile gradiënt ontstaan. Het water gutst naar binnen en afbrokkeling/ininstorting vindt nu over het gehele oppervlak van de breuk plaats, zodat insnijding en verwijding snel voortschrijden. De influx neemt per unit width snel toe en het totale debiet vliegt omhoog. In het derde stadium houdt het insnijden op en vergroot de breuk zich alleen nog in zijwaartse richting/in de breedte, zij het met verminderde snelheid. De influx per unit width wordt praktisch constant. Een toename van de influx geschiedt alleen nog maar bij verwijding [1. ... wordt tot alleen ding dat beantwoordde aan/correspondeerde met verwijding. † ... wordt geheel/uitsluitend verwijdings-afhankelijk ?]. In het vierde stadium neemt het verschil tussen de waterniveaus aan binnen- en buitenzijde van de dijk af, de verwijding stopt praktisch geheel en zowel breukvorm als influx worden bij benadering constant.

(2) In het tweede stadium van het vergrotingsproces van de breuk werd de stream power per unit width, waarvoor wij gebruik maakten van de water surface slope tussen de waterniveaus aan de binnen- en buitenzijde van de dijk,

[p. 391/23]

maximaal en werden er aanwijzingen gevonden voor een [1. overeenkomst/overeenstemming met snelheid/"rate"/"ratio" van vergroting → correlatie/ evenredigheid tussen influx ? of stream power ? en de snelheid waarmee de breuk zich vergroot]. Desondanks leverde bij de bepaling van de hydraulische condities in de breuk de schatting/evaluatie van het energieverlies tijdens het passeren van de breuk moeilijkheden op, waardoor

het lastig was om inzicht te verkrijgen in de sleep [1. veeg] stroomkracht die een rol speelt bij de uitspoeling en het materiaaltransport van dijk en bedding. Daarom berekenden wij uit de veranderingen in het [1. erosievolume/geërodeerd volume] van de dijk de hoeveelheid per dwarsdoorsnede getransporteerd zand en rekenden die om [1. terug] tot de sleep [1. veeg] stroomkracht. Het resultaat van de berekening leek in numeriek opzicht aanvaardbaar [dit is ± 1 . Eenvoudiger gezegd: de berekeningen leverden aanvaardbare waarden op]. Echter: toen wij het experiment met behulp van/aan de hand van het [1. furūdo-analogiemodel. flood ? Flood (eigenaam ?) Froude ?] "opbliezen" tot werkelijke/reële omstandigheden [1. tot life-size], verkregen wij als resultaat wel overeenstemming wat de orde van grootte van het debiet betreft, maar de voorwaarden waaraan het dichtingspuin moet voldoen/de "specificaties" van het dichtingspuin leken zo op het oog [1. op het gevoel] te klein en dat wees op [mogelijke] problemen wat de toepasbaarheid ervan [het puin ? Of het model ?] betreft.

(3) Voor het debiet dat de breuk passeert onderzochten wij het verband tussen waterniveau en debiet. Er werden geen algemene eigenschappen van dit verband gevonden/wij konden geen ... formuleren doordat tot het tweede stadium van het vergrotingsproces de netto overstroomwaterdiepte [1.] van de breuk onbekend is. Echter: ten aanzien van het moment van maximale influx en dat van maximale influx per unit width - vooral ten aanzien van het eerste - leken er aanwijzingen te bestaan voor een of ander/enig vast/duidelijk/definitief verband tussen waterniveau en debiet, dat, in het geval/vooropgesteld dat de hoogte boven de bedding aan de buitenzijde van de dijk en het voedingsdebiet constant zijn, in de buurt komt van/benadert de grens-/limietstroom-voorwaarden voor hun respectievelijke rechthoekige/lengte-doorsneden [1.] Echter: ten aanzien van de toepassing ervan lijkt het noodzakelijk om op zijn minst een ééndimensionale energetische analyse uit te voeren.

Zo hebben wij in deze studie, ons baserend op fundamentele experimenten, nauwkeurig onderzoek en gedetailleerde beschouwingen gewijd aan de hydraulische eigenschappen van het vergrotingsproces van een breuk. Wat proefopstelling en apparatuur betreft kampten wij met enige beperkingen. Wij noemen: ontoereikendheid van de schaal van het experiment en van het voedingsdebiet, fouten/onregelmatigheden in de watercirculatie en

onvoldoende mogelijkheden om een [typische/"levensechte"] rivierstroming c.q. waterniveau in te stellen. Desondanks zijn wij tot de hierboven vermelde conclusies gekomen, die naar onze mening een betrekkelijk algemeen geldend karakter dragen. Door in de toekomst deze tekortkomingen weg te werken en zodoende meer uniforme experimentele omstandigheden te scheppen, willen wij ons inzicht in de diverse processen verdiepen. Wij hebben al een opstelling op grotere schaal gemaakt waarin onze kennis omtrent de verschijnselen, zoals die opgedaan werd bij dit experiment, én een hele serie [nieuwe] technieken zijn verwerkt. In de toekomst zullen wij met beide opstellingen proeven nemen. Het is onze bedoeling om zodoende nauwkeurige metingen te verrichten aan de stroming in de omgeving van de breuk, en, in het bijzonder, om praktische/toepasbare kennis te vergaren omtrent methoden ter provisorische [l. nood-/eerste hulp]-dichting van een breuk, zoals wij dit trouwens al eerder hebben aangestipt. Omdat natuurlijk verwacht kan worden dat een wiskundige analyse van de stroming hierbij eveneens onontbeerlijk is, willen wij ook in dit opzicht onze studies uitbreiden/voortzetten [ik kan niet bepalen of 当然, tōzen, "natuurlijk", als bijwoord of als bijvoeglijk naamwoord gebruikt is. Ik heb voor bijwoord gekozen, maar mogelijk is ook dat het bij "stroming" hoort. De vertaling wordt dan: ... analyse van de natuurlijke stroming → de stroming in een echte rivier c.q. de stroming onder niet-doorbraakomstandigheden].

Dit onderzoek is uitgevoerd met een subsidie uit het fonds voor natuurwetenschappelijk onderzoek van het Ministerie van Onderwijs. Het vormt een onderdeel van de "Studies ter Evaluatie van Waterbouwkundige [l. waterkerende] Technieken en Veiligheid van Rivierdijken in geval van Overstroming" (studieleider [l. representative, h.l. "de verantwoordelijke"]: MURAMOTO Yoshio), i.e. [serie] (1) van de Bijzondere/Speciale Studies betreffende Natuurrampen. Wij willen alle betrokkenen hierbij onze dank betuigen. Ook zijn wij de heer FURUKAWA Ryūshi [onzeker], afgestudeerde ["graduate"] van deze universiteit ([thans verbonden aan] Nihon Kōei Dōmu (N.V.) [zo te zien een constructiebedrijf]) zeer erkentelijk voor de medewerking die hij ons bij ons onderzoek gegeven heeft.

Geraadpleegde literatuur

- 1) Commissie voor de Uitgave van Publicaties voor Weg- en Waterbouwkunde ["Civil Engineering"]: De overstroming van de Ishikarigawa ten gevolge van tyfoon nr. 6, Dobokugakukai-shi [tijdschriftnaam, ± : Mededelingen van het Genootschap voor Civiele Techniek Vol 60, No. 10, 1975, pp. 88-90.
- 2) MURAMOTO Yoshio, MICHIKAMI [of MICHINOUE ?] Seiki, FUJITA Yūichirō: De overstromingsramp van de Nagayoshigawa [?], Verzamelde Voordrachten van het 14e Algemene [h.l. ± "alle disciplines"] Symposium voor Wetenschappelijk Onderzoek naar Natuurrampen, 1977, pp. 41-44.
- 3) KINOSHITA Takeo, KISHII Tokuo, TOMINAGA Miyagi, NAKANE [voornaam geheel onzeker]: Verslag van een onderzoek naar de dijkdoorbraak van de Kogaigawa ten gevolge van tyfoon nr. 15 op 24 augustus 1981, Nationaal Technologisch Centrum voor Rampenpreventie van het Regeringsbureau voor Technologie, Shuyō Saigai Chōsa [± "Principal/Main Disasters Research"], Vol. 20, 1983, 127 pp.
- 4) ARAKI Seifu [?]: De dijkdoorbraak van de Senkyokugawa [?], Dobokugakukai-shi [zie 1]), Vol. 68, No. 11, 1983, pp. 802-809.
- 5) ISHIKAWA Chusei: Onderzoek aan dijken bij overstromingen, 36e Verslag/Rapport van de Studiegroep/-commissie voor Techniek van het Ministry of Construction, [i.e. ± wegen + waterstaat + stedenbouw + topografische dienst], 1983, pp. 802-809.
- 6) TAKEUCHI Yōshi/Yōichi, KONO Hideo, ŌUMI Jikun [?]: Over dijkbreuken [op grond van de karakters h.l. misschien meer "instortingen", "verzakkingen"] ten gevolge van regen (tussentijds/ad interim verslag/rapport), 36e Verslag/Rapport van de Studiegroep/-commissie voor Techniek van het Ministry of Construction [zie boven], 1983, pp. 810-817.
- 7) Integrated/General Research Topics in Natural Disaster Science: Studiën betreffende doorbraken e.d. van rivierdijken en andere oeverconstructies, studieleider ["representative"]: AKAI Kōichi, Resultaat ["Outcome"] van Speciale Studies/een Speciale Studie naar natuurrampen, bekostigd door [de afdeling ?] Research van het Ministerie van Onderwijs, No. A-51-1, 1977, 116 p.
- 8) YOSHINO Fumio, TSUCHIYA [voornaam te onzeker], SUGA [voornaam te onzeker]: Eigenschappen van instortingen van dijkgloofingen ten gevolge van overstromingen, Collected Papers of the 24th Lecture Meeting on

- Hydraulics, Commissie voor Hydraulica van het Genootschap voor Civiele Techniek, 1980, pp. 351-356.
- 9) SUGA [voornaam te onzeker], ISHIKAWA Chūsei, KUZUNISHI [? en voornaam te onzeker]: Eigenschappen van instortingen van dijkglooiingen ten gevolge van overstromingen, deel 3/3e "stuk", [als boven, 8), maar nu] 25th Lecture Meeting, 1981, pp. 355-360.
 - 10) AKAI [voornaam ?], UNO Hisao: Instorting van rivierdijken ten gevolge van infiltratie en infiltratie-analyse, Natural Disaster Science, Vol. 1, No. 1, 1982, pp. 7-19.
 - 11) YŪGA [?] Seiji: Actuele/Feitelijke [1., ik neem aan "veld-", in elk geval niet-theoretische] studies betreffende het schatten van [de omvang van ?] het ondergelopen gebied bij doorbraak van rivierdijken (1e verslag), en (2e verslag) (Suggesties voor een overstromingsmodel), Bulletin/Memoirs van de Tōkai Universiteit, No. 8, 1977, pp. 133-178 en No. 9, 1977, pp. 143-157.
 - 12) IWASA Girō [?], INOUE Naginari [?], MIZUSHIMA Miyabumi [?]: Mathematische analyse van de hydraulica van overstromingen, Kyōdai Bōsai Kenkyū-hō [= dit tijdschrift], Nr. 23 B-2, 1980, pp. 305-317.
 - 13) NISHIHARA Takumi: Overstromingsanalyse en haar toepassing "on the spot" [1.: op feitelijke plek overstromingsgebied] (I)~(III), Water Utilization Science/Irrigation Science, No. 142-144 (Vol. 25, No. 5-Vol. 26, No. 1), 1981-1982, respectievelijk pp. 1-17, pp. 24-70 en pp. 76-94.
 - 14) TAKAMASHI Tamochi [?], ŌHISA Hokenji, NAKAGAWA Hitotsu [?]: Overstromingsanalyse van de Nakajimagawa bij de Nagasaki-wolkbreuk van 1982, [ibidem], nr. 26 B-2, 1983, pp. 109-126.
 - 15) TAKAHASHI Tamochi [?], NAKAGAWA Hitotsu [?]: Studies betreffende het gedrag van overstromings-/inunderend water in stedelijke gebieden, Jaarverslag van het Research Instituut voor Rampenpreventie van de Universiteit van Kyōto, Nr. 26 B-2, 1983, pp. 245-259.
 - 16)
 - 17)
 - 18) MURAMOTO Yoshio, KAWADA Keishō: Over breuken in [溜池, tameike, de woordenboeken geven cistern/irrigation pond/tank/reservoir], studierapport naar aanleiding van een onderzoek naar de schade toegebracht

door tyfoon nr. 17 van september 1976, Integrated/General Research Topics in Natural Disaster Science, 1977, pp. 35-39.

- 19)
- 20) MURAMOTO Yoshio, SAKŌ [?, voornaam ?]: Eigenschappen van de stroming bij waterreservoirbreuk, Verzamelde Synopses van Voordrachten gehouden tijdens de 33e Jaarlijkse Wetenschappelijke Vergadering/het ... Wetenschappelijk Symposium van het Genootschap voor Civiele Techniek, II-347, 1978, pp. 670-671.
- 21) ISHIHARA Yasuo, [geheel onzeker]: Een experimentele studie betreffende de stroming bij rivierdijkdoorbraak, Jaarverslag van het Research Instituut voor Rampenpreventie van de Universiteit van Kyōto, Nr. 23 B-2, 1980, pp. 293-303.
- 22) MURAMOTO Yoshio, FUJITA Yūichirō, TAMURA Takashi: Het vergrotingsproces van breuken in rivierdijken, en idem (2e verslag), Verzamelde Synopses van Voordrachten gehouden tijdens de Jaarlijkse Wetenschappelijke Vergadering/het Jaarlijks Wetenschappelijk Symposium van de Afdeling Kansai [= Kyōto + Ōsaka] van het Genootschap voor Civiele Techniek in 1983 (II-50) en 1984 (I-23).
- 23) FUJITA Yūichirō, MURAMOTO Yoshio: Experimenten betreffende het vergrotingsproces van rivierdijkbreuken, II-280, 1983, pp. 559-560.
- 24) [Ministry of Construction, zie boven, 5)], Bureau voor Constructiewerkzaamheden aan de Engagawa [een rivier]: Over de oorzaken van de dijkdoorbraak van de Engagawa bij Sujiueki [plaatsnaam, volstrekt onzeker. Een soort Japans Tietjerkstradeel] en de voor het herstel gebruikte grond [1.], Rapport van de 8e Technische Bijeenkomst voor Werkzaamheden onder Direct Toezicht van het Ministry of Construction, 1958, pp. 307-315.
- 25) Studiegroep voor Dichtingswerkzaamheden: Dichtingsconstructies voor Noodgevallen/Provisorische Dichtingsconstructies, Nationale Conferentie voor Rampenpreventie, 1983, 188 pp.
- 26) ISEYA Fujiko [vrouw]: IKEDA Kō [?], [gehele naam onzeker], Geomorfologische veranderingen op de plek van de doorbraak van Kogaigawa in augustus 1981, Verslagen van het Centrum voor Waterloopkundige Experimenten van de Chikuwa [?]-Universiteit, Nr. 6, 1982, p. 117.

- 27) Ministry of Construction, Bureau voor Oeverconstructies aan de Kiso-gawa: Over de geschiedenis van de waterbouwkundige werkzaamheden aan de Kisogawa, 1969, pp. 182-237.
- 28) Laboratorium voor Weg- en Waterbouwkunde van het Ministry of Construction, Constructiebureau voor Centraal Japan: Verslag van een onderzoek betreffende de dijkdoorbraak van de Nagaragawa, 1980, p. 69.
- 29) IKEDA Kō [?], [ISEYA Fujiko [vrouw], [gehele naam onzeker]: Model-/Schaalexperimenten met betrekking tot de vorm van kanalen, Verslagen van het Centrum voor Waterloopkundige Experimenten van de Chikuwa [?]-Universiteit, Nr. 6, 1982, p. 118.

[Bovenaan de even pp.: Jaarverslag van het Research Instituut voor Rampenpreventie van de Universiteit van Kyoto, nr. 27 B-2 (April 1984)
Bovenaan de oneven pp.: FUJITA, TAMURA, MURAMOTO: Een experimentele studie betreffende het vergrotingsproces van rivierdijkbreuken]

Den Haag, 9 oktober 1986

K.A.G. de Jong

K. A. G. de Jong, drs. litt. jap., drs. biol.

京都大学防災研究所年報 第27号 B-2 別刷
昭和 59 年 4 月

河川堤防決壊口の拡大過程に関する実験的研究

藤田裕一郎・田村多佳志・村本 嘉雄

EXPERIMENTS ON ENLARGING PROCESS OF RIVER BANK BREACHES

By *Yuichiro* FUJITA, *Takashi* TAMURA and *Yoshio* MURAMOTO

河川堤防決壊口の拡大過程に関する実験的研究

藤田裕一郎・田村多佳志・村本 嘉雄

EXPERIMENTS ON ENLARGING PROCESS OF RIVER BANK BREACHES

By Yuichiro FUJITA, Takashi TAMURA and Yoshio MURAMOTO

Synopsis

Flood damage due to a bank breach increases with a river water inflow through it, which is enlarged by a hydraulic action of the inflow, while the influx rate is controlled by the geometry of the breach as well as the stage and discharge of the river. For the purpose of prediction on flooding inside the bank and mitigation of the damage, this process needs to be investigated to estimate the influx rate and to find out a efficient closure technique.

We carried out fundamental experiments, and describe the enlarging process of modeled bank breaches as the results in detail, such as changes in geometrical characteristics, influx rates, water stages at the both sides of the bank models and their seepage states. These results were discussed on hydraulic properties at the breach, that is, flow resistance, sediment transport, stage-discharge relationship between the water stage outside and the influx rate. It is found out that the process has four enlarging phases. The first one is finished when carving of initial failures, which are V-shaped grooves at the top of banks, reaches the outside slopes. During the second, scouring downward and widening of the breaches progress rapidly and increase in influx rate is very large. Gradual widening only continues at the third one and inflow increases a little. Finally, geometry and influx rate become rather constant in the fourth phase.

1. 緒 言

生活と生産の空間を洪水から守り、沖積地を内外に二分する河川堤防は、既往洪水の規模と頻度及び人間活動の進展とによって歴史的に位置が決められ、長年月にわたる数々の改修の結果、現在のような長大な延長を持つ堅固な構造物となるに至った。しかしながら、このような築堤の経過のために、河川堤防は一般に複雑な内部構造を有し、延長方向にも一様ではなく、さらに各種の河川構造物による不連続箇所を包含するものとなっている。したがって、河川堤防の洪水に対する強度を全延長について正確に把握することは極めて困難であって、洪水時に予期せぬ脆弱点を露呈する場合がある。加えて、洪水の規模や継続時間などの堤防への外力は不確定なものであるうえに、普通洪水位は堤内地盤高を大きく越えるという不可避の条件があって、河川堤防は決壊して大災害を招く危険性を常に孕んでいる。事実、近年比較的改修の進んだといわれる大河川でもいくつかの破堤事例¹⁻⁶⁾が報告されており、その中には越水に至らずに切れたもの^{2,3)}も含まれている。

このように、河川堤防の安全性を過信することはできず、破堤した場合を想定して現象を予測し対策を講じておくことは、堤防自体の安全性を向上させることと同時に、洪水被害の軽減を図るうえで極めて重要なことである。このため、河川堤防の決壊について、これまで破堤原因や外水氾濫の実態調査^{2,3,5,6)}、個々の破堤原因による決壊過程の実験的、理論的研究⁷⁻¹⁰⁾、外水氾濫の基礎実験や数値解析¹¹⁻¹⁵⁾などが行われている。また、類似の問題として、ダムの破壊形態¹⁶⁻¹⁷⁾やそれに伴う洪水波の水理特性¹⁸⁻²⁰⁾が研究されていて、決壊口からの流出流量に関してもいくつかの知見が得られている。しかしながら、河川堤防の決壊の場合は、洪水被害が外水流入の量と決壊の形態に支配されるにもかかわらず、それらを取扱った研究^{21,22)}は限られてお

り、決壊口の拡大過程を明らかにしようとしたものはほとんどみられない。

一般に、計画規模をはるかに越える大出水の場合を除いて、河川堤防の決壊は局部的に起こり、決壊口は外水流入とともに拡幅し、堤防地盤に洗掘穴を形成することが知られているが、同時に流入量はこのような決壊口形状の変化に支配されるので、たとえば氾濫解析のための境界条件を与える場合でも、決壊口の拡大過程を明確にしておく必要がある。また、洪水波が長く尾を引く大河川では、決壊口の仮締切を速に行うことが湛水被害の軽減と復旧につながり、このためにも決壊口形状や周辺の水利特性を把握することは重要である。

以上の観点から、河川堤防の決壊口の拡大過程に関する研究^{22,23)}を開始しているが、現地における拡大過程の観察記録²⁴⁾や決壊口形状の資料^{24,25)}は少いので、まず現象の把握に重点を置いた実験から着手している。本文では、はじめにその実験の概要と観察された拡大過程の特徴を述べ、ついで決壊口形状とその時間的変化及び決壊口の通過流量の変化と浸透状況について検討し、最後に拡大過程について若干の考察を加える。

2. 堤防決壊口の拡大過程に関する実験

2.1 実験装置

河川堤防には通常それに沿った流れがあるが、従来の外水氾濫実験^{11,12)}ではその影響は主に氾濫中心軸の傾きに現われているだけであり、また彎曲部外岸等の水衝部を除き、ある程度の高水敷を有する河川では外水流速の影響は大きくないと考えられるので、ここでは現有装置の制限もあって、外水流速の無視できる場合を対象として実験を行った。実験に使用した装置は、宇治川水理実験所河川災害総合基礎実験施設内にある幅 1.07 m、深さ 0.20 m、長さ 10 m の鋼製水路を水平に設置し、Fig. 1 に示すように改造したものである。

すなわち、水路上流端及び下流端の下方にそれぞれ容量 3.5 m³ 及び 1.3 m³ の受水槽を設け、水路の中央よりもやや上流寄りに三角堰を取付けた計量水槽を uploads、ついで水路上流端に切欠き部幅 60 cm × 深さ 8 cm の四角堰を、下流端には高さ 5 cm の全幅堰を取付けて、それぞれ供給流量、帰還流量及び堤体模型の決壊口の通過流量を測定できるようにした。供給流量は給水ポンプと計量水槽を結ぶパイプに分岐管を挿入し直接帰還する余水をバルブで調節して設定した。また、決壊口を通過した流水は受水槽に一時貯留され帰還ポンプによって低水槽に戻される。

水路中央区間の堤体設置部底面にはピエゾ水頭測定用のコック付マンメータータップを、Fig. 2 のように水路中心線に沿って 5 cm 間隔で 9 点、その中央点から右側壁に向けて 10 cm 間隔で 4 点の計 13 点取付けている。マンメーターは水路側壁に取付けてあり、鏡によって上方のカメラに写し込まれる。

水路側壁にはレールを敷設し、砂面の敷均しと測定用の台車を uploads、台車には、Fig. 2 に示した

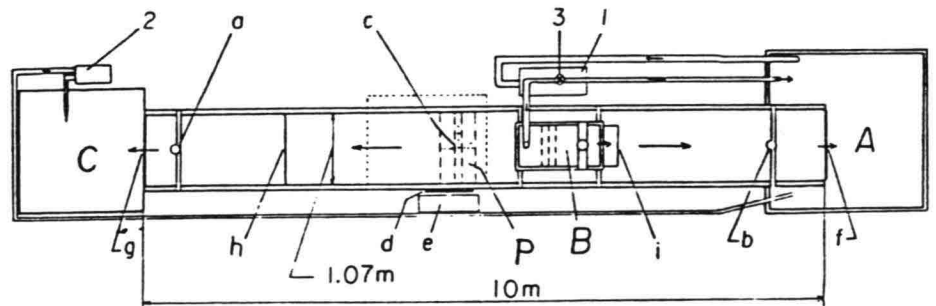


Fig. 1 The experimental equipment (A: main tank, B: measuring tank, C: receiving tank, P: modeled bank. a, b: capacitance type wave gauge c: manometer tap d: manometer e: mirror, f: rectangular weir, g: full width weir, h: end of modeled ground, i: stilling device. 1: main pump, 2: reversing pump, 3: valve)

ように連続式砂面計とサーボ式波高計（ともに KK ケネック製）及び移動量検出装置を取付けた自動的に往復するトラバース装置があって、出力を X-Y レコーダー（理化電機製）に入力して横断形状の測定と記録ができる。

堤体近傍の内・外水位の測定はそれぞれ上述の波高計とサーボ式水位計（KK ケネック製）を、また上・下流端の堰の越流水位の測定には容量式波高計（メトロ電機研究所製）を用いて、いずれもマルチコーダー（渡辺測器製）に記録した。

さらに、決壊口の拡大過程と流況を記録するために堤体設置位置の上方約 5 m の位置と台車の底面にモータードライブ付カメラ（日本光学製）を据え、タイマー（東亜電子製）で駆動して平面写真と 1 m 下流からの正面写真を撮影できるようにした。

2.2 実験方法

はじめに、実験の座標を、X 軸を水路下流端を $X=0$ m として上流方向に、Y 軸を水路中心を $Y=50$ cm として横断左側壁方向に、及び Z 軸を水路底を $Z=30.59$ cm として鉛直下方に定めた。

つぎに、Z シリーズの実験及び Run X-2 では高さ 10 cm の、Y シリーズの実験及び Run X-1 では高さ 5 cm の砂止めを $X=2.05$ m の断面に設置し、 $X=6$ m までの区間に実験砂を敷いて堤内外の地盤とした。ついで、マンメータタップの位置を考慮して、Fig. 3 のように $X=4.35$ m が堤内側の法先となるように堤体模型を盛上げ、前述の連続式砂面計で $X=2.1\sim 5.5$ m 区間の 10 断面で堤内外の地盤高の、また堤内外の法先間の 6 断面で堤体の初期横断面形状を測定した。予備実験 (Run Z-1 及び 2) では堤体中央部天端に 10 cm 幅、1 cm 深の長方形の低部を設け、給水に伴う水路上流側の外水位の上昇によってこの部分から越流させ決壊を起こしたが、この方法では、堤体の浸潤が不十分のため流入水が堤体内に浸透して越流開始時期が判定しにくいこと及び越流水が偏りやすいことの 2 点から本実験の Run Z-3 以降では以下の方法に改めた。

堤体中央部天端に等辺 4 cm の直角三角形の切欠きを作り、初期形状の測定後それを山形鋼と砂で埋めて給水ポンプを作動する。堤外部で所定流量を循環して水位を一定に保ち堤体を十分に浸潤する。ついで山形鋼と砂を除き、切欠き部から速かに越流を生じさせて実験を開始する。越流水の先端が堤内側斜面に到達した時点を実験開始時刻としてタイマーを始動し、所定間隔のパルスマルチコーダーとモータードライブ装置に送って記録するとともに写真を撮影する。この時間間隔は開始から 2 分までは 10 秒、2 分から 6 分までは 20 秒、それ以降 30 秒であって、平面写真には前述のマンメータとともにタイマーの時刻も写し込んだ。

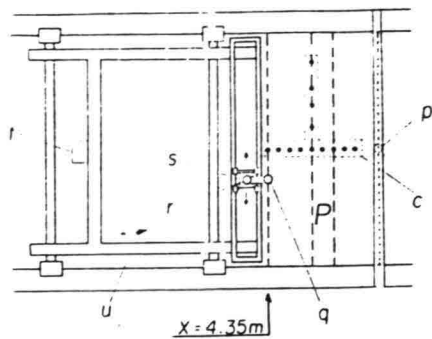


Fig. 2 The experimental equipment in the vicinity of the modeled embankment (P: modeled bank, c: manometer tap, p: surbo type water gauge, q: surbo type wave gauge, r: sand surface detector, s: traversing device, t: camera, u: measurement carriage)

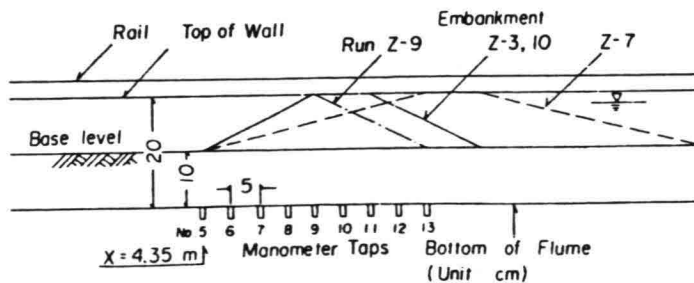


Fig. 3 Modeled embankments

水位は前節の機器によって連続的に測定し、供給流量は、Zシリーズの場合実験中数回計量水槽で検定し、Y、Xシリーズでは計量水槽中にも容量式波高計を増設してモニターしたが、帰還ポンプの能力不足によって実験終盤に低水槽の水位が低下して空気が混入するまでは、供給流量の明確な変動に認められなかった。

実験中測定台車は、サーボ式波高計の触針が $X=4.35$ m の堤内側法先に位置するように置き、越流開始とともにトラバース装置を作動して、決壊口直下断面における洗掘穴形状と水位の横断形状の時間的変化をそれぞれ X-Y レコーダーとマルチコーダーに記録した。なお連続式砂面形の測定断面は $X=4.20$ m である。

実験は、所定の時間に中断して形状を測定した場合を除いて、上述の低水槽の水が不足した時点で打ち切り、終了時刻はポンプの停止時とした。外水の強制排水は行っていないが、決壊口の形状に大きな変化はないようであった。決壊口から水が引いた後、その形状を撮影し、ついで初期と同様の方法で同一断面の横断形状を測定した。最後に、決壊口の両側の堤体材料を内径 75 mm の円筒で採取して空隙率を測定した。空隙率の測定は、いくつかの実験の終了後に堤内外の地盤についても行っている。

2.3 実験条件

実験条件は、Table 1 に一括表示したとおりであるが、堤体形状は、河川堤防の規模として高さ 10 m、天端幅 10 m 程度を想定し、実験装置の大きさを考慮してその1/100を堤体模型のスケールと決め、基準実験の諸元を Table 1 の Run Z-3 のように、堤防高 $H_0=10$ cm、天端幅 $B_0=10$ cm 及び法勾配 m_0 をやや急ではあるが2割と与えた。一方、堤体材料は、現実のものは粘性材料を含んだ比較的粒度範囲の広い土砂である場合が多いが、ここでは基礎実験の性格上、現象の支配要素をできるだけ単純なものとするために、Z及びYシリーズの実験では平均粒径 $d_m=0.64$ mm の、Xシリーズでは $d_m=0.206$ mm のいずれも一様な篩い砂（日本珪砂 KK 製）を用いた。

Table 1 Experimental conditions

Run No.	Diameter of sand d_m	Top width B_0	Height of embankment H_0	Side slope m_0	Duration time T	Porosity of embankment λ	Discharge supplied Q_0	Water temperature t
	(mm)	(cm)	(cm)		(' '')		(l/s)	(°C)
Z-1	0.64	10	8	1:2	5 00	—	14.9	—
Z-2	0.64	10	8	1:2	5 04	0.49	15.3	—
Z-3	0.64	10	10	1:2	17 08	0.456	15.6	—
Z-4	0.64	5	10	1:2	13 00	0.486	15.6	—
Z-5	0.64	20	10	1:2	10 30	0.469	15.5	7.9
Z-6	0.64	10	10	1:3	11 00	0.457	15.7	6.5
Z-7	0.64	10	10	1:4	25 55	0.464	15.6	7.9
Z-8	0.64	10	10	1:1.5	10 00	0.502	15.7	6.7
Z-9	0.64	0	10	1:2	7 55	0.486	15.6	6.7
Z-10	0.64	10	10	1:2	14 15	0.494	15.8	6.6
Z-11	0.64	10	8	1:2	20 00	0.504	10.2	6.0
Y-1	0.64	10	15	1:2	179 06*	0.467	14.8	—
Y-2	0.64	10	15	1:2	3 50	0.509	14.9	—
Y-3	0.64	10	15	1:2	8 40	0.516	15.7	—
Y-4	0.64	10	15	1:4	11 41	0.499	15.6	—
X-1	0.206	10	15	1:2	6 20	0.490	9.7	29.0
X-2	0.206	10	10	1:2	10 00	0.499	9.5	29.0
X-2B	0.206	10	10	1:2	9 00	—	9.3	30.8

* failure due to seepage

予備実験の Run Z-1 及び Z-2 では実験の再現性を調べるために同一の条件を与えている。水理条件の測定は不十分であったが、越流開始後の決壊口の拡大過程には大きな差異は認められなかった。この結果から実験の再現性はかなり高いものと判断し、以後の実験では特殊の目的のある場合を除いて設定条件の重複を避けている。Table 1 からわかるように、Run Z-3 に対して、天端幅のみを変えたものが Run Z-4, 5 及び 9 の 3 実験、法勾配のみ変えたものが Run Z-6~8 の 3 実験であり、Run X-2 及び 2B は材料と流量を変え、また Run Z-11 及び Y-1~4 は堤体高を変化させている。なお、Run Z-10 は基準実験の途中経過の測定のために行ったものである。

Table 1 中には測定された堤体の空隙率 λ も示している。Z 及び Y シリーズの実験では、堤体の空隙率は $\lambda=0.456\sim0.516$ のやや広い範囲にあり、地盤のものは $\lambda=0.438\sim0.484$ の範囲であって堤体よりもわずかに小さい。逆に、X シリーズでは地盤の方が大きくなっているが、いずれの場合も一様な粒度を反映して比較的大きな空隙率となっている。

実験時間は、前述のように現象の進行速度に応じて、大量の決壊流量の生じるまでの時間で支配され、最短は 3 分 50 秒、最長は浸透破堤の場合 (Run Y-1) の 2 時間 59 分を除くと 25 分 55 秒であった。

3. 実験結果とその検討

3.1 実験経過の特徴

はじめに、実験の標準的な経過を基準実験 Z-3 の写真記録に基いて述べる。

(a) 実験の標準的な経過

実験開始に先立って外水を循環し堤体を浸潤すれば、堤内地盤も浸潤され表面が浸透水で覆われる。同時に、法勾配が 2 割以下の場合には全実験で堤体下部の法崩れが生じるが、堤体の破壊には全く無関係である。この状態で切欠き部の山形鋼を除去して実験を開始すると、いずれの実験においても、流入水はしばらく堤体に浸透した後、幅約 1 cm、深さ約 0.5 cm の流れとなって裏法面に達し、裏法側から切欠き部の下刻が始まる。開始後の時間 T が $T=20'$ に裏法の天端肩から法斜面にかけて小規模の崩落が生じて切欠き部の拡幅が開始し、同時に堤体の洗掘土砂は法先に堆積して扇状丘を形成する。 $T=40\sim50'$ まではこの状態が続き、決壊口の拡幅量は裏法 (堤内) 側が大きく、その平面形状はわずかな末広がり状を呈する。しかし、 $T=1'$ になって、切欠き部の下刻が表法側でもかなり進行すると、堤内への流入量が増えてゆき、周囲から流れ込む水によって拡幅は表法側ほど急速になって、決壊口の平面形状は初期とは逆の八字型になる。一方、堤内側では既に初期の扇状丘は消滅しており、地盤上には大量の洗掘土砂が木の葉状の前縁を有して堆積している。外水は引続き激しく流入して決壊口を拡大し、前縁を押し広げるが、本実験では側壁で横方向が制限されていることもあって前縁形状は細長く伸びる。この急激な決壊口の拡大も幅が約 50 cm になった $T=5'$ 以後では落ち着く。しかし、堤体の侵食は流入水の掃流作用によってその後も間断なく続き $T=17'$ の実験終了時でも停止していない。

以上の過程は、設定条件の同じ Run Z-10 でも同様に観察され、ここでも実験の再現性が確認できたが、同一材料の他の実験では、設定条件に応じてかなり異った過程が観察された。しかしながら、それらは次第以降で検討するように主に現象の進行速度と初期過程における相違であって、決壊口の拡大過程には共通する基本的な段階が存在するようである。このような特徴はつぎに述べるように細粒材料を用いた Run X-1 及び 2 でも認められた。

(b) 細砂を用いた実験の特徴

Run X-1 及び 2 では、細粒のために侵食砂が堤内部でも容易に流送され、かつ堤体上部に表面張力による見かけの粘着力が大きく働いて切欠き部側壁が安定となるために、初期に切欠き部の下刻が著しく進み、さらに、表法付近では周囲からの流入が始まった時点以降決壊口側壁はオーバーハングし容易に崩落しない。また、この時点から Run Z-3 等と同じく流入流量が増大し始め、堤体決壊部から堤内にかけて、急勾配で

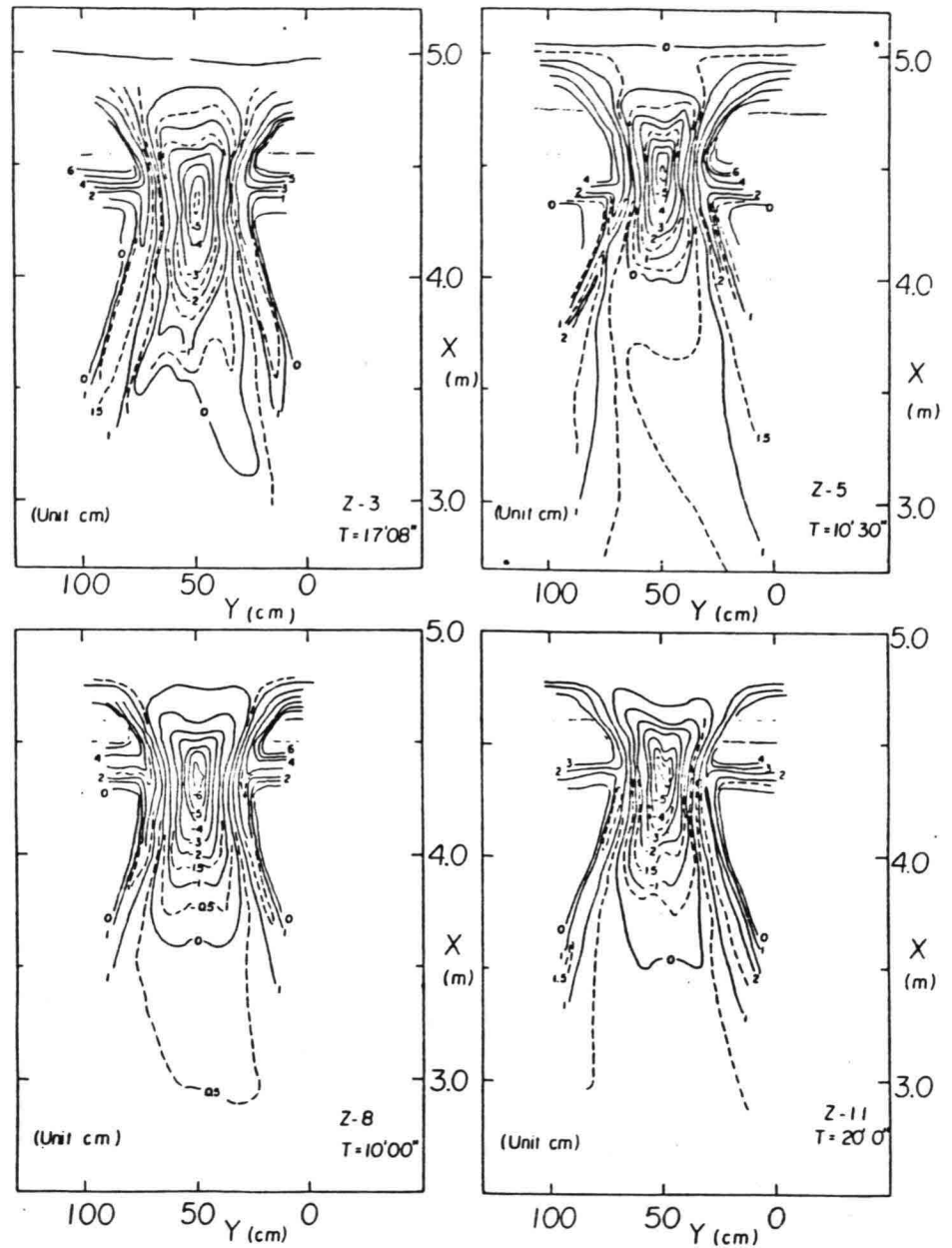


Fig. 4 The topography of bank breaches and scour holes

無次元掃流力の大きい場合の河床波と同様の跳水状の undulation が生じる。同時に決壊口は大きな塊りの崩落を伴いながら拡大し、堤内地盤上には木の葉状の前縁を有する土砂堆積域が発達していく。

以上のように、細砂の場合でも決壊口の拡大過程は共通の特徴を示すことがわかる。一方、堤防高を 15 cm にした Y シリーズの実験では 2 割の法勾配のとき堤体からの浸透流量が多く、法崩れが著しかったので、Run Y-1 では浸透による破堤の観察を試みた。その結果を以下に述べる。

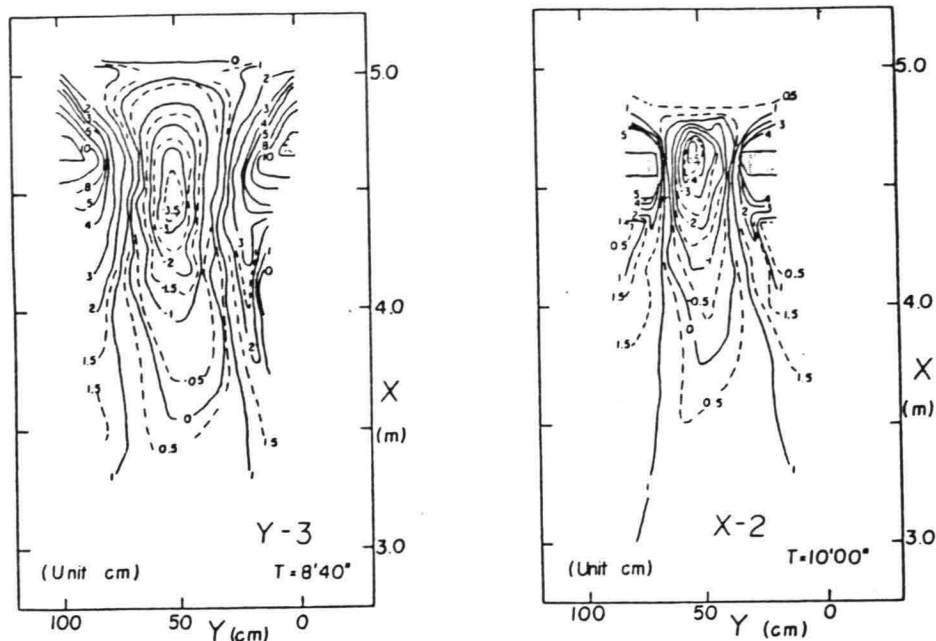


Fig. 4 (continued)

(c) 浸透による決壊過程の特徴

堤体の浸透状況に差を与えるために、初期堤体の中央部の裏法斜面を幅約 5 cm、深さ約 1 cm 削り取り、外水を循環させ一定水位を保った。2次元の浸透破堤実験¹⁰⁾で知られているように、裏法斜面の滲出部は安息角が減少したかのように勾配を緩め、その上部に亀裂をもたらす。滲出面は亀裂の上部に進み、滲出水は亀裂下部の砂塊を斜面上の砂粒とともに緩慢に侵食してより下部の斜面に堆積する。砂塊の流送が終わり滲出部の砂面も侵食されてその上部斜面が急になると新たな亀裂がその上部に発生し、同様の過程が繰返される。これは側岸侵食過程と類似の過程であるが、堤体の延長方向の特性も同様であって、ある高さの亀裂は時間的な遅れを伴いながら延長方向に伝播していった後に次の高さに移っていく。この結果から一様な堤体材料では、浸透量にわずかの差があっても現象は2次元的に進行するといえよう。また、このような堤体の変形の結果、裏法の勾配は緩くなって亀裂の入る時間間隔は長くなる。

以上の経過は、一様な材料で築かれた堤防の浸透破壊はその区間全体で一様に進行しやすいことを示しており、堤防の一部のみが浸透破壊した場合は、その部分の堤体に何等から特殊な条件があったことを示唆している。最終的に、決壊はある個所の亀裂が堤外の水面に達したときに起こり、その後は堤体天端幅の小さい場合の実験に似た経過をたどるが、結果的に堤敷が広がっているので次節の Run Z-7 と同様に深い洗掘穴は生じにくいようである。

3.2 決壊口と洗掘穴の形状

(a) 決壊口の平面形状

堤体条件に対応して、Run Z-3, 5, 8, 11, Y-3 及び X-2 について実験終了時の決壊口の平面形状を、地盤高を基準にした等高線で示せば Fig. 4 のようである。同図及び Fig. 7 の Run Z-10 の最終状態から、決壊口の形状についていずれの実験にも共通したつぎの特徴がわかる。

洗掘穴はすべて細長い平面形状を示し、その堤内部の両外縁に沿って裏法先から顕著なリッジが伸びており、洗掘穴とリッジの終端はほぼ一致している。最大洗掘位置は等高線の絞り込まれた位置の付近に現われ

る。また堤外側の等高線は決壊口の両側に張出している場合が多く、外水が決壊口中央部よりむしろ両側に分かれて流入し、最大洗掘位置に向かって集中することがわかる。この等高線の形状を、遠賀川植木地先²⁴⁾、牧田川根古地地先²⁷⁾、長良川安八地先²⁸⁾、小貝川藤代地先²⁹⁾などにおける破堤のもとと比較すると、外水流入の偏りによると思われる遠賀川の表法先の極度の洗掘部を除けば、実験の形状はやや細長い傾向にあるが、両者の概形はほぼ一致しているといえよう。

しかしながら、砂を用いた本実験で生じた細長い洗掘穴は、砂床河川では一般に円形の深いおっ堀の生じることが多いとの指摘²⁹⁾に一致しない。この相違の理由としては、水路側壁による制約と堤体材料が非粘性であることが考えられる。前者の理由については、細長い旧河道に向けて破堤した小貝川の場合³⁾とみかけ上対応しており、侵食域、運搬域²⁶⁾の位置関係はよく似ている。しかし、堆積域のリッジの大きさは本実験のものがはるかに大きい。これは砂が堤体に用いられた場合、堤体の侵食が著しく、侵食された砂が洗掘

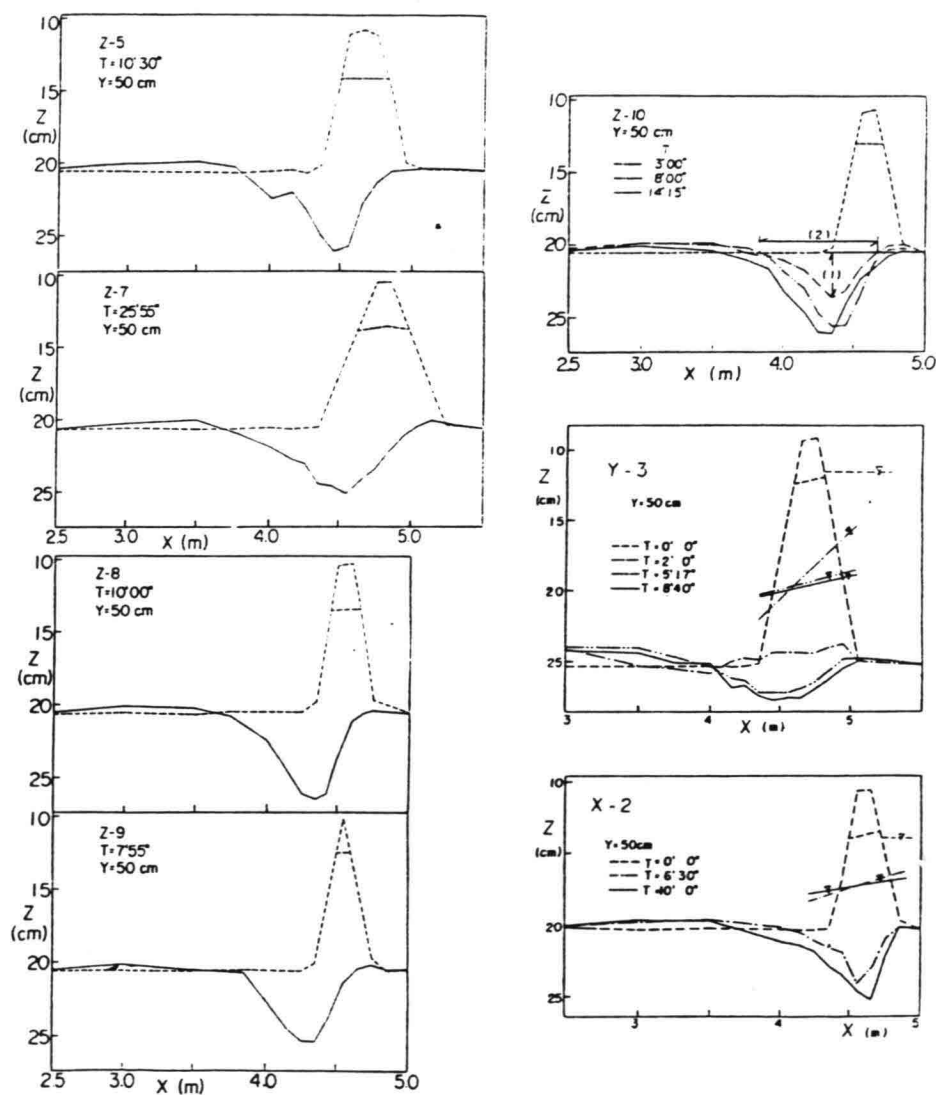


Fig. 5 Profiles of scour holes due to bank breach

穴の外縁に沿って運ばれ、流入水の堤内での拡散に伴ってその位置に多量に堆積するためによると思われる。また、このように洗掘穴に沿ってリッジが発達した場合、それによって流水が狭い範囲に限定されて洗掘穴がより細長くなることも考えられる。

(b) 決壊口の縦断形状と洗掘穴の形状特性

Run Z-5, 7~10, Y-3 及び X-2 の水路中心線 Y=50 cm における縦断形状を示せば Fig. 5 のようである。最大洗掘深は 5~6 cm のものが多くてその位置は Run X-2 を除いてほぼ裏法先付近にある。洗掘穴の長さは 1~2 m 程度であって、各実験を比較すると、堤体が厚いほど浅くかつ長い扁平な形状となっている。さらに、Fig. 4 と組合せてみれば、本実験ではいずれも堤外地盤の洗掘が全く生じていないことが明らかである。実際の破堤では、堤外地盤の洗掘は多少とも生じているようであるが、堤敷の明確な境界や堤外微地形が不明確であるので、単純にその差異を論じることはできない。

以上の測定結果から、決壊口の形状特性量をまとめると Table 2 のとおりである。ここでは、同表の 8~11 欄に示した洗掘穴の特性長の比によって形状を検討し、その成因について定性的に述べる。それらの比率は、縦断比=最大洗掘深(1)/洗掘穴の長さ(2)、横断比=最大洗掘深(1)/裏法先のリッジ頂間の幅(3)、及び平面比=洗掘穴の長さ(2)/リッジ頂間の幅(3)、の 3 者である。この番号は Table 2 の特性長の番号であって、Fig. 5 及び Fig. 8 に例示したとおりである。

明らかに、縦断比は堤体の薄い(堤敷の狭い)ものが大きく、一方、堤体の厚いものは平面比の大きい傾向が認められる。したがって、厚い堤体の場合には、上述のように、細長く相対的に浅い洗掘穴が形成され、

Table 2 Geometrical characteristics of scour holes

Run No.	T	Width of breach	Max. depth (1)	Section of max. depth	Length of scour hole (2)	Width between ridges (3)	Profile ratio (1)/(2)	Cross-sec. ratio (1)/(3)	Plan ratio (2)/(3)
	(' ')	(cm)	(cm)	(m)	(cm)	(cm)			
Z-3	17 08	61.7	-5.5	4.35	134	43.8	0.041	0.126	3.06
Z-4	13 00	65.3	-6.3	4.35	120	43.0	0.053	0.147	2.79
Z-5	10 30	49.6	-5.7	4.45	109	36.0	0.052	0.158	3.03
Z-6	11 00	45.4	-4.5	4.45	107	33.8	0.042	0.133	3.17
Z-7	25 55	56.4	-5.1	4.55	133	44.2	0.038	0.115	3.01
Z-8	10 00	58.6	-6.6	4.35	110	45.6	0.060	0.145	2.41
Z-9	7 55	71.0	-5.2	4.25	80	43.2	0.065	0.120	1.85
Z-10	3 00	34.9	-2.3	4.35	79	25.6	0.029	0.090	3.09
	8 00	49.5	-5.6	4.35	96	37.2	0.058	0.151	2.58
	14 15	61.4	-6.1	4.45-4.35	127	42.8	0.048	0.143	2.96
Z-11	20 00	54.0	-5.4	4.35	192	36.4	0.028	0.148	5.27
Y-1	2 10	—	-1.6	4.07	116	49.2	0.014	0.033	2.4
Y-2	3 50	62.4	-2.5	4.45	213	49.2	0.012	0.051	4.3
Y-3	2 00	—	-1.1	4.0	92	36.6	0.012	0.030	2.5
	5 17	—	-3.0	4.45	112	47.6	0.027	0.061	2.4
	8 40	—	-3.9	4.45	138	62.4	0.028	0.062	2.2
Y-4	10 16	64.4	-3.2	4.25*	115	43.2	0.028	0.074	2.7
	11 41	—	-1.6	4.25*	168	55.6	0.010	0.029	3.0
X-1	3 00	44.8	-3.7	4.55	113	49.6	0.033	0.075	2.3
	6 20	54.0	-4.5**	4.67-4.65	128	47.6	0.035	0.095	2.7
X-2	6 30	25.6	-3.5	4.55	66	28.4	0.053	0.123	2.3
	10 00	37.2	-5.1	4.65	105	41.6	0.049	0.122	2.5

* Embankment foot is located at X=4.05 m.

** Sand bed is scoured out to the flume bottom.

逆に薄い場合には、深く短めのやや幅の広い洗掘穴が生じることがわかる。また、細砂の場合は、縦断比が大きく、平面比が小さい傾向にあって、堤体の薄い場合と同様である。堤体の形状や材料の相違によるこのような洗掘穴形状の差異は決壊口周辺の流況と土砂移動状況の相違に起因している。

すなわち、堤体の薄い場合には、堤体土量が少かつ水面勾配が大きくなるので、決壊口の拡幅が著しく、それに伴って洗掘穴の幅も広がり、同時に下方に向かう水流が深く地盤を洗掘する。さらに、洗掘穴の両側に沿う堤体侵食土砂の流送径路が短いので、洗掘穴の埋め戻しは少いと思われる。この結果、先述の深く幅広い洗掘穴が形成されるものと考えられる。逆に、厚い場合には、流水の堤体通過区間が長く、かつ決壊口の拡幅速度が低いために、洗掘穴は細長くなり、また水流も下方に向かいにくい。加えて、堤体侵食土砂に

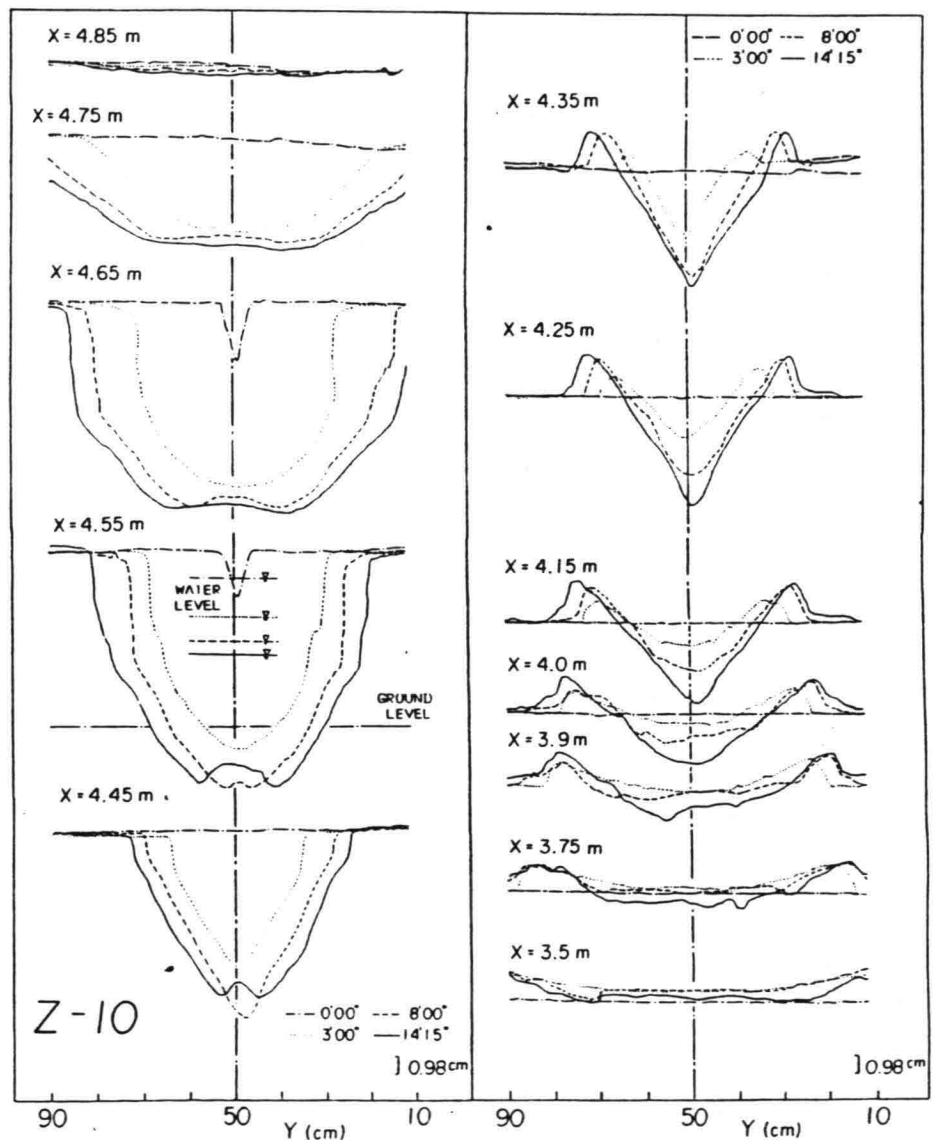


Fig. 6 An example of cross sectional changes of a bank breach

よる埋戻しも考えられるので、洗掘穴は深くならないと思われる。細砂の場合は、堤外付近での流入外水の強い乱れによって容易に巻き上げられ、浮流によって側方にも流送されやすいので、深く幅広い洗掘穴が Fig. 5 のように堤外に近い位置に現われるものと判断できる。

3.3 決壊口形状の時間的変化

(a) 決壊口の横断形状及び平面形状の時間的変化

最終形状に至るまでの決壊口の変化を Run Z-10 の3回の横断形状の測定結果によって示せば Fig. 6 のようである。T=3' の最初の止水時には既に堤体部でも地盤の高さまで洗掘が達して、Y=40~60 cmの間では堤体は痕跡を留めておらず、外水の急激な流入が始まっていたとみられる。この時点の決壊口の形状は、表法中央(X=4.75 m)で台形、天端(X=4.65 及び 4.55 m)でU字形からV字形に移り、裏法中央(X=4.45 m)でV字形になっている。堤体法先付近では両端にリッジを伴った三角形断面の洗掘穴が形成されていて、その横断形状は下流に向かうにつれて鍋底形となっている。その後、表法断面は台形状のまま拡大し、天端付近では上方が長方形、下方が台形の断面となって広がるが、裏法先付近の洗掘穴は三角形断面のまま発達する。また、決壊口の拡大は T=8' まで急速に進行するが、その後やや緩慢になるようであり、流入水の二分化による断面中央の凸部も生じ始めている。

同様に、平面形状の時間的変化を等高線で示せば Fig. 7 のようである。T=3' での等高線は水路中心で尖った形の細長い輪を描いていて、流水が1個所に集中していることを表しているが、最大洗掘深はやはり等高線の紋り込まれた位置に現われている。T=8' になると、0 cm の等高線はかなり広がり、堤外側では両側に突出していて、決壊口の拡大に伴う流入水の二分化を示している。T=14'15" では洗掘穴は長さ、幅、深さとも増加し、上述の2個所の等高線の張出しが低いものまで明確になるが、全体的な形状は T=8' のものと相似といえる。

上述のように、決壊口の拡大は急速に進行するために止水によってその過程を詳細に追うことは困難であるので、以下では通水中の横断形状測定によって把握された洗掘穴の形成過程と平面写真から読取った決壊口の拡幅過程について述べ、設定条件の相違による特徴を明らかにする。

Fig. 9 は、Run Z-3, 5 及び 9 における X=4.2 m の横断形状の変化及びその Y=50 cm の地盤高の時間的変化 4Z を Run Z-10 の場合も含めて示したものである。基準実験の Run Z-3 に対して、Fig. 5 で良くわかるように、Run Z-5 は Run Z-6, 7 等の厚い堤体の例であり、一方、

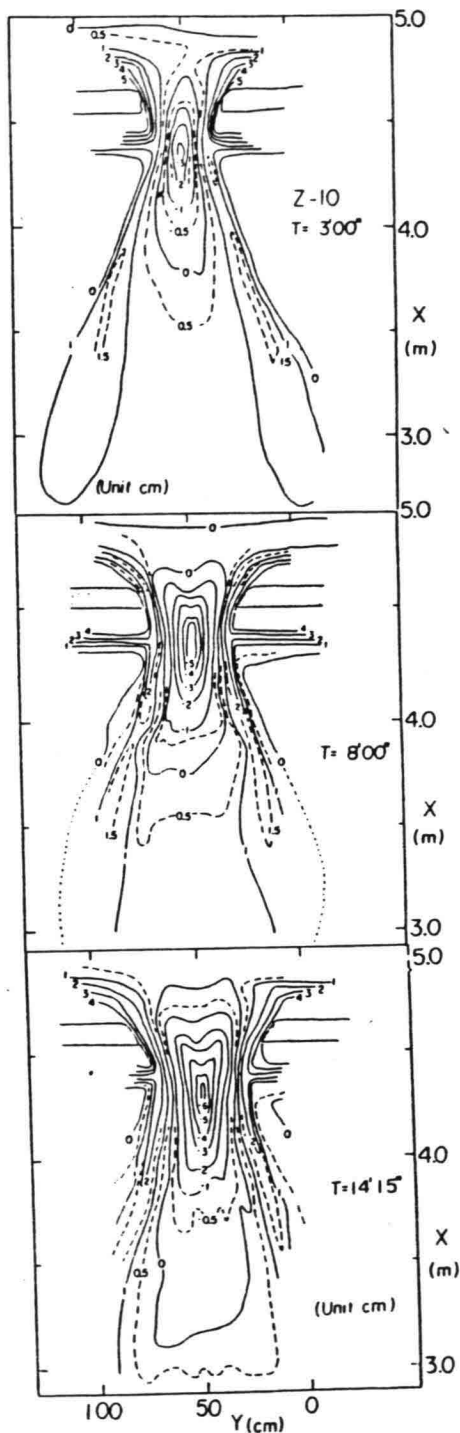


Fig. 7 Changes of topography of a bank breach

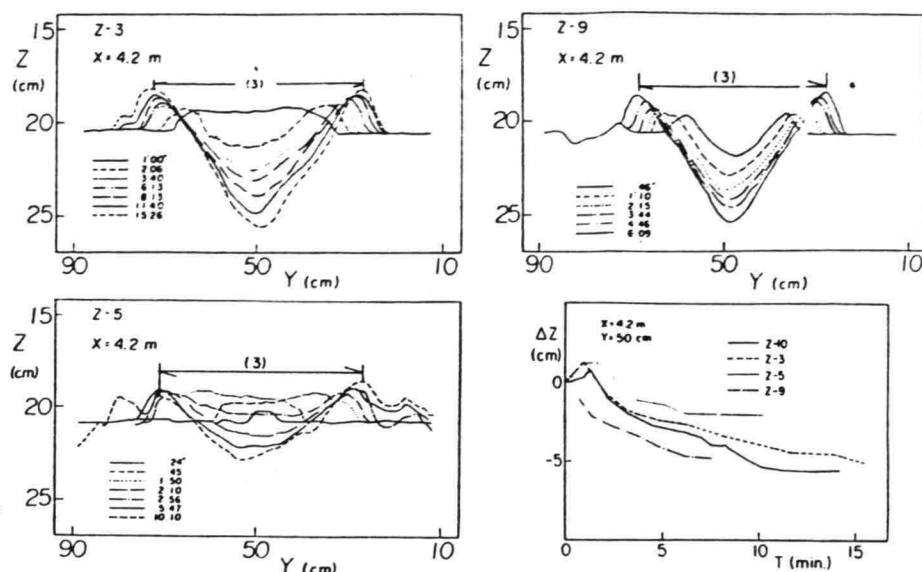


Fig. 8 Changes of cross sectional shapes and in depths of scour holes

Run Z-9 は Run Z-4, 8 等の薄い堤体の例である。Run Z-5 では、実験開始後 3.1 でも述べた扇状丘の形成による中央部の盛上がりが見著である。この扇状丘は、その後中央部が流入流量の増加によって侵食されて台形から扁平な三角形の洗掘穴になり、周辺部はリッジに変わって発達しながら両側に進んでいる。これに対し、Run Z-9 では、初期から両側にリッジを伴ったかなり鋭い三角形の洗掘穴が形成され、ほぼ似た形状で発達しており、中央部の低下も速い。Run Z-3 では、両者の中間的な経過をたどり、比較的発達した扇状丘が形成されるが、侵食も速かである。Run Z-9 に似た洗掘穴が $T=3'40''$ には生じ、似た形状で拡大している。

以上の結果、水路中央の地盤高 ΔZ は、Run Z-3, 5 及び 10 では一度上昇した後に低下し、Run Z-9 では通水後直ちに下降している。いずれの曲線も初期に高い低下速度を示し、 $T=6' \sim 7'$ まではほぼ平行である。低下速度の等しいことがわかる。Run Z-5 で最終状態の ΔZ が小さいのは Fig. 5 に示したように最大洗掘位置が堤外側に寄っているためである。 ΔZ は、他の場合でも最大洗掘深よりもやや小さくなっている。

(b) 決壊口幅の時間的変化

決壊口幅 B の時間的変化を、Z シリーズの実験について、(a)堤体天端幅のみ異なる場合、(b)堤体法勾配のみ異なる場合、及び(c)堤体高の異なる場合に分け、さらに、(d)Run Z-10 を Y, X シリーズの実験と比較して示せば、それぞれ Fig. 9 の (a)~(d) のようである。決壊口幅としては、堤体各部における幅の時間的変化を検討した結果に本質的な差異が認められなかったため、ここでは堤防中心線上の天端開口幅を用いている。

Fig. 9 の (a) 及び (b) では、堤体の厚い場合の拡幅速度が明らかに低いが、その変化は 4 つの段階に区分することができる。すなわち、その第 1 段階は実験開始直後の拡幅の見られないかその速度の低い段階、第 2 は $B=40 \sim 45$ cm までの急激な拡幅の段階、第 3 は速度は低下するが拡幅の持続する段階、及び第 4 は $B=60 \sim 70$ cm の変化が横ばいになる段階である。これらの段階は (c) 及び (d) でも認められ、堤体の高さや材料の異なる場合でも現われることがわかる。しかし、設定条件に応じてつぎのような差異が生じている。

第 1 段階は、堤体の薄い Run Z-4, 8 及び 9 では全く認められないが、4 割の法勾配の Run Z-7 ではかな

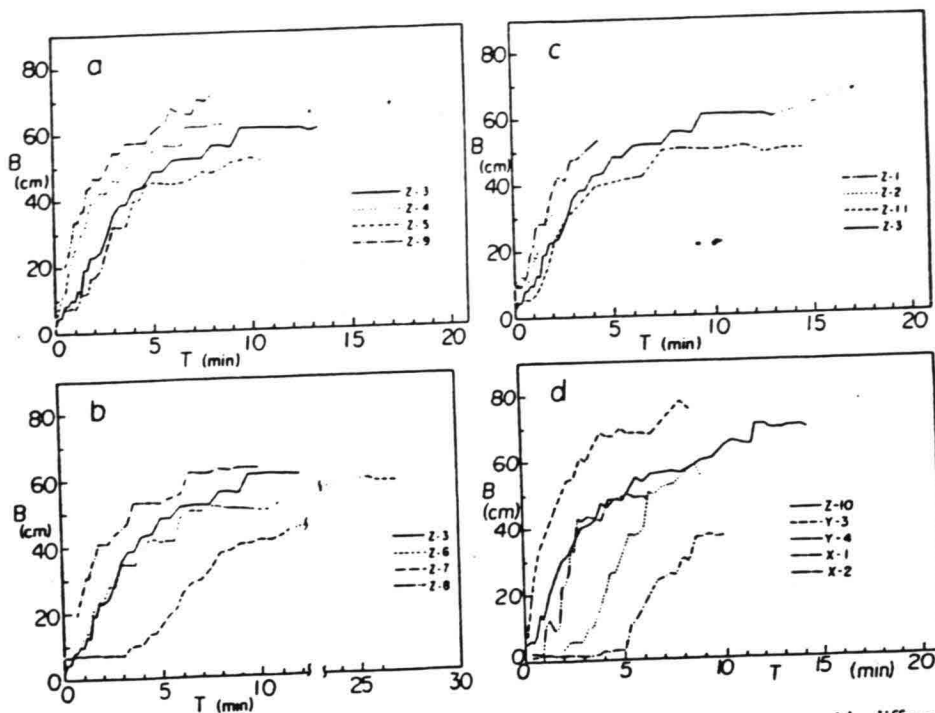


Fig. 9 Increases in breadths of breaches at the top of embankments (a: cases with different top widths of embankment, b: cases with different side slopes, c: cases of small bank heights, d: other cases)

り長く、この傾向は堤高の大きい Run Y-4 の場合にも現われている。同様に Run X-1 及び 2 でも明確であって、小流量の影響が考えられるが、Run Z-11 と比較すると堤体材料が細い場合初期の拡幅は進みにくいようである。つぎに、第 2 及び第 3 段階では開口幅が不連続に増加して、拡幅が崩落を伴った間欠的なものであることを示している。また、拡幅期の $B-T$ 曲線の勾配変化点に対応する両段階の区分点の明確な定義は困難ではあるが、Run Y-2~4 では $B=50\sim60$ cm, Run Z-11, X-1 及び X-2 では $B=30\sim40$ cm にあって、Run Z-3~10 の前述の値とも比較すると、堤高や流量と正の相関にあることがわかる。この相関は第 4 段階の開口幅にも明らかに現われている。

以上の決壊口の拡幅過程を反映して、その変化率 dB/dT は、Fig. 10 や Fig. 16(c) に例示したように、一度大きなピークを示した後、拡幅の間欠性に対応する小ピークを有した減衰傾向になる。

次節では、ここで述べたような決壊口の拡大に伴って変化する流入流量と周辺の流況について述べる。

3.4 決壊口の通過流量

(a) 通過流量の変化

はじめに、決壊口を通過する流量を把握するために、上流端四角堰の流量 Q_1 、下流端全幅堰の流量 Q_2 、及び供給流量 Q_0 と Q_1 との差 Q_3 の時間的変化を比較した。Fig. 11 にその例を示す。定常状態では $Q_2 =$

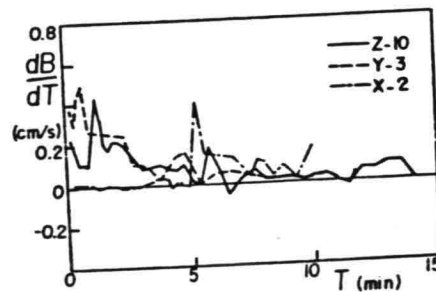


Fig. 10 Widening rates of breaching breadths

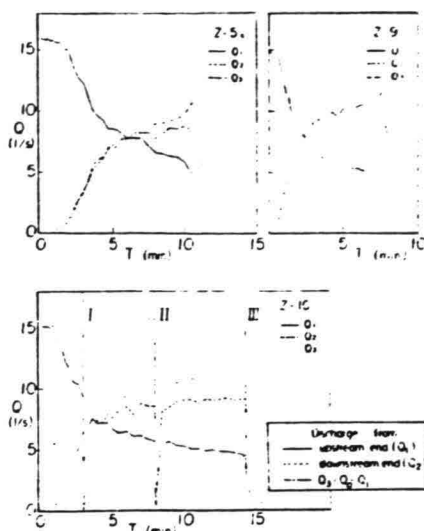


Fig. 11 Changes of discharge measured at the up- and down-stream ends

$Q_0 - Q_1 = Q_2$ であり、本実験では水路貯留量の変化分だけの差が現われる筈であるが、ほとんどの場合 $Q_2 > Q_1$ であって、とくに Run Z-4 や Z-10 でその差が大きかった。ただし、実験終了直前のその差は供給流量 Q_0 が既述の理由で不足するにもかかわらず、一定値を使っているためである。それまでの差は、外水循環に伴う上流側の容量式波高計への水中の塵埃の付着による出力低下に基因するとみられ、差の時間的な増加傾向はそれを裏付けている。

しかしながら、いずれの場合も Q_2 は、水路貯留による時間的な遅れと変動の平滑化を伴うが、 Q_1 の小規模の変化に至るまで良く追隨しているの、両者から通過流量 Q の推定は可能であろう。また、Run Z-10 の場合から、通水再開時の流量復帰は速かであり、その包絡線は Run Z-3 の場合とほぼ等しいことがわかる。これより、Fig. 12 の (a)~(c) は、時間遅れと誤差を考慮して $Q = (Q_1 + Q_2) / 2$ として、それぞれ(a)堤体天端幅のみ異なる場合、(b)堤体法勾配のみ異なる場合、及び(c)その他の場合に分けて、その時間的变化を比較したものである。

通過流量の変化は、開口幅の場合の変化と良く対応していることがわかるが、それよりもさらに明確に4

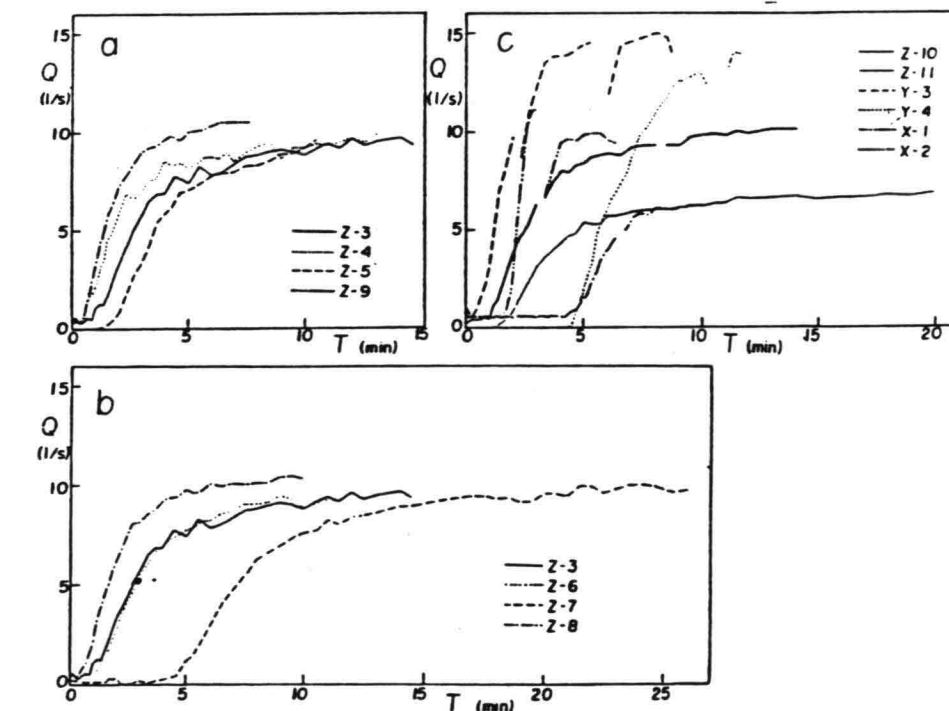


Fig. 12 Increases in influx rates through breaches (a: cases with different top widths of embankment, b: cases with different side slopes, c: other cases)

段階に区分できる。それらは、初期の切欠き部を越流する小流量が持続する第1段階、流量の急増する第2段階、緩やかな流量増加の第3段階、及びほとんど流量の増加しない第4段階であって、開口幅の場合よりも第1段階が長くてすべての実験で認められ、逆に第2段階が短くなるようである。これは、決壊口からの流入流量は堤体の侵食がある程度進行しなければ増加しえず、侵食がある限界点を越えた時点で急激な増加に移ることを示している。

一方、各段階を区分する流量は、同一の供給流量と地盤高の場合ほぼ等しく、第2～4段階の開始について、Run Z-3～10 ではそれぞれ 0.2～0.31/s, 7～81/s 及び 9～101/s, Run Z-11 と X-2 ではそれぞれ約 0.31/s, 3～41/s 及び約 61/s, Run Y-1～4 ではそれぞれ約 0.51/s, 約 91/s 及び 14～151/s であって、通過断面積の大きくなる地盤の低いYシリーズの実験でいずれの流量も大きくなっている。この3グループ内では、第1～3の各段階の持続時間が堤体の形状や材料によって変化することが明確である。すなわち、堤体の厚い場合にはいずれも長くなり、細砂の場合には第1段階は長くなるが第2, 3段階はかなり短くなっている。

(b) 堤体をはさむ内外水位の変化

前項の流入流量は、決壊口の形状変化とともに堤内・外の水位の変化に支配され、すでに指摘したように、決壊の初期過程において前者の影響が極めて大きい、その後の流量には内外の水位差も大きな支配要因になると考えられる。Fig. 13 は堤体をはさむ内・外水位の変化の例を Run Z-5 及び 9 について示したものである。本実験では堤外水位の調節を行っていないので、通過流量の増加とともに外水位は、Run Z-3～10 では 3～4 cm, Run Y-2～4 では 6～7 cm 低下する。一方、内水位の上昇はいずれも 2～3 cm であって、両者とも拡幅や流量変化の第2, 3段階の変化が著しい。また、この第1段階における Run Z-5, 10 や Y-3 の凸状の変化は既述の扇状丘の形成と流失に対応したもので、Run Z-9 や X-2 では認められない。Run X-2 では内水位の上昇時に急峻なピークが生じたが、それは3.1で述べた跳水状の undulation の消長に対応しており、堤敷地盤が砂で形成されている場合には現地でも発生する可能性がある。外水位が本実験のような低下をしない場合には、流入流量の増加や決壊口の拡幅はさらに持続して、供給流量の規模と内水位の上昇に応じた形状に漸近して停止するものと予想される。

3.5 拡大過程と堤体の浸透状況

堤体部の水路底面のピエゾ水頭の測定結果から決壊口の浸透状況について述べる。まず、実験初期のピエゾ水頭を堤体の厚い Run Z-5 と薄い Run Z-9 について示せば Fig. 14 のようである。底面のピエゾ水頭は堤体の浸潤線を直接表すものではないが、この図からその概形は想定できる。Run Z-5 では、堤体上部の水平な破線で示された切欠き部に流れ込む水は浸潤線が低くかつ流入長が長いので、切欠き部の下刻に多量の土砂流送を要するにもかかわらず、浸透によって流量が減少して流送能力が低下する。このために、Fig.

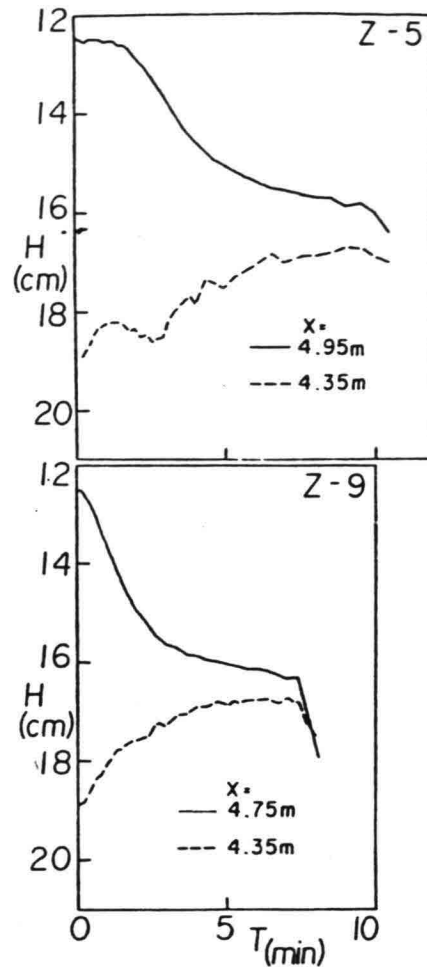


Fig. 13 changes of water stages at the both sides of banks

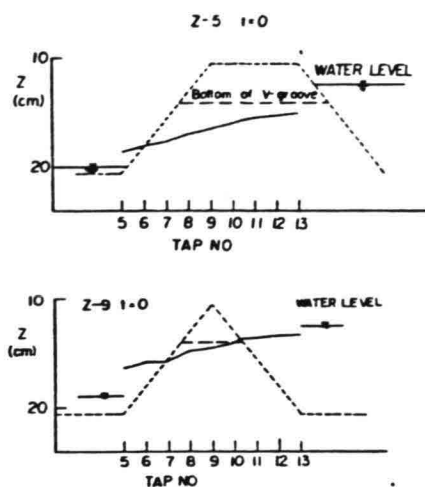


Fig. 14 Piezometric head at the bottom under embankments

12のように小流量の流入が長時間継続することになる。逆に、Run Z-9では、流入水がほとんど浸透しないために切欠き部が急速に下刻され、流入流量が速かに増加し始める。さらに、Fig. 14の内外水位差からわかるように、Run Z-9では、決壊口に生じる初期の水面勾配が大きくなるのに対し、Run Z-5では堤敷が広い上に裏法先に扇状丘が生じるので、それはRun Z-9の1/3~1/2になると思われる。

つぎに、決壊口の拡大に伴うピエゾ水頭の変化の一例を内外水位の変化とともにFig. 15に示す。 $T=0'$ では、内外水位とその位置のピエゾ水頭とは一致しておらず、その差から堤外では下向きの、堤内では上向きの浸透が生じて、裏法斜面の下から1/4の辺りから滲出し始めることがわかるが、これは観察と一致している。ピエゾ水頭が外水位と一致するのは拡大の進んだ $T=7'$ 前後であって、この時点までは上述の浸透状態が続くとみなされる。この時の内外の水位差は約1cm、水面勾配は約1/40であり、その後のピエゾ水頭曲線はほぼ水面形を表している。なお、浸透流量自体は実験初期の流量差からわかるように極めて小さく、決壊流入流量に比して無視できる。

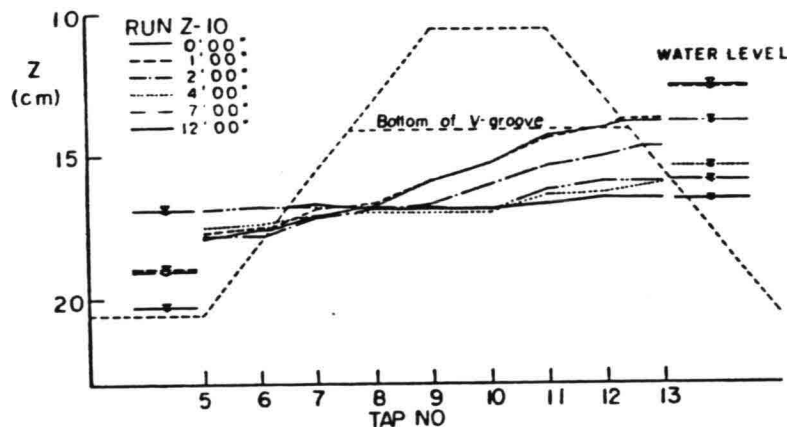


Fig. 15 An example of changes in piezometric head at the bottom

4. 決壊口の拡大過程に関する考察

4.1 決壊口における水理条件の変化と拡大過程

(a) 決壊口の流況と拡大過程

決壊口の流況と拡大過程の対応を検討するために、通過流入量 Q を天端中心線上の水面幅 B_w で除した単位幅当たりの流入流量 q と堤体を挟む内外水位の水面勾配 I_w 、それらを用いて算出した全体及び単位幅当たりの stream power の4者の時間的变化を水面幅の変化率 dB_w/dT と比較した。その一例として Run Z-5 の場合を Fig. 16 に示す。Run Z-5 の場合、水面勾配 I_w の初期の急激な減少は扇状丘の形成に伴う堤内水位の上昇によるものであり、扇状丘の洗掘低下速度が外水位のそれとほぼ等しいために、一時 I_w の

減少は緩慢になるが、その後再び内、外水位の上昇、下降に伴って減少していく。一方、単位幅当たりの流入流量 q は、扇状丘の洗掘とともに急激に増加し、拡大過程の第3段階に相当する辺りからはほぼ一定になっている。したがって、この段階から通過流量の増加が主として拡幅に依存するようになることがわかる。堤体の薄い場合には、扇状丘の洗掘までの過程が無く、かつ各現象の推移が速かになるが、 q 及び Q の増加パターンは全く同じである。

このように、拡大過程の第2段階は q の急増で特徴付けられるが、同時に I_w が急減していることから判断すると、この q の増加は、急激な堤体および堤敷地盤の下方への洗掘によってもたらされているといえよう。また、この段階は、Fig. 16 や前章で示したように拡幅の急速な時期であるので、決壊口の拡大が最も著しい段階であることがわかる。Fig. 16 では、単位幅当たりの stream power がこの段階で q よりも速かに増大してピークを持ち、その後緩やかに減少している。一方、全体の stream power の増加はそれよりもやや遅れているので、前者の stream power のピークが決壊口の急激な拡大に関与しているものと考えられる。今後、その定量的な関係を後述の水利諸量とともに検討する必要がある。

また、Fig. 16 の dB_w/dT には主ピークの前にも鋭いピークが発生している。このようなピークは、Fig. 10 の Run Z-10 や Z-3 などでも生じているが、流出流量が増加していないので、掃流作用に直接支配されない拡幅によるものである。すなわち、3.1 で述べた拡大過程の特徴によれば、切欠き部は、裏法肩から進行する下刻に伴う側壁斜面の崩落と崩落で埋戻された底部の下刻を繰返して、堤内側から間欠的な拡大を順次堤外側に進めていき、それを表法まで到達させて通過流量の増大をもたらすと考えられる。したがって、上述の鋭いピークは、この切欠き部の間欠的な拡大が堤防中心線に達したときに生じたと思われる、決壊口の拡大過程にとっては副次的なものであると判断される。

(b) 決壊口断面の平均水利量

Fig. 6 の $X=4.55$ m の断面に例示したように、堤内外水位からの内挿水位によって定めた決壊口の流水断面によって、Run Z-10, Y-3 及び X-2 の断面平均水利量を算定した。結果は Table 3 に一括したとおりであって、摩擦速度は3通りの方法、すなわち内外水位の勾配 I_w を用いる方法、速度水頭差を考慮したエネルギー勾配 I_E を用いる方法及び対数則を仮定し平均流速 V から求める方法、によるそれぞれ U_{*w} , U_{*E} 及び U_{*v} を示している。断面水位の内挿法に問題があるために、実験終盤の小さい I_w のときに I_E が負となり、 U_{*E} が算定できない場合がある。

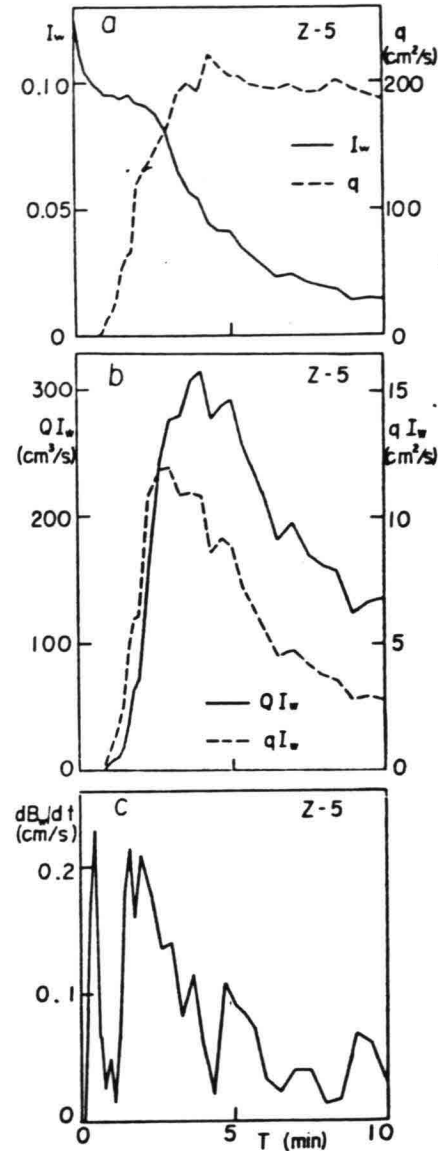
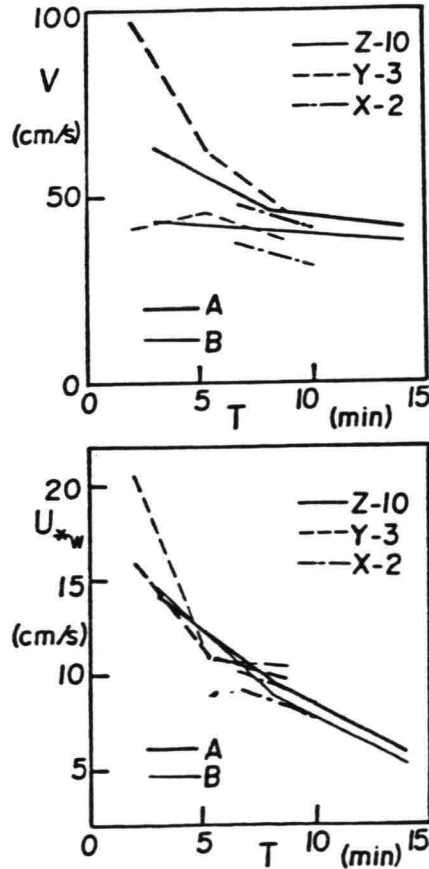


Fig. 16 Changes in water surface slope, I_w , influx rates per unit width at the center of a bank, q , (a), total and unit stream powers, QI_w and qI_w , respectively, (b), and widening rate of surface width at the center of a bank (c)

Table 3 Hydraulic quantities of breaching section

Run No.	Section X (m)	T (min)	Q ₀ (l/s)	H (cm)	J _w	B _w (cm)	A (cm ²)	P (cm)	R (cm)	h (cm)	V (cm/s)	F _r	J _E	U _{*w} (cm/s)	U _{*E} (cm/s)	U _{*v} (cm/s)	
Z-10	(B)	4.95	3.00	6.3	15.9	0.066	41	143	43	3.3	3.5	44	0.75	0.014	14.6	6.7	2.7
		8.00	9.3	16.4	0.022	59	229	61	3.7	3.9	41	0.66	0.009	8.9	5.6	2.5	
		14.00	10.1	16.7	0.007	69	266	71	3.8	3.9	38	0.62	0.0005	5.2	1.4	2.3	
	(A)	4.45	3.00	6.3	17.3	0.066	28	100	32	3.1	3.5	63	1.07	0.014	14.1	6.5	4.0
		8.00	9.3	16.8	0.022	41	200	46	4.4	4.9	47	0.67	0.009	9.6	6.0	2.8	
		14.00	10.1	16.8	0.007	47	244	52	4.7	5.2	41	0.58	0.0005	5.8	1.5	2.5	
Y-3	(B)	4.75	2.00	9.8	18.5	0.097	49	234	53	4.5	4.8	42	0.61	—	20.5	—	2.5
		5.17	14.5	19.6	0.025	65	315	67	4.7	4.9	46	0.67	—	10.7	—	2.7	
		8.40	13.9	19.8	0.022	68	358	71	5.0	5.2	39	0.54	0.011	10.4	7.4	2.3	
	(A)	4.45	2.00	9.8	21.4	0.097	35	101	38	2.7	2.9	97	1.83	—	15.9	—	6.3
		5.17	14.5	20.4	0.025	46	231	48	4.8	5.0	63	0.89	—	10.9	—	3.7	
		8.40	13.9	20.5	0.022	64	298	67	4.4	4.6	47	0.69	0.011	9.8	6.9	2.8	
X-2	(B)	4.65	6.30	4.6	17.0	0.032	27	122	38	3.2	4.6	38	0.57	0.010	10.1	5.1	2.0
		10.00	6.2	17.2	0.017	36	196	47	4.2	5.5	31	0.43	—	8.3	—	1.6	
	(A)	4.45	6.30	4.6	17.7	0.032	30	96	36	2.7	3.2	48	0.86	0.010	9.1	5.6	2.6
		10.00	6.2	17.5	0.017	38	146	42	3.5	3.8	42	0.69	—	7.6	—	2.2	



同表では、3実験とも流水断面積 A は堤外側の方が大きく、堤体決壊部の通過時に水流が加速されることを表している。この断面積間の差は、最大洗掘位置が堤内側にある Run Z-10 や Y-3 では時間的に減少するが、逆に堤外側に寄る Run X-2 では増加する傾向にあって、洗掘状況の相違が水量の変化にも現われている。

つぎに、Table 3 から V と U_{*w} の時間的変化を示せば Fig. 17 のようであって、いずれも時間的に減少している。このうち、流速の減少は、堤外側で小さく堤内側で大きい傾向にあって、Run Y-3 でそれが著しい。しかし、Run Y-3 の初期の堤内、外の高、低流速は、このときの J_E の負値を考えると、水位内挿の不備によってそれぞれ過大、過小評価されているとみなされ、このときの水面形が急変流の特徴を持った複雑なものであることを示唆している。一方、 U_{*w} の方はいずれも J_w の減少に対応して急減しており、実験終盤では流速係数 V/U_{*w} が増加して通常の開水路の流水抵抗値に近付いていくようである。しかし、 U_{*w} の値は対数則による U_{*v} の値とは大きく離れており、速度水頭を考慮してそれを補償しようとするれば、上述のように J_E が負とな

Fig. 17 Changes in mean flow velocities, V , and shear velocities calculated with water surface slope, U_{*w} , at two sections in breaches

って、流水抵抗の算定が不可能となる。このように、本実験の測定のみでは流水抵抗の正確な評価は困難である。しかし、その評価は次に述べる土砂移動と関連して拡大過程の解明に不可欠であるので、今後測定方法の工夫とともにエネルギー的な考察を加えて、抵抗特性を明らかにしてゆきたい。

(c) 拡大過程の土砂移動

Fig. 6 に示した Run Z-10 の横断形状の図からその時間的变化量 S 、及び S の堤外からの累加量を変化時間で除した断面通過流砂量 Q_B を示せば Fig. 18 のようである。断面変化量 S は堤体天端付近に明確な洗掘のピークを有し、 $T=0\sim 8'$ の正味の洗掘はこの部分で生じていることがわかる。すなわち、堤内では、洗掘部の先端が $X=3.8\text{ m}$ まで進んでいるが、それ以上の堆積が $T=0\sim 3'$ にあって、 $T=3\sim 8'$ では洗掘と堆積が釣合っており、 $T=8\sim 14'$ になって堤内でも洗掘傾向が顕著になっている。

一方、通過流砂量 Q_B は $T=8'$ まで堤敷部の通過時に急増するが、 $T=0\sim 3'$ では $X=4.0\sim 4.3\text{ m}$ で最大となった後減少していき、逆に $T=3\sim 8'$ では $X=4.4\text{ m}$ からの堤内側でも緩慢に増加している。これに対し、 $T=8\sim 14'$ では堤敷から堤内の全間で漸増している。堤内側のこのような Q_B の挙動は、主にリッジと洗掘穴の形状に対応しているようである。すなわち、Fig. 6 や Fig. 7 に示されているように、 $T=3'00''$ では発達したリッジが堤脚部からラッパ状に広がりながら $X=3.5\text{ m}$ に及んでいる。したがって、流入水の土砂流送能力はこの幅の比較的狭い $X=4.0\text{ m}$ まではそれほど低下せずピークを保ち、その後の水流の拡散に伴って徐々に低くなって土砂を堆積すると考えられる。これに対し、 $T=8'00''$ や $T=14'15''$ ではリッジが平行に近くなり、また通過流量の増加に伴って $X=2.05\text{ m}$ の砂止め堰による低下背水の影響も現われ、堤内全域の侵食が進むようである。

堤敷通過前後 ($X=4.35\text{ m}$ 付近) の Q_B は、 U_{*w} や V の時間的な減少に対応して、約 30、15 及び $5\text{ cm}^3/\text{sec}$ と急激に減少している。この値を Table 3 の Run Z-10、 $X=4.45\text{ m}$ の B_w で割って単位幅当たりの流砂量 q_B を求めると、それぞれ $q_B=1.07, 0.37$ 及び $0.11\text{ cm}^3/\text{sec}$ となり、さらに芦田・道上の流砂量式によってそれぞれの摩擦速度 U_{*B} を逆算すると $U_{*B}=5.5, 4.2$ 及び $3.2\text{ cm}/\text{sec}$ となる。これらの値は Table 3 の 3通りの摩擦速度の中間的な値を示し、流速係数 V/U_{*B} を算定するとそれぞれ $V/U_{*B}=11.3, 11.2$ 及び 13.1 であって、通常の開水路流れでみられるものに近い値となる。これより、 U_{*B} は堤敷通過前後の摩擦速度の推定値としてかなり妥当なものであると判断でき、またこの付近の流砂輸送が平衡に近い状態で行われていることもわかる。

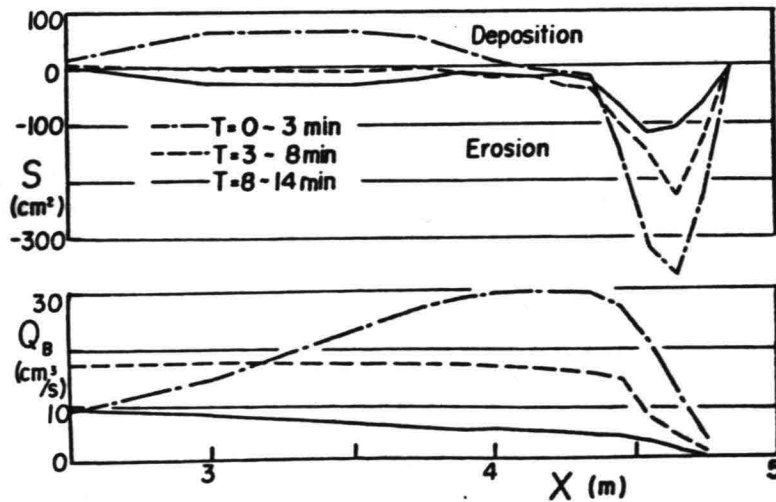


Fig. 18 A volumetric changes in a bank breach, S , and their transport rate by inflow, Q_B

しかしながら、この $X=4.45\text{ m}$ の断面よりも堤外側では、Fig. 17 から推察されるように、掃流力がむしろ大きくなると思われるにもかかわらず流砂量 Q_s は減少して、流砂の強い非平衡状態や、土砂輸送に関与しないエネルギー損失機構などが存在する可能性がある。前項でも述べたように、それらを明確にできるような実験的・理論的考察を進めていく必要がある。

(4) 相似模型としての考察

外水が決壊口から重力の作用で流入し、それに伴って変化することは自明であるので、実験を歪なしのフルード模型とみなして原型を想定する。長さの相似比 λ_L を実験条件の節で述べたように $\lambda_L=100$ とし、Run Z-10 の $T=3'00''$ 及び $T=14'00''$ の場合を対象とすれば、原型は高さ 10 m、天端幅 10 m、法勾配 2 割の堤体となり、決壊口形状は Table 3 の長さを 100 倍したものとなる。また、速度及び流量の縮尺 λ_V 及び λ_Q はそれぞれ $\lambda_V=10$ 及び $\lambda_Q=10^3$ であるので、決壊口の拡大に伴って流速は 6.3 m/sec から 4.2 m/sec に、流量は $630\text{ m}^3/\text{sec}$ から $1000\text{ m}^3/\text{sec}$ に変化することになる。縮尺や堤体形状の相似性は十分ではないが、1982年の小貝川の破堤口からの最大流入量は氾濫水の拡がりから約 $500\text{ m}^3/\text{sec}$ と見積られており、ここでの値とオーダーは一致する。

同様に、決壊口の摩擦速度 U_{*P} を前節の U_{*B} から求めれば流入の序盤で $U_{*P}=55\text{ cm/sec}$ 、終盤で $U_{*P}=32\text{ cm/sec}$ になる。この評価では、自動的に実験と原型とで同じ流速係数を採用したことになる。もし、決壊口の精切りを捨石等によって行おうとすると、この U_{*P} を限界摩擦速度とする粒径以上のものの使用が最低限の条件となる。岩垣の式によってそれらを求めれば、それぞれ粒径 $d=0.37\text{ m}$ 、重量約 70 kg、及び $d=0.13\text{ m}$ 、重量約 3 kg の丸石となって、それほど大きなものではない。しかし、この場合、限界掃流力の算定式は最初から水平路床に存在していた石礫を対象として導かれているということは重要である。たとえば捨石が投入されたときには、それらが路床まで沈降する間に底部付近と比較してかなり大きな抗力や揚力さらに乱れの影響を受け、浮流状態で長い距離流送されてしまうことが考えられる。したがって、このような結果を現実に適用するためには、やはり決壊口の通過水流の内部構造についても詳細な計測と検討を行っておくことが不可欠となる。

4.2 決壊口の通過流量に関する考察

決壊口から流入する流量の予測のための基礎として、3.4 で述べたその変化について外水位との関係を検討し、その水理特性について考察する。

Fig. 19 は、実験条件の差異が特徴的な 5 実験について、流入流量 Q と堤体から離れた位置における堤外地盤上の水深 h_U との関係を示したものであって、各曲線は実験の経過に伴う流量の増加と外水位の低下に対応して図の右下方から左上方に向って進む。堤外地盤高と供給流量が同一の Run Z-3, 5 及び 9 の 3 実験では、曲線がほとんど重なり、堤体形状による相違は、わずかに Run Z-3 に対して、 h_U の大きい段階で堤体の厚い Run Z-7 の Q が小さく、逆に h_U の小さいときに薄い Run Z-9 の Q がわずかに大きくなる程度である。これらの曲線を挟んで地盤高の低い Run Y-3 が右方に、供給流量の小さい Run Z-11 が左方に描かれ、最終時点の流量は h_U の値とともに大きくなっているが、Run Y-3 では供給流量 (15.7 l/sec) による頭打ちが認められる。

つぎに、堤体中心線上の水面幅 B_w で Q を除した単位幅当たりの流入流量 q について同様の検討を行えば Fig. 20 のようである。図中の q_{cr} は、堤外から決壊口へ向う流れの接近流速の速度水頭を無視したときの限界流の単位幅当たりの流量であって次式で表される。

$$q_{cr} = \left(\frac{2}{3}\right)^{\frac{1}{2}} g^{\frac{1}{2}} h_U^{\frac{3}{2}}$$

決壊口が長方形で、流入水が天端中心線の通過時に常流から射流に移移すれば、図中の直線 $q=q_{cr}$ の条件が満足される。各実験の曲線は、拡大過程の第 1 段階が現われた場合には q の大きな値からの急激な低下を伴うが、いずれも Fig. 19 に相似な左上がりの q の増加状態を示す。その後、ある段階で q がほぼ一定となり、 h_U のみ減少する段階が現われ、 $q=q_{cr}$ の直線に漸近している。ただし、Run Y-3 では、一度一

定になった q が先述の供給流量の不足のために h_U とともに、 $q=q_{cr}$ の直線に平行に減少している。堤体形状の相違による差は Run Z-7 のみ明確であって、Run Z-3 や Z-9 に比して q の一定値が大きくなっている。これは、拡幅速度が小さくて水面幅が比較的狭いために高い q の値が維持されたためである。

また、Fig. 19 及び Fig. 20 では、実験終盤を除いて地盤高や供給流量が異なった場合、同一の Q 及び q に対して h_U に大きな差が生じている。これは、初期設定の h_U で流れうる q_0 が実際に決壊口を拡大しながら流入する q を大きく上回るためである。すなわち、切欠き部の下刻は進むが拡幅量の多くない段階では、 h_U は維持されて q のみ増加する。しかし、この段階の実際の越流水深は h_U よりもかなり小さいと推定され、それを考慮すると各曲線は、決壊口形状の相違による差を残すだけの狭い範囲にまとまると思われる。この段階を過ぎると拡幅による Q の増加によって h_U が低下し始め、決壊口形状の変化も小さくなるので、 q を流しうだけの h_U の値、すなわち決壊口形状に応じた水位-流量関係に落ち着いていくと考えられる。

上述のように、決壊口の拡大過程における水位-流量関係を明らかにするためには、下刻と拡幅の速度を予測しなければならない。しかし、これまでの考察から、 Q の最大値 Q_{max} は実験の最終段階で、一方 q のもの q_{max} は決壊口の下刻がほぼ完了する段階で現われると推定される。Fig. 21 はその両時点における水位-流量関係を検討したものであって、a 図の h_{Umax} 及び q_{qmax} はそれぞれ最大流量出現時の h_U 及び q であり、b 図の h_{qmax} は q_{max} 出現時の h_U である。また、記号に付けた数字は実験番号を表している。両図とも実験値は $q=q_{cr}$ の関係の周辺に存在するが、a 図の方が良く対応していて、とくに、Zシリーズの実験はほぼ $q=q_{cr}$ の線上にある。したがって、これらの実験では最大流量時の決壊口形状が丁度堤防天端中心線上で限界水深を生じるようなものであった可能性がある。

しかし、これに対して、堤体材料の細かい X シリーズの実験値は上方に、一方堤体が高く堤敷の広い Y シリーズの実験値は下方に存在している。これは、前章で述べたように、形成される決壊口の形状はかなり異っているので、最大流量時に $q=q_{cr}$ で示されるような単純な限界条件がすべての場合に天端中心線上で満足されるものではないことを物語っている。実際、b 図では $q=q_{cr}$ の関係にある実験は一、二のみである。これより、この

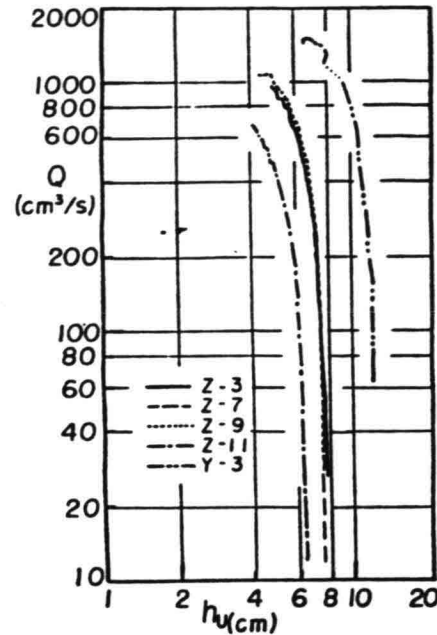


Fig. 19 Changes in the influx rates through the breaches, Q , on h_U - Q plane, where h_U is the outside water stage away from the bank

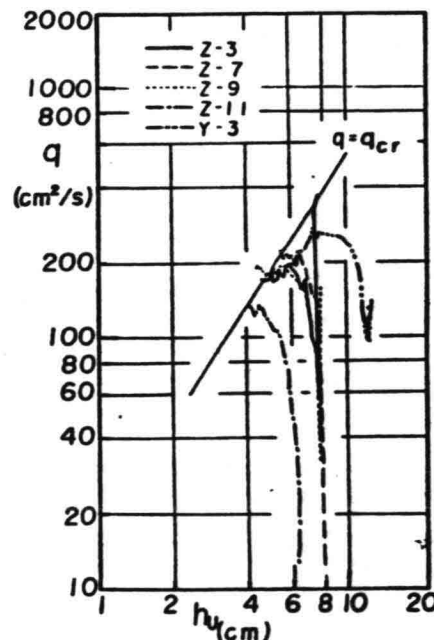


Fig. 20 Changes in the influx rates per unit width through the breaches, $q (=Q/B_w)$, on h_U - q plane

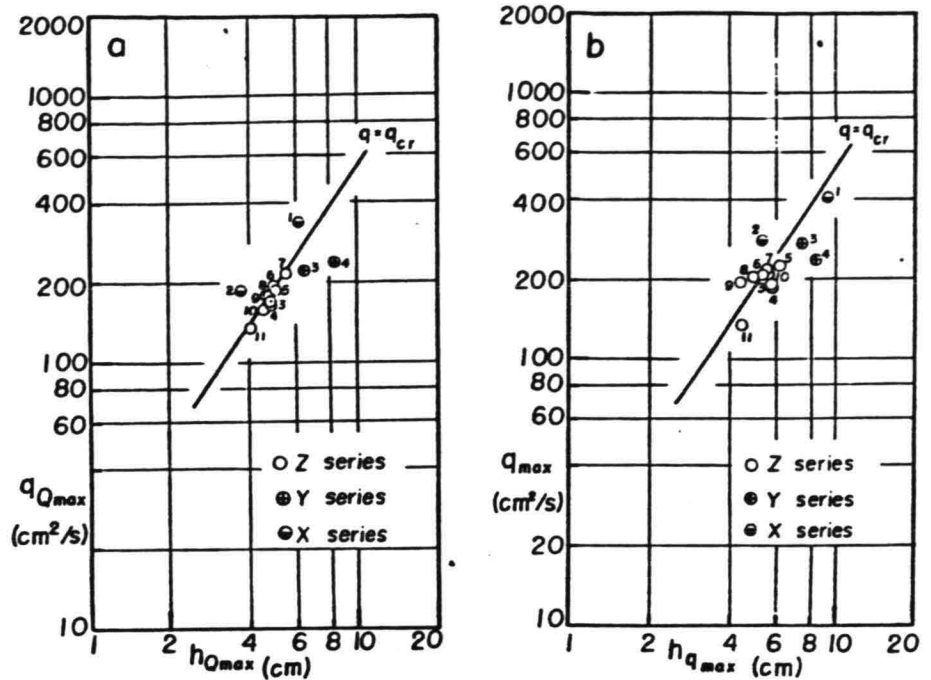


Fig. 21 Stage-discharge relationships between the outside stage away from the bank and the influx rate per unit width at the maximum total influx rate, $h_{Qmax}-q_{Qmax}$ (a), and at that per unit width, $h_{qmax}-q_{max}$ (b)

関係は流入流量の増加した時点について一応の目安を与えるものではあるが、その使用は慎重に行う必要があることがわかる。

5. 結 言

河川堤防に生じた決壊口の拡大過程について基礎的な実験を行い、その結果として、拡大過程の特徴、決壊口の形状特性とその時間的変化、流入流量と水位の時間的変化及び堤体の浸透状況を述べ、それらを詳細に検討した。その検討結果に基づいて、決壊口の流況特性から拡大過程の特徴を明確にするとともに、二、三の例について決壊口の平均水理量を試算し、拡大過程における土砂移動との関係及び流水抵抗特性の考察を行った。さらに、実験を相似模型の観点から検討し、最後に流入流量と外水位の関係について時間的変化と最大流入流量時の特性を考察した。これらの検討と考察によって明らかにされた主な点は以下のようなものである。

(1) 堤防決壊口の拡大過程は、開口幅及び通過流量の時間的変化から4つの段階に区分できる。その第1は初期の欠壊、本実験の場合は直角三角形の切欠き部、の拡大が表面に伝わるまでの間であって、欠壊口の拡大は主に下方に進み、流入流量は少い。第2は、勾配の急になった欠壊口に外水が急激に流れ込んで欠壊が全面決壊に移行した後の決壊口の下刻と拡幅が急激に進行する段階であって、流入流量は単位幅当たりで急増し、全流量は飛躍的に増大する。第3段階では、決壊口の下刻が終了して決壊口の拡大は速度の低下した拡幅のみになり、単位幅当たりの流入流量はほぼ一定になり、流入流量の増加は拡幅に対応したのみとなる。第4段階では、堤内外の水位差が減少し、拡幅もほとんど停止して決壊口形状も流入流量もほぼ一定になる。

(2) 決壊口の拡大過程の第2段階では、堤体を狭む内外水位の水面勾配を用いた単位幅当たりの stream

power が最大値となり、拡大の割合との対応が示された。しかしながら、堤体決壊部の水理条件の算定では決壊口通過時のエネルギー損失の評価が困難であって、堤体及び堤敷地盤の洗掘流送に關与する掃流力を見積ることは難しかった。そこで、堤体の侵食体積の変化から断面通過流砂量を求め、掃流力を逆算した。その結果は数値的に妥当とみなせた。しかし、フルードの相似則によって実験を実物大に拡張した結果では、流量のオーダーは一致するものであったが、捨石の条件は感覚的に過少のようであって、その適用性の問題点を指摘した。

(8) 決壊口の通過流量について外水位との水位-流量関係を検討した結果では、拡大過程の第2段階までは決壊口の正味の越流水深が不明のために水位-流量関係に一般性は認められなかった。しかし、最大流入流量時や単位幅当たりのそのとき、とくに前者については堤外地盤高や供給流量が一定の場合、それぞれ長方形断面の限界流条件に近いある一定の水位-流量関係を示すようであった。しかし、その適用にあたっては少くとも一次元のエネルギー的な解析を行う必要があろう。

以上、本研究では決壊口の拡大過程の水理特性について基礎実験に基いて詳細かつ綿密な検討と考察を加えた。実験規模、供給流量の不足、流水循環の不備、外水位及び河川流の設定機能の欠如などの実験装置上の種々の制約条件にもかかわらず、先述のような比較的一般的と思われる結論を得た。今後上に指摘した実験装置の制約条件を緩和し、より一般的な実験条件の設定を可能にして現象の理解を進めたい。既に、本実験で得られた現象面の知見や実験技術面の蓄積を生かした規模の大きい装置を作成しており、現在、両者の装置において実験の準備を行っている。それによって本文でも指摘したように、決壊口周辺の流況の詳細な測定を行って、とくに応急締切工法に有用な知見を見出ししていくつもりである。それには当然水流の数値解析も不可欠になると予想されるのでその面についても研究を進めて行きたい。

本研究は、文部省科学研究費補助金、自然災害特別研究(1)『洪水時における河川堤防の安全性と水防技術の評価に関する研究』(研究代表者：村本嘉雄)の一環として行われているものである。ここに記して関係各位に謝意を表します。また、実験の遂行に協力して頂いた本学大学院卒業生古川隆司君(現在 ㈱日本工営勤務)に感謝します。

参 考 文 献

- 1) 土木学会誌編集委員会：台風6号による石狩川の洪水，土木学会誌，Vol. 60, No. 10, 1975, pp. 88-90.
- 2) 村本嘉雄・道上正規・藤田裕一郎：長良川の洪水災害，第14回自然災害科学総合シンポジウム講演論文集，1977, pp. 41-44.
- 3) 木下武雄・岸井徳雄・富永雅樹・中根和郎：1981年8月24日台風15号による小貝川破堤調査報告，科学技術庁国立防災科学技術センター，主要災害調査，第20号，1983, 127 pp.
- 4) 荒木正夫：千曲川破堤，土木学会誌，Vol. 68, No. 11, 1983, pp. 95-96.
- 5) 石川忠晴：越水堤防調査，第36回建設省技術研究会報告，1983, pp. 802-809.
- 6) 竹内洋市・小野秀雄・大海寺勲：降雨による堤防崩壊について(中間報告)，第36回建設省技術研究会報告，1983, pp. 810-817.
- 7) 自然災害科学総合研究班：河川堤防護岸の破壊条件の研究，研究代表者赤井浩一，文部省科学研究費自然災害特別研究成果，No. A-51-1, 1977, 116 pp.
- 8) 吉野文雄・土屋昭彦・須賀堯三：越流水による堤防法面の破壊特性，第24回水理講演会論文集，土木学会水理委員会，1980, pp. 351-356.
- 9) 須賀堯三・石川忠晴・萬西敏彦：越流水による堤防の破壊特性 その3，第25回水理講演会論文集，土木学会水理委員会，1981, pp. 355-360.
- 10) 赤井浩一・宇野尚雄：河川堤防の浸透破壊と浸透解析，自然災害科学，Vol. 1, No. 1, 1982, pp. 7-19.
- 11) 有賀世治：有堤河川の破堤による氾濫区域の推定に関する実証的研究(第1報)，及び(第2報)(氾濫モデルの提案)，東海大学紀要，No. 8, 及び No. 9, 1977, pp. 133-178, 及び pp. 143-157.

- 12) 岩佐義朗・井上和也・水鳥雅文：氾濫水の水利の数値解析法，京大防災研年報，第23号 B-2，1980，pp. 305-317.
- 13) 西原 巧：氾濫解析とその現地流域への適用(Ⅰ)～(Ⅲ)，水利科学，No. 142-144，(Vol. 25，No. 5-Vol. 26，No. 1)，1981-1982，それぞれ pp. 1-17，pp. 24-70 及び pp. 76-94.
- 14) 高橋 保・大久保賢治・中川 一：昭和57年長崎豪雨における中島川の洪水氾濫解析，京大防災研年報，第26号 B-2，1983，pp. 109-126.
- 15) 高橋 保・中川 一：市街地における洪水氾濫水の挙動に関する研究，京大防災研年報，第26号 B-2，1983，pp. 245-259.
- 16) John, F. A. and P. Illes: A Classification of Dam Failure, Water Power and Dam Construction, Dec., 1976, pp. 43-45.
- 17) Grzywiński, A.: Failure of Conventional Dams by Overtopping, Proc., Institute of Civil Engineering, Vol. 48, 1971, pp. 35-50.
- 18) 村本嘉雄・河田恵昭：溜池の決壊について，昭和51年9月台風17号による災害の調査研究報告書，自然災害科学総合研究班，1977，pp. 35-39.
- 19) Katopodes, N. and T. Strelkoff: Computing Two-Dimensional Dam-Break Flood Waves, Proc., ASCE, Vol. 104, No. HY9, 1978, pp. 1269-1288.
- 20) 村本嘉雄・佐溝時彦：貯水池決壊時の流出特性，土木学会第33回年次学術講演会講演概要集，II-347，1978，pp. 670-671.
- 21) 石原安雄・小葉竹重機：河川堤防破堤時の水流に関する実験的研究，京大防災研年報，第23号 B-2，1980，pp. 293-303.
- 22) 村本嘉雄・藤田裕一郎・田村多佳志：河川堤防決壊口の拡大過程，及び同(第2報)，昭和58及び59年度土木学会関西支部年次学術講演会講演概要，II-50 及び II-23，1983 及び 1984.
- 23) 藤田裕一郎・村本嘉雄：河川堤防決壊口の拡大過程に関する実験，土木学会第36回年次学術講演会講演概要集，II-280，1983，pp. 559-560.
- 24) 建設省遠賀川工事事務所：遠賀川筋植木堤防破堤の原因とその復旧工事用土について，第8回建設省直轄工事技術研究会報告，1958，pp. 307-315.
- 25) 締切工法研究会：応急仮締切工事，全国防災協会，1963，188 pp.
- 26) 伊勢屋ふじこ・池田 宏・三上靖彦：1981年8月小貝川破堤地点における地形変化，筑波大学水理実験センター報告，第6号，1982，p. 117.
- 27) 建設省木曾川上流工事事務所：木曾三川治水史を語る，1969，pp. 182-237.
- 28) 建設省土木研究所・中部地方建設局：長良川破堤に関する検討報告書，1980，p. 69.
- 29) 池田 宏・伊勢屋ふじこ・三上靖彦：おっ堀の形状に関する模型実験，筑波大学水理実験センター報告，第6号，1982，p. 118.

