

RĪGAS TEHNISKĀ UNIVERSITĀTE
Būvniecības fakultāte
Siltuma, gāzes un ūdens tehnoloģijas institūts

Roberts NEILANDS
Doktora studiju programmas “Siltuma, gāzes un ūdens
inženiersistēmas” doktorants

**MAKSIMĀLAIS IZSKALOJUMA DZIĻUMS PIE ŪDENS
ŅEMŠANAS BŪVĒM**

Promocijas darba kopsavilkums

EQUILIBRIUM SCOUR DEPTH AT WATER INTAKES

Summary of Ph.D. thesis

Zinātniskais vadītājs / Supervisor
Dr. sc. ing., profesors
B.GJUNSBURGS

Rīga 2008

UDK 628 (043)
Ne 231 m

Neilands R. Maksimālais izskalojuma
dziļums pie ūdens ņemšanas būvēm /
Equilibrium scour depth at water intakes.
Promocijas darba kopsavilkums. – R.: RTU,
2008. – 45 lpp.

Iespiests saskaņā ar SGŪT institūta 2008.
gada 2. jūlija lēmumu, protokols nr.4.



Šis darbs ir izstrādāts ar Eiropas Sociālā Fonda atbalstu nacionālās programmas “Atbalsts doktorantūras programmu īstenošanai un pēcdoktorantūras pētījumiem” projekta “Atbalsts RTU doktorantūras attīstībai” ietvaros.

This study was partly financially supported by the European Social Fund within the National Programme “Support for the carrying out doctoral study programme’s and post-doctoral researches”, project “Support for the development of doctoral studies at Riga Technical University”.

ISBN 978-9974-32-579-8

**PROMOCIJAS DARBS
IZVIRZĪTS INŽENIERZINĀTŅU DOKTORA GRĀDA
IEGŪŠANAI RĪGAS TEHNISKAJĀ UNIVERSITĀTĒ**

Promocijas darbs inženierzinātņu doktora grāda iegūšanai tiek publiski aizstāvēts 2008.g. 13. oktobrī Rīgas Tehniskās universitātes Būvniecības fakultātē, Āzenes ielā 16, sēžu zālē.

OFICIĀLIE RECENZENTI

Prof., Dr.habil.sc.ing. Saulius Vaikasas
Vilnius Gediminas Technical University

Prof., Dr.habil.sc.ing. Voldemārs Barkāns
Latvijas Jūras akadēmija

Prof., Dr.mat. Andrejs Koliškins
Rīgas Tehniskā universitāte

APSTIPRINĀJUMS

Apstiprinu, ka esmu izstrādājis doto promocijas darbu, kas iesniegts izskatīšanai Rīgas Tehniskajā universitātē inženierzinātņu doktora grāda iegūšanai. Promocijas darbs nav iesniegts nevienā citā universitātē zinātniskā grāda iegūšanai.

Roberts Neilands (paraksts)

Datums:

Promocijas darbs ir uzrakstīts angļu valodā, satur ievadu, 5 nodaļas, secinājumus, literatūras sarakstu, 2 pielikumus, 26 zīmējumus un ilustrācijas, 9 tabulas, kopā 80 lappuses. Literatūras sarakstā ir 82 nosaukumi.

SATURA RĀDĪTĀJS / TABLE OF CONTENT

1	DARBA VISPĀRĒJS RAKSTUROJUMS	6
1.1	Tēmas aktualitāte.....	6
1.2	Darba mērķis un uzdevumi.....	6
1.3	Darba zinātniskā novitāte un praktiskais pielietojums	7
1.4	Darba struktūra un apjoms	8
2	LITERATŪRAS IZPĒTE.....	8
3	EKSPERIMENTĀLIE DATI UN PIELIETOTĀS METODES	11
3.1	Izskalojuma dziļuma datora modelēšana.....	13
4	METODE MAKSIMĀLĀ IZSKALOJUMA DZIĻUMA APRĒĶINĀŠANAI	14
4.1	Vietējā plūsmas ātruma aprēķins un plūsmas saspiešanas pakāpes ietekme	14
4.2	Plūsmas ātruma pie kura sākas sanešu kustība aprēķins	16
4.3	Maksimālā izskalojuma dziļuma aprēķins.....	16
4.4	Maksimālā izskalojuma dziļuma aprēķins noslāņotā gruntī.....	17
5	REZULTĀTI	18
5.1	Aprēķināto un eksperimentālo maksimālā izskalojuma dziļuma vērtību salīdzinājums.....	18
5.2	Maksimālā izskalojuma dziļuma aprēķina metodes analīze	20
5.3	Maksimālā izskalojuma dziļuma atkarība no hidrauliskajiem un upes grunts parametriem	20
5.4	Dažādu izskalojuma dziļuma aprēķinu metožu rezultātu salīdzinājums.....	23
6	SECINĀJUMI	24
1	GENERAL DESCRIPTION.....	26
1.1	Actuality of research	26
1.2	The objective of research and tasks.....	26
1.3	Scientific novelty and application	27
1.4	Scope of work	28
2	BACKGROUND AND LITERATURE REVIEW.....	28
3	EXPERIMENTAL DATA AND APPLIED METHODS.....	31
3.1	Computer modelling of scour depth development	33
4	METHOD FOR EQUILIBRIUM SCOUR DEPTH ESTIMATION.....	34

4.1	Calculation of local flow velocity and effect of flow contraction rate	34
4.2	Calculation of velocity of the beginning of sediment movement	35
4.3	Calculation of equilibrium scour depth	36
4.4	Calculation of equilibrium scour depth in stratified bed conditions	37
5	RESULTS	38
5.1	Comparison of calculated and experimental equilibrium scour depth values	38
5.2	Analysis of the equilibrium scour depth calculation method ...	40
5.3	Equilibrium scour depth dependence from hydraulic and riverbed parameters	40
5.4	Comparison of results from different scour estimation methods	43
6	CONCLUSIONS	43
	Publikāciju saraksts / List of publications	45

1 DARBA VISPĀRĒJS RAKSTUROJUMS

1.1 Tēmas aktualitāte

Ūdens ņemšanas būves līdzīgi kā citas upju hidrotehniskās būves, piem., krasta balsti, gultnes balsti, plūsmas novirzošie dambji, krasta aizsardzības dambji, u.c., ir pakļautas plūsmas iedarbībai plūdu laikā, tādēļ vietējais izskalojums pie būvēm ir jāuzskata par vienu no svarīgākajiem iespējamo bojājumu cēloņiem. Ja ūdens ņemšanas būve aizšķērso plūsmu, tad plūsma tiek saspiesta, pieaug vietējais plūsmas ātrums, rodas virpuļu struktūra, kā rezultātā veidojas vietējais izskalojums. Vietējais izskalojums var atsegt ūdens ņemšanas būvju pamatus, kas var novest pie būtiskām ekonomiskām un nelabvēlīgām apkārtējās vides sekām, tai skaitā – ūdensapgādes traucējumi un ievērojami konstrukcijas remontēšanas izdevumi.

Vietējais izskalojums pie ūdens ņemšanas būvēm upēs līdz šim brīdim nav vēl pētīts.

Vietējā izskalojuma bedres izmēru prognozēšana ir ļoti svarīga pie hidrotehnisko būvju pamatu projektēšanas. Pārāk liela izskalojuma dziļuma aprēķina rezultātā ir jāizbūvē pārmērīgi dziļi būves pamati, kas ir dārgi un pārāk piesardzīgi. Savukārt nepietiekama izskalojuma dziļuma aprēķina rezultātā var tikt izbūvēti nepietiekami dziļi pamati, kā rezultātā tie var tikt izskaloti, samazinot būves drošību.

Maksimālā izskalojuma bedres dziļums pie hidrotehniskām būvēm var tikt sasniegts pie noteiktas plūdu varbūtības. Maksimālo izskalojuma dziļumu būtu jāaprēķina ūdens ņemšanas būvēm pie projektētās plūdu varbūtības un ekstremālo plūdu gadījumā, kā tas ir citām hidrotehniskām būvēm. Tādejādi tiktu nodrošināta ūdens ņemšanas būves drošība ekspluatācijas periodā.

1.2 Darba mērķis un uzdevumi

Darba mērķis ir izstrādāt jaunu maksimālā izskalojuma dziļuma aprēķina metodi ūdens ņemšanas būvēm upēs, apstākļos, kad nenotiek sanešu kustība. Izstrādātā metode ņems vērā sekojošus izskalojumu ietekmējošus parametrus: plūsmas saspiešanas pakāpi, vietējo plūsmas ātrumu, noslāņotas grunts ietekmi, kā arī citus jau izpētītus hidrauliskos un upes grunts parametrus.

Ir pieņemts, ka tās izskalojuma aprēķina metodes, kuras paredzētas maksimālā izskalojuma dziļuma aprēķinam pie upju hidrotehniskām būvēm ar vertikālām sienām, piem., krasta bastiem, var tikt izmantotas maksimālā izskalojuma dziļuma aprēķināšanai pie ūdens ņemšanas būvēm upēs, jo to forma, novietojums un ietekme uz plūsmas apstākļiem ir līdzīga.

Lai sasniegtu darba mērķi ir izvirzīti sekojoši izpētes uzdevumi:

1. Izpētīt esošās krasta balstu maksimālā izskalojuma dziļuma aprēķina metodes, lai noskaidrotu kādi izskalojumu ietekmējošie parametri tiek izmantoti aprēķinos;
2. Izpētīt vietējā plūsmas ātruma ietekmi uz vietējo maksimālo izskalojuma dziļumu;
3. Izpētīt plūsmas saspiešanas ietekmi uz vietējo maksimālo izskalojuma dziļumu;
4. Izpētīt kā noslāņotas grunts apstākļi ietekmē maksimālā izskalojuma dziļuma aprēķinus;
5. Veikt datora modelēšanu, imitējot izskalojuma dziļuma veidošanos laikā, lai izpētītu eksperimentālā maksimālā izskalojuma dziļuma apstākļus. Datora modelēšanā tiks izmantoti dati no iepriekš veiktajiem laboratorijas eksperimentiem par izskalojumu pie krasta balstiem (Gjunsburgs un Neilands, 2001, 2004), aprēķina metode izskalojuma dziļuma noteikšanai laikā (Gjunsburgs u.c., 2004, 2005), un programma "RoBo" (Gjunsburgs u.c., 2006);
6. Salīdzināt eksperimentālās un aprēķinātās izskalojuma dziļuma vērtības, izmantojot eksperimentālos datus (Gjunsburgs un Neilands, 2004);
7. Veikt izstrādātās maksimālā izskalojuma dziļuma aprēķina metodes teorētisko analīzi.

1.3 Darba zinātniskā novitāte un praktiskais pielietojums

Vietējais izskalojuma dziļums pie ūdens ņemšanas būvēm nav vēl pētīts.

Tika izstrādāta jauna maksimālā izskalojuma dziļuma aprēķina metode ūdens ņemšanas būvēm upēs, apstākļos, kad nenotiek grunts kustība, kura ņem vērā sekojošus izskalojumu ietekmējošus parametrus: plūsmas saspiešanas pakāpi, vietējo plūsmas ātrumu, noslāņotas grunts ietekmi, kā arī citus jau izpētītus hidrauliskos un upes grunts parametrus.

Balstoties uz eksperimentālajiem datiem tika pierādīts, ka plūsmas saspiešanas pakāpe, vietējais plūsmas ātrums un grunts daļiņu izmēru izmaiņa noslāņotas grunts apstākļos, ir svarīgi maksimālo izskalojuma dziļumu ietekmējoši parametri.

Literatūrā nav pieejamas tādas maksimālā izskalojuma dziļuma aprēķina metodes krasta balstiem, kuras ņemtu vērā abus izskalojumu ietekmējošos parametrus – plūsmas saspiešanas pakāpi un vietējo plūsmas ātrumu, kā arī nevar aprēķināt maksimālo izskalojuma dziļumu noslāņotas grunts apstākļos.

Piedāvātā metode var tikt izmantota kā pie ūdens ņemšanas būvēm upēs, tā arī pie līdzīgām hidrotehniskām būvēm, piem., krasta balstiem, lai nodrošinātu būves drošību pret vietējā izskalojuma veidošanos pie pamatiem ekspluatācijas periodā.

1.4 Darba struktūra un apjoms

Darbs satur ievadu, 5 nodaļas un secinājumus, tai skaitā 26 attēli, 9 tabulas, 2 pielikumi, 82 literatūras atsauces, un kopā 80 lappuses.

Pirmā nodaļa definē izpētes mērķi un uzdevumus. Otrā nodaļa apskata literatūrā pieejamās izpētes par izskalojumu pie ūdens ņemšanas būvēm un pēc izskalojumu ietekmējošiem parametriem analizē esošās krasta balstu maksimālā izskalojuma dziļuma aprēķina metodes. Trešā nodaļa skaidro izskalojuma dziļuma datora modelēšanu, tai skaitā tiek parādīti eksperimentālie dati, izmantotā metode izskalojuma dziļuma noteikšanai laikā, un metode maksimālā izskalojuma dziļuma apstākļu noteikšanai. Ceturtajā nodaļā tiek piedāvāta metode maksimālā izskalojuma dziļuma aprēķināšanai, turpat ir parādīti izpētes rezultāti par vietējā plūsmas ātruma, plūsmas saspiešanas pakāpes, un noslāņotas grunts apstākļu ietekmi uz maksimālo izskalojuma dziļumu. Piektā nodaļa satur rezultātus par piedāvātās metodes verifikāciju, teorētisko analīzi, grafikus par hidraulisko un upes grunts parametru ietekmi uz relatīvo maksimālo izskalojuma dziļumu, un tiek salīdzinātas maksimālā izskalojuma dziļuma vērtības, kas aprēķinātas pēc dažādām literatūrā pieejamām metodēm.

2 LITERATŪRAS IZPĒTE

Vietējais izskalojuma dziļums pie ūdens ņemšanas būvēm upēs vēl nav pētīts, kamēr citas tēmas tika pētītas: Wang u.c. (1996),

Nakato un Ogden (1998), Michell u.c. (2006), un citi pētīja sanešu kontroli pie ūdens ņemšanas būvēm; Mefford (2005), Vasquez (2005), Pirestani u.c. (2006), Dehghani u.c. (2006), un citi pētīja vietējo izskalojumu un plūsmas ātrumu pie sānu kanāla tipa ūdens ņemšanas liektos kanālos; U.S. Army Corps of Engineers (2002), Richard un Morse (2008), un citi pētīja ledus aizsprostojumus pie ūdens ņemšanas būvēm upēs; kā arī citas izpētes tika veiktas par ūdens ņemšanu spēkstacijām, kuru konstrukcijas ievērojami atšķiras no izpētē apskatāmā tipa.

Praksē lielākoties tiek pielietotas taisnstūra ūdens ņemšanas būves ar vertikālām sienām, kuras izvietotas krasta nogāzē vai upes palienā. Var uzskatīt, ka ūdens ņemšanas būves, kas aizšķērso plūsmu plūdu laikā, izraisa tādu pašu plūsmas apstākļu maiņu kā līdzīgas upes hidrotehniskās būves – tuvojoties plūsmas sašaurinājumam, pludlīnijas tiek ieliektas un tālāk tās virzās paralēli būvei, pie būves augšpus straumes esošā stūra ievērojami palielinās plūsmas ātrums un veidojas virpuļu struktūra. Tāpēc tiek pieņemts, ka tās izskalojuma aprēķina metodes, kuras paredzētas maksimālā izskalojuma dziļuma aprēķinam pie upju hidrotehniskām būvēm ar vertikālām sienām, piem., krasta bastiem, var tikt izmantotas maksimālā izskalojuma dziļuma aprēķināšanai pie ūdens ņemšanas būvēm upēs, jo to forma, novietojums un ietekme uz plūsmas apstākļiem ir līdzīga.

Tika pētītas esošās maksimālā izskalojuma dziļuma aprēķina metodes krasta balstiem, apstākļos, kad notiek sanešu kustība.

Sākotnējos pētījumus par vispārējo izskalojumu un maksimālo izskalojumu pie dažādām upju hidrotehniskām būvēm veica: Lacey (1930), Ahmad (1953), Laursen un Toch (1953, 1956), Yaroslavcev (1956), Garde u.c. (1961), Liu u.c. (1961), Laursen (1960, 1963), Studenitnikov (1964), Levi (1968), Gill (1972), Tey (1984), Froehlich (1989), un citi. Pēdējās desmitgadēs tika izstrādātas vairākas jaunas pieejas. Vietējo izskalojumu pie tiltu gultnes un krasta balstiem, gan apstākļos, kad notiek sanešu kustība, gan apstākļos, kad sanešu kustība nenotiek, pētīja: Richardson u.c. (1990), Melville (1992, 1995, 1997), Sturm un Janjua (1993, 1994), Lim (1997), Lim un Cheng (1998), Young u.c. (1998), Chang un Davis (1999), Richardson un Davis (1995, 2001), Cardoso un Bettess (1999), Gjunsburgs un Neilands (2001, 2004), Kothyari un Ranga Raju (2001), Radice u.c. (2002, 2006), Coleman u.c. (2003), Rahman

un Haque (2003), Sturm (2004), Gjunsburgs u.c. (2004, 2005, 2006), Benedict u.c. (2006), kā arī citi.

Augšminētās metodes tika analizētas pēc galvenajiem parametriem, kuri tika izmantoti aprēķinos: plūsmas saspiešanas parametra; ģeometriskās saspiešanas parametra; krasta balsta garuma; ūdens dziļuma; vietējā plūsmas ātruma; plūsmas ātruma šķērsriezumiem, ko aizšķērso būve; vidējā plūsmas ātruma; kritiskā ātruma pie kura sākas sanešu kustība; Frūda skaitli; grunts daļiņu izmēra; būves formas, būves sānu sienu slīpuma; plūsmas šķērsošanas leņķa; un citiem.

Analizējot metodes, var secināt, ka nav vienotas pieejas kurš plūsmas ātrums veido izskalojuma bedri – aprēķinos tiek izmantots gan tuvojošais vidējais plūsmas ātrums, gan plūsmas ātrums šķērsriezumiem, ko aizšķērso būve, gan vietējais plūsmas ātrums. Lai gan, Latishenkov (1960) laboratorijā konstatēja vietējo plūsmas ātrumu pie krasta balstiem; Young u.c. (1998) formulēja, ka vietējais plūsmas ātrums veidojas dēļ plūsmas saspiešanas, un ir atkarīgs no vidējā plūsmas ātruma un ģeometriskās saspiešanas parametra; Ahmed un Rajaratnam (2000) pētīja pieaugošās plūsmas ātrumu pie krasta balsta; Sturm (2004) definēja saistību starp tuvojošo vidējo plūsmas ātrumu un vietējo plūsmas ātrumu, bet nerekomendēja to lietot izskalojuma aprēķinos; bez tam Gjunsburgs un Neilands (2004) secināja, ka vietējais plūsmas ātrums veido vietējo izskalojumu pie krasta balstiem, un tas ir atkarīgs no plūsmas parametriem, maksimālā ūdens līmeņa uzstādīšanas, plūsmas saspiešanas pakāpes un izskalojuma dziļuma.

Vairums augšminēto metožu tika iegūtas no eksperimentiem taisnstūra silēs, kur kā galveno izskalojumu ietekmējošo parametru uzskatīja balsta garumu vai ģeometrisko saspiešanas pakāpi, bet apstākļos dabā palienu upēs notiek plūsmas mijiedarbība starp kanālu un palienu, kas arī ir jāņem vērā. Sturm (2004) uzsvēra, ka balsta garums ir nozīmīgs parametrs, tomēr pie viena balsta garuma izskalojuma dziļums var būt dažāds, un tas ir atkarīgs no tuvojošās plūsmas sadalījuma starp palienu un kanālu, un sekojošu plūsmas sadalījumu tilta pārejas atvērumā. Sturm un Janjua (1994), un Sturm (2004) piedāvāja izskalojuma aprēķinos izmantot plūsmas (caurplūduma) saspiešanas pakāpi; Chang un Davis (1999) izmantoja attiecību starp caurplūdumu pa visu kanāla platumu un caurplūdumu pa saspiesto platumu, lai definētu plūsmas ātruma koriģējošo

parametru; kamēr Gjunsburgs un Neilands (2004), Gjunsburgs u.c. (2004, 2005, 2006) izmantoja plūsmas saspiešanas pakāpi, lai aprēķinātu vietējo plūsmas ātrumu un izskalojuma dziļuma veidošanos pie krasta balstiem plūdu laikā.

Rezultāti parādīja, ka neviena no augstāk pieminētajām maksimālā izskalojuma dziļuma aprēķina metodēm krasta balstiem neņem vērā abus izskalojumu ietekmējošos parametrus – plūsmas saspiešanas pakāpi un vietējo plūsmas ātrumu, kā arī nepiedāvā aprēķināt maksimālo izskalojuma dziļumu noslāņotas grunts apstākļos.

Var secināt, ka šajā darbā izstrādājamā metode maksimālā izskalojuma dziļuma aprēķināšanai pie ūdens ņemšanās būvēm var tikt balstīta uz krasta balstu izskalojuma aprēķina metodi, pie tam, aprēķinos ir jāņem vērā: plūsmas saspiešanas pakāpes ietekme, vietējais plūsmas ātrums, noslāņotas grunts apstākļu ietekme, kā arī, citi jau izpētītie hidrauliskie un upes grunts parametri.

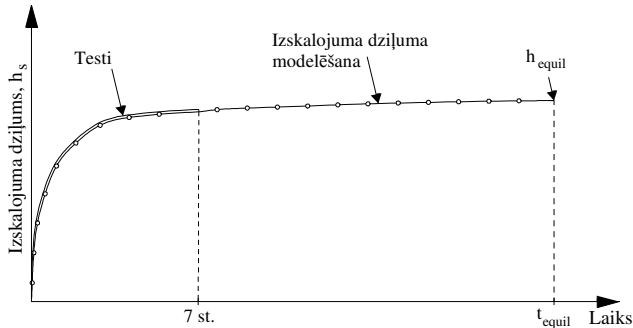
3 EKSPERIMENTĀLIE DATI UN PIELIETOTĀS METODES

Šajā darbā tika izmantoti dati no iepriekš veiktajiem vietējā krasta balstu izskalojumu laboratorijas testiem (Gjunsburgs un Neilands, 2001, 2004), aprēķina metode izskalojuma dziļuma noteikšanai laikā (Gjunsburgs u.c., 2004, 2005), kā arī programma “RoBo” (Gjunsburgs u.c., 2006), lai veiktu izskalojuma dziļuma datora modelēšanu un izpētītu eksperimentālā maksimālā izskalojuma dziļuma apstākļus.

Testi tika veikti Krievijas Transporta izpētes institūtā 3,5 m platā un 21 m garā silē. Testi tika veikti vaļējas gultnes apstākļos, lai pētītu plūsmas sadalījumu starp kanālu un palieņu. Testos tika izmantotas kā smilts, tā arī ciets pamats. Testi ar cieta pamatu tika veikti pie dažādas plūsmas saspiešanas pakāpes, lai pētītu plūsmas ātruma un ūdens līmeņa izmaiņas pie dambja, gar to, un pie krasta balsta modeļa. Mērķis testiem ar smilts dibenu bija izpētīt vietējā izskalojuma procesu, plūsmas ātruma izmaiņas laikā, hidraulisko parametru, grunts daļiņu izmēra un plūsmas saspiešanas pakāpes ietekmi, un izskalojuma veidošanos laikā.

Aprēķina metode izskalojuma dziļuma noteikšanai laikā tika pierādīta ar eksperimentālajiem datiem (Gjunsburgs un Neilands, 2004) pie laboratorijas testu ilguma 7 stundas. Izmantojot datora modelēšanu, laborijas SL testu ilgums tika pagarināts līdz

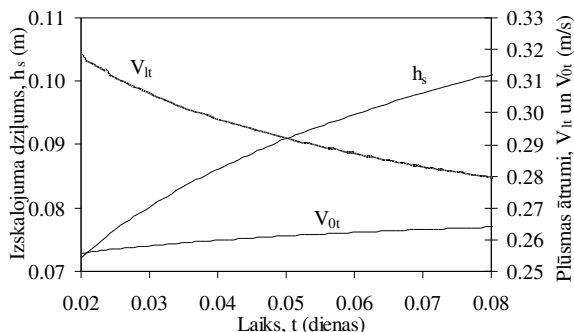
izskalojuma dziļums sasniedza maksimālā izskalojuma dziļuma apstākļus (1. attēls).



1. attēls. Izskalojuma dziļuma modelēšanas princips

Saskaņā ar metodi (Gjunsburgs u.c., 2004), katra nemainīgas plūsmas testa ilgums tika iedalīts 1 minūtes laika intervālos. Katra intervāla beigās notiek izmaiņas vietējā plūsmas ātrumā un plūsmas ātrumā, pie kura sākas sanešu kustība, ko izraisa izskalojuma bedres izmēru izmaiņa iepriekšējā laika intervālā. Tas nozīmē, ka katra intervāla beigās palielinās izskalojuma dziļums un palielinās esošais šķērsriezums, kā rezultātā samazinās vietējais plūsmas ātrums V_{lr} . Savukārt, plūsmas ātrums, pie kura sākas sanešu kustība, V_{0r} , palielinās dēļ kopējā ūdens dziļuma pieauguma (sākotnējā ūdens dziļuma un izskalojuma dziļuma summa), kā tas ir parādīts 2. attēlā pēc SL1 testa datora modelēšanas rezultātiem.

Tā kā izskalojuma dziļumu ir nepieciešams rēķināt katru minūti, pie tam, laiks, kas nepieciešams, lai sasniegtu maksimālo izskalojuma dziļumu, var sasniegt pat dažas dienas, aprēķina metodes izskalojuma dziļuma noteikšanai laikā (Gjunsburgs u.c., 2004) izmantošana ir matemātiski sarežģīta un laikietilpīga. Tāpēc tika izmantota programma “RoBo” (Gjunsburgs u.c., 2006), kas ir vienkāršs, bet efektīvs instruments ar matemātisko algoritmu uzrakstītu Microsoft® Excel® vidē. Sekojoši parametri ir jāievada programmā: ūdens dziļums palienā, plūsmas saspiešanas pakāpe, maksimālais ūdens uzstādinājums, grunts daļiņu izmērs un īpatnējais svars, kā arī grunts slāņu augstums. Aprēķinu rezultātā mēs iegūstam



2. attēls. Plūsmas ātrumu izmaiņa izskalojuma procesā

vietējo plūsmas ātrumu, plūsmas ātrumu, pie kura sākas sanešu kustība, un izskalojuma dziļumu katra laika intervāla beigās.

3.1 Izskalojuma dziļuma datora modelēšana

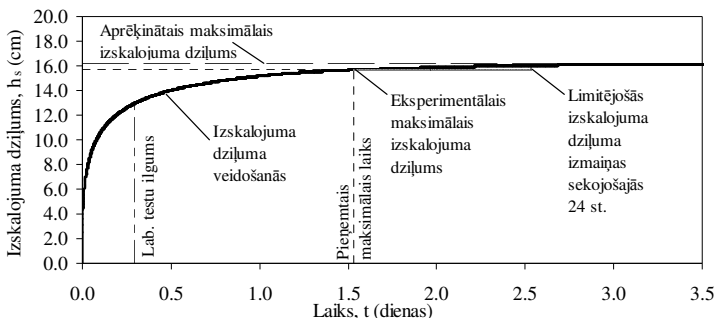
Tā kā tiek izmantota datora modelēšana, laika intervālu skaits un testu ilgums nav ierobežots. Tāpēc pamatproblēma ir noteikt piemērotu kritēriju, kas limitē izskalojuma dziļuma veidošanos laikā, maksimālo laiku, kā rezultātā tiktu sasniegti maksimālā izskalojuma dziļuma apstākļi katram testam.

Pēdējā desmitgadē īslaicīgo un maksimālo izskalojuma dziļumu pie balstiem ir pētījuši Cardoso un Bettess (1999), Ballio un Orsi (2000), Melville un Coleman (2000), Lauchlan u.c. (2001), Coleman u.c. (2003), Grimaldi u.c. (2006), kā arī citi. Izskatot augšminētās metodes, var secināt, ka šajā gadījumā šīs formulas nevar tikt izmantotas, lai noteiktu maksimālā izskalojuma dziļuma apstākļus, jo nav ņemti vērā tādi nozīmīgi parametri kā plūsmas saspiešanas pakāpe un vietējais plūsmas ātrums, kuri savukārt tika izmantoti pielietotajā metodoloģijā. Piemēram, pēc aprēķinu rezultātiem pēc Lauchlan u.c. (2001) formulas ieguvu nepietiekamu maksimālo laiku, t_{equil} , visiem SL testiem; izskalojuma dziļuma veidošanās laikā vēl turpinājās. Tāpēc tika meklētas citas piemērotākas pieejas.

Coleman u.c. (2003) formulēja, ka laiks, kas nepieciešams, lai sasniegtu maksimālā izskalojuma apstākļus, t_{equil} , izskalojumam sākoties no līdzenas grunts, ir laiks, kurā izskalojuma dziļums

sekojošās 24 stundās samazinās līdz 5% no balsta garuma vai ūdens dziļuma.

Izmantojot šādu pieeju, tika pieņemts, ka maksimālais izskalojuma dziļums ir sasniegts, kad izskalojuma dziļuma izmaiņas sekojošās 24 stundās ir mazākas par 0,0035 m (5% no ūdens dziļuma). Izmantojot šo pieeju un izskalojuma dziļuma datora modelēšanu (3. attēls), tika iegūtas eksperimentālās maksimālā izskalojuma dziļuma vērtības 12 SL testiem ar vidējo grunts daļiņu izmēru $d_i = 0,24$ mm un 3 SL testiem ar $d_i = 0.67$ mm. Papildus, datora modelēšana tika veikta vēl 33 d_x SL testiem ar izmainītu grunts daļiņu izmēru $x = 0,5; 0,67; 1,0$ mm, lai pēfītu grunts daļiņu izmēra ietekmi uz maksimālo izskalojuma dziļumu.



3. attēls. Datora modelēšana SL1 testam

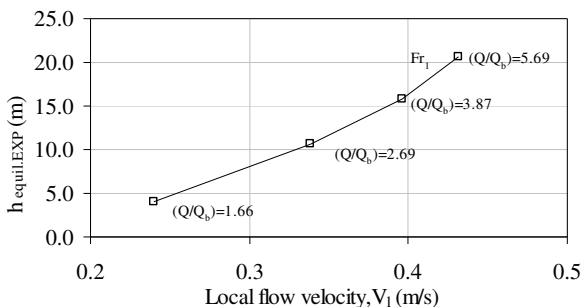
4 METODE MAKSIMĀLĀ IZSKALOJUMA DZIĻUMA APRĒĶINĀŠANAI

4.1 Vietējā plūsmas ātruma aprēķins un plūsmas saspiešanas pakāpes ietekme

Plūdlīniju koncentrācija, straujš ūdens līmeņa kritums un krass plūsmas ātruma pieaugums tika konstatēts pie augšpus straumes esošā krasta balsta stūra pie tilta pārejas palienas upē, kā arī testos tika pierādīts, ka vietējais plūsmas ātrums kopā ar virpuļu struktūru veido izskalojuma bedri (Gjunsburgs un Neilands, 2004).

Veidojoties izskalojumam, vietējais plūsmas ātrums pie balsta stūra mainās. Attīstoties izskalojuma bedrei, kopējais šķērsriezuma laukums pieaug, jo pieaug izskalojuma bedres šķērsriezums, kā

rezultātā vietējais plūsmas ātrums samazinās (2. att.). Izmantojot eksperimentālos datus tika konstatēts, ka palielinoties plūsmas saspišanas pakāpei, vietējais plūsmas ātrums un maksimālais izskalojuma dziļums pieaug. Tas ir parādīts 4. attēlā, kur tika izmantoti eksperimentālie dati no SL2, SL5, SL8 un SL11 testiem, kuri sagrupēti ar vienādu caurplūdumu un Frūda skaitli. Plūsmas saspišanas pakāpe pieaug no 1,66 līdz 5,69, jo palielinās balsta garums.



4. attēls. Vietējā plūsmas ātruma ietekme uz h_{equil}

Tika izmantots Bernulli vienādojums plūsmas diviem šķērsriezumiem, lai izteiktu vietējo plūsmas ātrumu V_1 pie krasta balsta (Gjunsburgs un Neilands, 2004):

$$V_1 = \varphi \sqrt{2g\Delta h} \quad (1)$$

kur φ = plūsmas ātruma koeficients, kurš atkarīgs no plūsmas saspišanas pakāpes; g = gravitācijas paātrinājums (m/s^2); Δh = maksimālais ūdens uzstādīnājums (m), ko var aprēķināt pēc Rotenburg un Volnov (1969) formulas.

Balstoties uz plūsmas nezūdamības sakarību, caurplūdumu pa izskalojuma bedres platumu pirms un pēc izskalojuma var definēt sekojoši (Gjunsburgs un Neilands, 2004):

$$Q_f = k \cdot Q_{sc} \quad (2)$$

kur Q_f = caurplūdums pa izskalojuma bedres platumu cieta pamata gadījumā (m^3/s); Q_{sc} = caurplūdums pa izskalojuma bedres platumu pie izskalojuma dziļuma h_s (m^3/s); k = koeficients, kurš atkarīgs no plūsmas saspišanas pakāpes.

Formulu (2) var izteikt sekojoši:

$$mh_s \cdot h_f V_l = k \left(mh_s h_f + \frac{mh_s}{2} \cdot h_s \right) \cdot V_{lt}, \quad (3)$$

kur h_s = izskalojuma dziļums (m); $1/m$ = izskalojuma bedres sienu slīpums; h_f = ūdens dziļums palienā (m); un vietējais plūsmas ātrums V_{lt} (m/s) pie izskalojuma dziļuma h_s , ko var izteikt no formulas (3):

$$V_{lt} = \frac{V_l}{k \left(1 + \frac{h_s}{2h_f} \right)} = \frac{\varphi \sqrt{2g \Delta h}}{k \left(1 + \frac{h_s}{2h_f} \right)}. \quad (4)$$

4.2 Plūsmas ātruma pie kura sākas sanešu kustība aprēķins

Plūsmas ātrums, pie kura sākas sanešu kustība, V_{0t} , pieaug izskalojuma procesa laikā (2. att.). To var izskaidrot ar to, ka, veidojoties izskalojuma bedrei, izskalojuma dziļums palielinās, palielinot kopējo ūdens dziļumu, kā arī izmainās grunts daļiņu izmērs.

Kritisko plūsmas ātrumu, pie kura sākas sanešu kustība, V_0 , var atrast smiltis gruntij saskaņā ar Studenitcnikov (1964) formulu:

$$V_0 = 3.6 d_i^{0.25} h^{0.25}, \quad (5)$$

kur d_i = vidējais grunts daļiņu izmērs (m); h = vidējais ūdens dziļums (m). Vidējo ūdens dziļumu palienā var izteikt kā: $h = h_f (1 + h_s/2h_f)$.

Kritisko plūsmas ātrumu, pie kura sākas sanešu kustība, V_{0t} , pie izskalojuma dziļuma h_s , var noteikt:

$$V_{0t} = \beta \cdot 3.6 d_i^{0.25} h_f^{0.25} \left(1 + \frac{h_s}{2h_f} \right)^{0.25}, \quad (6)$$

kur β = plūsmas ātruma samazinošs koeficients, kas ņem vērā virpuļu struktūras rašanos pie balsta (saskaņā ar Rozovskij, 1955); h_f = ūdens dziļums palienā (m); d_i = vidējais grunts daļiņu izmērs grunts slānī H (m).

4.3 Maksimālā izskalojuma dziļuma aprēķins

Izskalojuma procesa laikā, plūdu laikā, vietējais plūsmas ātrums V_{lt} samazinās, savukārt, plūsmas ātrums, pie kura sākas sanešu kustība, V_{0t} , pieaug. Apstākļos, kad nenotiek sanešu kustība augšpus izskalojuma bedres, izskalojums ir sasniedzis savu maksimālo vērtību ($h_s = h_{equit}$) un apstājas, kad vietējais plūsmas ātrums V_{lt} kļūst

vienāds ar kritisko plūsmas ātrumu V_{0r} . Maksimālo izskalojuma dziļumu h_{equil} var izteikt no formulām (4) un (6), kad $V_{It} = V_{0r}$.

Saskaņā ar Yaroslavcevu (1956), Richardson un Davis (1995), Richardson u.c. (1990), Ahmad (1953), un citu autoru pētījumiem, maksimālais izskalojuma dziļums ir atkarīgs arī no krasta balstu sānu sienu slīpuma, balsta formas, un plūsmas šķērsošanas leņķa.

Visbeidzot, maksimālo izskalojuma dziļumu var aprēķināt:

$$h_{equil} = 2h_f \left[\left(\frac{V_l}{k\beta V_0} \right)^{0.8} - 1 \right] \cdot k_m \cdot k_s \cdot k_\alpha, \quad (7)$$

kur h_f = ūdens dziļums palienā (m); V_l = vietējais plūsmas ātrums (m/s); k = koeficients, kurš atkarīgs no plūsmas spiešanas pakāpes; β = plūsmas ātruma samazinošs koeficients, kas ņem vērā virpuļu struktūras rašanos; V_0 = plūsmas ātrums, pie kura sākas sanešu kustība (m/s); k_m = koeficients, kas atkarīgs no balsta sānu sienu slīpuma (saskaņā ar Yaroslavcevu, 1956); k_s = koeficients, kas atkarīgs no balsta formas (saskaņā ar Richardson un Davis, 1995); k_α = koeficients, kas atkarīgs no plūsmas šķērsošanas leņķa (saskaņā ar Richardson u.c., 1990).

Piemēram, priekš taisnstūra ūdens ņemšanas būves ar vertikālām sienām, kas novietota perpendikulāri plūsmai, maksimālo izskalojuma dziļumu ir jāaprēķina pēc formulas (7), izmantojot koeficientus $k_s = 1$, $k_m = 1$, un $k_\alpha = 1$, kā tas ir krasta balstiem ar vertikālām sienām.

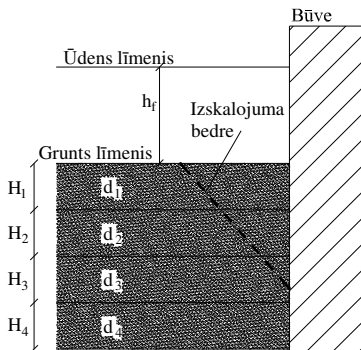
4.4 Maksimālā izskalojuma dziļuma aprēķins noslāņotā gruntī

Dabiskos apstākļos upes grunts nav viendabīga, bet gan noslāņota, kura sastāv no vairākiem slāņiem ar dažādiem grunts daļiņu izmēriem. Tāpēc, ja maksimālais izskalojums ir aprēķināts pēc (7) formulas un izskalojums notiek dziļāk par H_l slāni ar vidējo grunts daļiņu izmēru d_l , kā parādīts 5. attēlā, tad ir jāņem vērā grunts daļiņu izmēru izmaiņas dažādos grunts slāņos.

Plūsmas ātrums, pie kura sākas sanešu kustība, V_0 , ir jāpārreķina ar grunts daļiņu izmēru d_2 :

$$V_0^{II} = 3.6 \cdot d_2^{0.25} h_f^{0.25}, \quad (8)$$

un sekojoši var atrast kritisko plūsmas ātrumu V_{0r}^{II} otrajā grunts slānī H_2 ar grunts daļiņu izmēru d_2 :



5. attēls. Izskalojums noslāņotas grunts apstākļos

$$V_{0t}^{II} = V_0^{II} \left(1 + \frac{h_{1d2}}{2h_f} \right)^{0.25}, \quad (9)$$

kur h_{1d2} = kopējais ūdens dziļums palienā līdz grunts slānim ar daļiņu izmēru d_2 (m).

Pēc tam vēlreiz ir jāaprēķina maksimālais izskalojuma dziļums grunts slānī H_2 ar grunts daļiņu izmēru d_2 pēc (7) formulas. Ja aprēķinātais maksimālais izskalojums sniedzas dziļāk par grunts slāni H_2 , t.i., ja $h_{equil} > (h_f + H_1 + H_2)$, tad aprēķini ir jāturpina pēc augšminētās metodes, un plūsmas ātrums, pie kura sākas sanešu kustība, ir jāaprēķina grunts slānī H_3 ar grunts daļiņu izmēru d_3 . Tādā veidā aprēķinus var turpināt, ja ir nepieciešams.

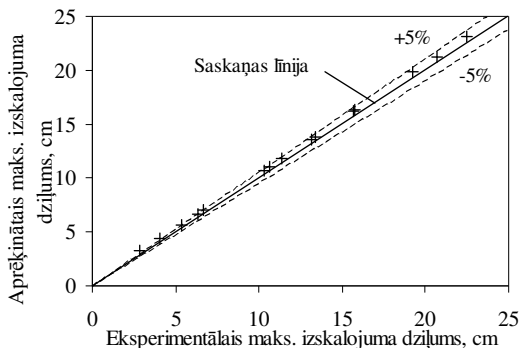
Pēc piedāvātās metodes tiek ņemta vērā grunts daļiņu izmēru izmaiņa noslāņotas grunts apstākļos, kas savukārt būtiski ietekmē maksimālo izskalojuma dziļumu. Pēc eksperimentālajiem datiem tika noskaidrots, ka samazinoties grunts daļiņu izmēram, maksimālais izskalojuma dziļums palielinās.

5 REZULTĀTI

5.1 Aprēķināto un eksperimentālo maksimālā izskalojuma dziļuma vērtību salīdzinājums

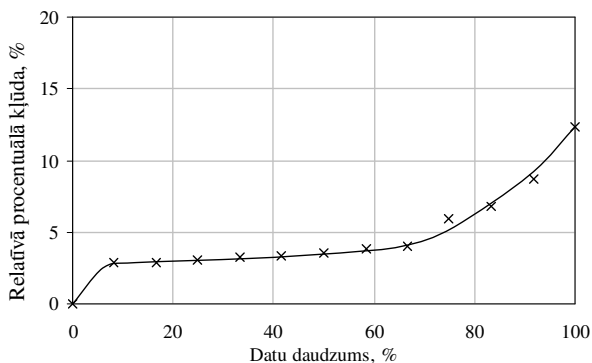
Lai pierādītu piedāvāto maksimālā izskalojuma dziļuma aprēķina metodi (formulu (7)), aprēķinātās maksimālā izskalojuma dziļuma vērtības tika salīdzinātas ar eksperimentāli iegūtajām

vērtībam, izmantojot SL testu eksperimentālos datus. Aprēķinātās izskalojuma dziļuma vērtības ir ļoti tuvas eksperimentālajām, kā tas ir parādīts 6. attēlā.



6. attēls. Aprēķināto un eksperimentālo maksimālā izskalojuma dziļuma vērtību salīdzinājums

Piedāvātās maksimālā izskalojuma dziļuma aprēķina formulas (7) vidējā procentuālā kļūda ir 4,82%, kas tika aprēķināta 15 SL testiem. 7. attēlā ir parādīts aprēķinātās kļūdas biežums. Tika noskaidrots, ka 71% SL testu, aprēķinātā kļūda ir zemāka par 5%.



7. attēls. Piedāvātās metodes kļūdas biežums

Salīdzinot datora modelēšanas rezultātus un eksperimentāli iegūtās maksimālā izskalojuma dziļuma vērtības, var secināt, ka

izskalojuma dziļuma veidošanās vēl turpinājās. Izskalojuma dziļuma pieaugums bija niecīgs, kaut arī tas notika ievērojamā laika periodā līdz vairākām dienām.

Lielāku precizitāti var iegūt, ja stingrāk ierobežo nosacījumu par izskalojuma dziļuma izmaiņām sekojošās 24 stundās. Piemēram, eksperimentālais maksimālā izskalojuma dziļumu tika aprēķināts, kad izskalojuma dziļuma izmaiņas sekojošās 24 stundās bija 0,001 m nevis 0,0035 m. Rezultātā iegūtais maksimālais laiks bija par 1,6 – 2,0 reizes lielāks, bet iegūtās eksperimentālās maksimālā izskalojuma dziļuma vērtības bija lielākas tikai par 2,5 – 4,8 mm pie maksimālā laika 0,2 – 1,2 dienas. Tomēr, (7) formulas aprēķinātā precizitāte ir pieņemama ar vidējo kļūdu zemāku par 5%.

5.2 Maksimālā izskalojuma dziļuma aprēķina metodes analīze

Piedāvātai formulai (7) tika veikta teorētiskā analīze. Tika noskaidrots, ka relatīvais maksimālais izskalojuma dziļums ir funkcija no sekojošiem parametriem:

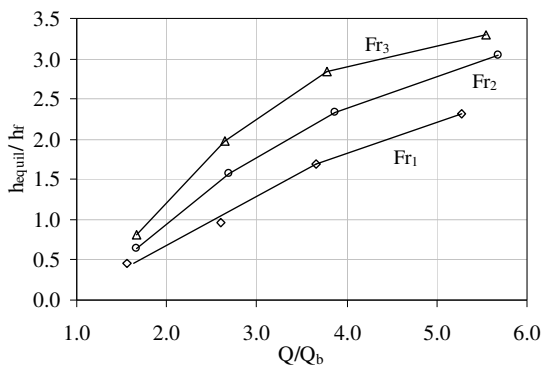
$$\frac{h_{equil}}{h_f} = f\left(\frac{Q}{Q_b}; P_K; P_{Kb}; \frac{Fr}{i_0}; \frac{h}{h_f}; \frac{d_i}{h_f}; H_{strat}; \frac{V_l}{k\beta V_0}; k_m; k_s; k_\alpha\right), \quad (10)$$

kur Q/Q_b = plūsmas saspiešanas pakāpe; P_K = saspiešanās plūsmas daļas kinētiskais parametrs vaļējas gultnes apstākļos; P_{Kb} = plūsmas kinētiskais parametrs vaļējas gultnes apstākļos; Fr/i_0 = Frūda skaitļa attiecība pret upes grunts slīpumu; h/h_f = relatīvais ūdens dziļums; d_i/h_f = relatīvais grunts daļiņu izmērs; H_{strat} = noslāņotas grunts apstākļi; $V_l/k\beta V_0$ = vietējā plūsmas ātruma attiecība pret plūsmas ātrumu, pie kura sākas sanešu kustība; k = koeficients, kas atkarīgs no plūsmas saspiešanas pakāpes; β = plūsmas ātruma samazinošs koeficients, kas ņem vērā virpuļu struktūras rašanos; k_m = koeficients, kas atkarīgs no balsta sānu sienu slīpuma; k_s = koeficients, kas atkarīgs no balsta formas; k_α = koeficients, kas atkarīgs no plūsmas šķērsošanas leņķa.

5.3 Maksimālā izskalojuma dziļuma atkarība no hidrauliskajiem un upes grunts parametriem

Lai grafiski parādītu galveno hidraulisko un upes grunts parametru ietekmi uz maksimālo izskalojuma dziļumu, tika izmantoti laboratorijas SL testu eksperimentālie dati un pēc piedāvātās metodes aprēķinātās maksimālā izskalojuma dziļuma vērtības.

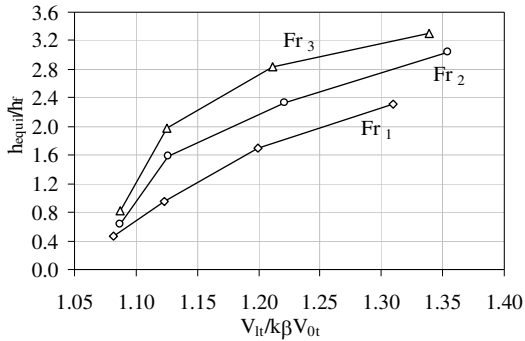
Relatīvā maksimālā izskalojuma dziļuma atkarība no plūsmas saspiešanas pakāpes ir parādīta 8. attēlā. Palielinoties plūsmas saspiešanas pakāpei, relatīvais maksimālais izskalojuma dziļums palielinās. Rezultāti pierāda, ka plūsmas saspiešanas pakāpe ir nozīmīgs maksimālā izskalojuma dziļumu ietekmējošs parametrs. Rezultātos tika izmantoti testi, kuri sagrupēti ar vienādiem Frūda skaitļiem: $Fr_1 = 0,075$ (testi: SL1, SL4, SL7, SL10), $Fr_2 = 0,1037$ (testi: SL2, SL5, SL8, SL11), un $Fr_3 = 0,1237$ (testi: SL3, SL6, SL9, SL12).



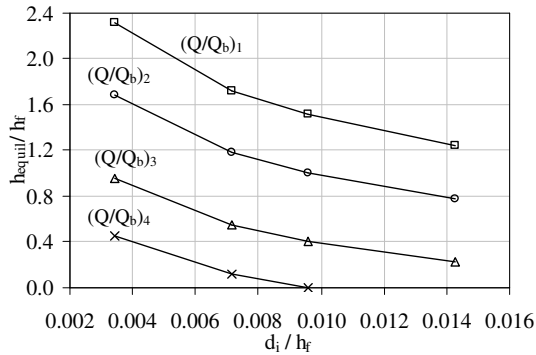
8. attēls. Plūsmas saspiešanas pakāpes ietekme uz h_{eqv}

Palielinoties attiecībai starp vietējo plūsmas ātrumu un plūsmas ātrumu, pie kura sākas sanešu kustība, $V_{lt}/k\beta V_{0t}$, relatīvais maksimālais izskalojuma dziļums palielinās (9. att.). Abi plūsmas ātrumi tika aprēķināti testiem SL1 – SL12 pēc 0,7 dienām no izskalojuma procesa sākuma. 9. attēlā testu dati ir sagrupēti tāpat kā 8. attēlā izmantotie dati – pēc testiem ar vienādu Frūda skaitli.

Relatīvā grunts daļiņu izmēra ietekme uz relatīvo maksimālo izskalojuma dziļumu ir parādīta 10. attēlā. Samazinoties relatīvajam grunts daļiņu izmēram, relatīvais maksimālais izskalojuma dziļums palielinās. Iegūtajā grafiskajā sakarībā tika izmantoti testi ar grunts daļiņu izmēriem 0,24; 0,5; 0,67; 1,0 mm, ar vienādu Frūda skaitli $Fr = 0,075$ (testi: SL1, SL4, SL7, and SL10), sagrupējot testus pēc plūsmas saspiešanas pakāpēm no $(Q/Q_b)_1 = 5,27$ līdz $(Q/Q_b)_4 = 1,56$.

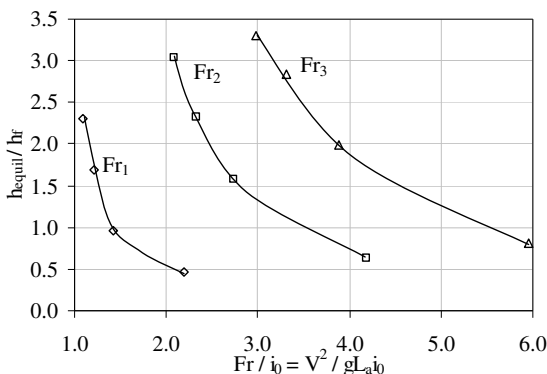


9. attēls. Plūsmas ātrumu attiecības ietekme uz h_{equil}



10. attēls. Relatīvā grunts daļiņu izmēra ietekme uz h_{equil}

Kā redzams 11. attēlā, pie mazākām plūsmas kinētiskā parametra vērtībām vaļējai gultnei un pie mazākas Frūda skaitļa un upes grunts slīpuma attiecības, $Fr/i_0 = V^2/gL_{a i_0}$, t.i., pie mazāka inerces spēku un berzes spēku attiecības, veidojas lielāks relatīvais maksimālais izskalojuma dziļums. Frūda skaitlis ir aprēķināts plūsmai, ko aizšķērso būves garums. Dati sagrupēti pēc testiem ar vienādu Frūda skaitli: $Fr_1 = 0,075$ testiem SL1, SL4, SL7, SL10; $Fr_2 = 0,1037$ testiem SL2, SL5, SL8, SL11; $Fr_3 = 0,1237$ testiem SL3, SL6, SL9, SL12.



11. attēls. Frūda skaitļa attiecības pret grunts slīpumu ietekme uz h_{equil}

5.4 Dažādu izskalojuma dziļuma aprēķinu metožu rezultātu salīdzinājums

Testi SL1 – SL12 tika izmantoti, lai salīdzinātu eksperimentālās maksimālā izskalojuma dziļuma vērtības ar maksimālā izskalojuma dziļuma vērtībām, kuras aprēķinātas pēc dažādām aprēķinu metodēm: Liu u.c. (1961), Laursen (1963), Gill (1972), Froehlich (1989) formula, apstākļos, kad nenotiek sanešu kustība, Sturm un Janjua (1994), Lim (1997), Melville un Coleman (2000), HEC-18 (2001) pārveidotā Froehlich formula, apstākļiem, kad notiek sanešu kustība, HEC-18 (2001) pārveidotā HIRE formula, Sturm (2004), Benedict u.c. (2006) pārveidotā Young formula, un šajā darbā piedāvātā formula (7).

Aprēķinu rezultāti parādīja, ka citas metodes lielākoties prognozē pārāk lielu izskalojuma dziļumu diezgan plašā diapazonā - no dažiem centimetriem līdz vairākiem desmitiem centimetru. Vistuvākie aprēķinu rezultāti bija pēc HEC-18, Froehlich, un Lim metodēm, izmantojot testus ar vislielāko plūsmas saspiešanas pakāpi un balsta garumu, tātad pie vislielākā maksimālā izskalojuma dziļuma. Tomēr, ir jāuzsver, ka eksistē būtiski ierobežojumi, lai salīdzinātu aprēķinus pēc piedāvātās formulas (7) ar aprēķiniem pēc augstāk minētajām metodēm – netiek ņemti vērā tādi izskalojumu ietekmējošie parametri kā plūsmas saspiešanas pakāpe un vietējais plūsmas ātrums, kā arī pārējām metodēm, kas minētas 2. nodaļā, eksistē laboratorijas datu ierobežojumi, pēc kuriem šīs metodes

tikušas pierādītas. Bez tam, vairākas metodes (piem., Sturm un abas Froehlich metodes) iekļauj aprēķinos drošības faktoru, kura rezultātā tiek iegūtas lielākas maksimālā izskalojuma dziļuma vērtības. Kopumā, visi šie augstāk minētie faktori padara aprēķinu metodes pārāk piesardzīgas, tādejādi sadārdzinot būves izmaksas.

6 SECINĀJUMI

1. Maksimālais izskalojuma dziļums pie ūdens ņemšanas būvēm upēs nav vēl pētīts;
2. Tās izskalojuma aprēķina metodes, kuras paredzētas maksimālā izskalojuma dziļuma aprēķinam pie upju hidrotehniskām būvēm ar vertikālām sienām, piem., krasta bastiem, var tikt izmantotas maksimālā izskalojuma dziļuma aprēķināšanai pie ūdens ņemšanas būvēm, jo to forma, novietojums un ietekme uz plūsmas apstākļiem ir līdzīga;
3. Literatūrā nav pieejamas tādas maksimālā izskalojuma dziļuma aprēķina metodes krasta balstiem, apstākļos, kad nenotiek sanešu kustība, kas ņem vērā abus izskalojumu ietekmējošos parametrus – plūsmas saspiešanas pakāpi un vietējo plūsmas ātrumu, kā arī nepiedāvā aprēķināt maksimālo izskalojuma dziļumu noslāņotas grunts apstākļos;
4. Lai SL testiem noteiktu eksperimentālā maksimālā izskalojuma dziļuma vērtības tika izmantota datora modelēšana, simulējot izskalojuma dziļuma veidošanos laikā, kas balstīta uz eksperimentālajiem datiem (Gjunsburgs un Neilands, 2004), aprēķina metodi izskalojuma dziļuma noteikšanai laikā (Gjunsburgs u.c., 2004, 2005), un programmu “RoBo” (Gjunsburgs u.c., 2006);
5. Palielinoties plūsmas saspiešanas pakāpei un palielinoties vietējam plūsmas ātrumam pie augšpus straumes esošā būves stūra, maksimālais izskalojuma dziļums palielinās, saskaņā ar eksperimentālajiem datiem;
6. Samazinoties grunts daļiņu izmēram, maksimālais izskalojuma dziļums palielinās, saskaņā ar eksperimentālajiem datiem;
7. Ir izstrādātā jauna maksimālā izskalojuma dziļuma aprēķina metode ūdens ņemšanas būvēm un pierādīta ar eksperimentālajiem datiem. Piedāvātā metode ņem vērā tādus izskalojumu ietekmējošus parametrus kā: plūsmas saspiešanas pakāpe, vietējais

- plūsmas ātrums, kā arī citus hidrauliskos un upes grunts parametrus, kas ir iepriekš jau izpētīti;
8. Ir piedāvāta metodika kā aprēķināt maksimālo izskalojuma dziļumu noslāņotas grunts apstākļos;
 9. Tika veikta piedāvātās formulas (7) teorētiskā analīze, kas parādīja, ka relatīvais maksimālais izskalojuma dziļums ir atkarīgs no: plūsmas saspiešanas pakāpes, plūsmas kinētiskā parametra vaļējas gultnes apstākļos, saspīestās plūsmas daļas kinētiskā parametra vaļējas gultnes apstākļos, Frūda skaitļa attiecības pret upes grunts slīpumu, relatīvā ūdens dziļuma, relatīvā grunts daļiņu izmēra, noslāņotas grunts apstākļiem, vietējā plūsmas ātruma attiecības pret plūsmas ātrumu, pie kura sākas sanešu kustība, būves sānu sienu slīpuma, būves formas, un plūsmas šķērsošanas leņķa;
 10. Piedāvātā formula (7) var tikt izmantota kā priekš ūdens ņemšanas būvēm palienas upēs, tā arī, priekš līdzīgām upju hidrotehniskajām būvēm, piem., krasta balstiem, lai nodrošinātu būvju drošību ekspluatācijas laikā.

1 GENERAL DESCRIPTION

1.1 Actuality of research

Water intake structures in common with other river hydraulic structures, as abutments, piers, guide banks, spur dikes, and others, are exposed to flow hence local scouring at structures should be considered as one of the significant causes of possible failures in floods. Flow contraction, subsequent increase in local flow velocity and formation of vortex system due to obstruction of flow are responsible for scouring at water intakes. Local scour can undermine foundations of water intakes and can lead to substantial adverse economical and environmental consequences, including – water supply interruption and valuable structural repairing expenses.

Local scour at water intakes in rivers has not been studied yet.

Prediction of local scour hole dimensions is very important in hydraulic structure's foundation design. Over-estimation of the scour depth results in excessive design of a foundation, which is expensive and overly conservative. Under-estimation of the scour depths results in insufficient design of foundation and structure may consequently become undermined reducing reliability of the structure.

Equilibrium scour depth reflects the maximum value of the local scour hole that can be reached at the hydraulic structure at a certain flood probability. Equilibrium scour depth should be calculated at the water intakes for design and extreme flood events, as it is for other hydraulic structures, to ensure the reliability of structure for a lifetime.

1.2 The objective of research and tasks

The objective of this research is to develop new equilibrium clear-water scour calculation method for water intakes in rivers by combining into methodology following scour-control parameters: flow discharge contraction, local flow velocity, effect of stratified riverbed conditions, as well as, other hydraulic and riverbed parameters already proposed in literature.

It is accepted that scour calculation methods designed for equilibrium scour depth estimation at river hydraulic structures with vertical walls, e.g., abutments, can be used for equilibrium scour depth calculation at water intakes in rivers, because of the similarity

of the shape, location and influence on flow conditions by these structures.

Following tasks are defined to achieve the goal:

1. Research existing abutment scour calculation methods to find out which factors are already used for equilibrium scour depth calculation;
2. Research the influence of local flow velocity on local equilibrium scour depth;
3. Research the influence of flow contraction on local equilibrium scour depth;
4. Study the effect of stratified riverbed conditions on local equilibrium scour depth;
5. Perform computer modelling of scour depth development in time to research the conditions of experimental equilibrium scour stage. The experimental data of earlier performed abutment scour laboratory tests of Gjunsburgs and Neilands (2001, 2004), the calculation method of scour depth development at abutments in time during floods of Gjunsburgs et al. (2004, 2005), and computer program “RoBo” by Gjunsburgs et al. (2006) will be used in computer modelling;
6. Compare experimental and calculated equilibrium scour depth values by using experimental data of Gjunsburgs and Neilands (2004);
7. Theoretically analyse developed equilibrium scour depth calculation method.

1.3 Scientific novelty and application

Local scour at water intakes in rivers has not been studied yet.

New equilibrium clear-water scour depth calculation method for water intakes was worked out which combines into methodology following scour-control parameters: flow discharge contraction, local flow velocity, effect of stratified riverbed conditions, as well as, other hydraulic and riverbed parameters already proposed in literature.

It was proved by experimental data that flow contraction rate, local flow velocity, and grain size change in stratified riverbed conditions are important equilibrium scour-control parameters.

There are no equilibrium abutment scour calculation methods available in literature that takes into account both scour-control

parameters: flow contraction rate and local flow velocity, as well as, cannot calculate equilibrium scour depth in stratified riverbed conditions.

Presented method can be applied to the river water intakes, as well as, to similar river hydraulic structures, e.g., to abutments, to provide the reliability of structure for a lifetime from the viewpoint of local scouring at foundations.

1.4 Scope of work

The paper consists of introduction, 5 chapters, and conclusions, including 26 figures, 9 tables, 2 appendixes, 82 references, and together 80 pages.

Chapter 1 defines research objective and outlines research tasks. Chapter 2 reviews literature of present investigations on scour at water intakes and equilibrium abutment scour calculation methods. Abutment scour estimation methods are analysed by scour control parameters. Chapter 3 comprise computer modelling of scour depth development, including description of experimental data, applied method for estimation of scour development in time, and applied method for definition of the equilibrium stage of scour. Chapter 4 presents calculation methodology of proposed equilibrium scour depth estimation method, including the research results on influence of local flow velocity, flow contraction rate, and stratified riverbed conditions on equilibrium scour depth. Chapter 5 shows information on verification of proposed method, theoretical analysis of proposed method, graphical relations of influence of hydraulic and riverbed parameters on relative equilibrium scour depth, and comparison of calculated equilibrium scour depths by using different scour calculation methods available in literature.

2 BACKGROUND AND LITERATURE REVIEW

Local scour at water intakes in rivers during floods has not been studied yet, while other subjects were under research: Wang et al. (1996), Nakato and Ogden (1998), Michell et al. (2006), and others studied sediment control at river intakes; Mefford (2005), Vasquez (2005), Pirestani et al. (2006), Dehghani et al. (2006), and others studied local scour and velocity pattern at lateral channel intakes in curved channels; U.S. Army Corps of Engineers (2002), Richard and Morse (2008), and others studied ice blockages at river intakes; and

more studies were attended to intakes of power plants, where design considerations substantially differs.

Water intakes, mostly, rectangular structures with vertical walls are used in practice, located at the edge of floodplain or in floodplain. It is expected that water intakes protruding into flow in floods, induce same changes in flow pattern as similar river hydraulic structures – in the approach of flow contraction, the streamlines are bended and after that goes parallel to structure; there is a concentration of streamlines, forming of vortex system, and considerable increase in flow velocity at the upstream edge of structure. Therefore it is accepted that scour calculation methods designed for equilibrium scour depth estimation at river hydraulic structures with vertical walls, e.g. abutments, can be used for equilibrium scour depth calculation at water intakes, because shape, location and influence on flow conditions are similar.

The existing calculation methods of equilibrium clear-water scour depth at abutments were studied.

Early research reports by Lacey (1930), Ahmad (1953), Laursen and Toch (1953, 1956), Yaroslavcev (1956), Garde et al. (1961), Liu et al. (1961), Laursen (1960, 1963), Studenitcnikov (1964), Levi (1968), Gill (1972), Tey (1984), and Froehlich (1989) were prepared on general scour and equilibrium (maximum) scour at different river hydraulic structures. In the past few decades many new approaches have been developed. The scour depth under clear-water and live-bed conditions at bridge piers and abutments were studied by Richardson et al. (1990), Melville (1992, 1995, 1997), Sturm and Janjua (1993, 1994), Lim (1997), Lim and Cheng (1998), Young et al. (1998), Chang and Davis (1999), Richardson and Davis (1995, 2001), Cardoso and Bettess (1999), Gjunsburgs and Neilands (2001, 2004), Kothyari and Ranga Raju (2001), Radice et al. (2002, 2006), Coleman et al. (2003), Rahman and Haque (2003), Sturm (2004), Gjunsburgs et al. (2004, 2005, 2006), Benedict et al. (2006), and others.

Mentioned methods were analysed by main hydraulic and riverbed parameters – scour control parameters used in calculations, like: flow discharge contraction, geometric contraction, abutment length, flow depth, local flow velocity, approach flow velocity, flow velocity in obstructed area, average flow velocity, critical sediment

velocity, Froude number, grain size, structure's shape, side wall slope, alignment, and others.

Analyses of scour calculation methods showed that there is no unified opinion which flow velocity forms scour hole; either average approach flow velocity, approach flow velocity in obstructed area by embankment and abutment or local flow velocity were used in methodologies. While, presence of local flow velocity near abutments were confirmed by Latishenkov (1960); Young et al. (1998) defined local flow velocity as a resultant velocity at abutment due to contraction, which depended on average uniform flow velocity and geometric contraction; Ahmed and Rajaratnam (2000) observed increased local flow pattern at abutment; Sturm (2004) presented a relationship between approach flow velocity and resultant (local) flow velocity, but did not suggested to use it in scour depth estimation; moreover, Gjunsburgs and Neilands (2004) concluded that local flow velocity with vortex structure was forming scour hole at abutments and was depending on characteristics of the flow, backwater value, rate of contraction, and depth of scour.

Early scour calculation methods were derived from laboratory experiments in rectangular flumes, where abutment length or geometric contraction rate were used as one of the primary variables affecting scour, otherwise it is in nature, in plain rivers, where interaction of the flow discharge between channel and floodplain exists that should be considered. Sturm (2004) accented that abutment length is important control parameter, however the same abutment length may result in different scour depths depending on the approach flow distribution in the compound channel and its redistribution as it flows through bridge opening. Sturm and Janjua (1994), and Sturm (2004) proposed to use dimensionless discharge contraction ratio; Chang and Davis (1999) used dimensionless velocity adjustment factor, which depended on the ratio of flow rate per unit width in the approach section to that in contracted section; while Gjunsburgs and Neilands (2004), and Gjunsburgs et al. (2004, 2005, 2006) used discharge contraction rate for local flow velocity calculation and estimation of scour depth development at abutments in floods.

Results revealed that none of equilibrium clear-water scour depth calculation methods for abutments mentioned above takes into account both scour-control parameters: flow contraction rate and

local flow velocity, as well as, cannot calculate equilibrium scour depth in stratified riverbed conditions.

It can be concluded that development of new equilibrium clear-water scour calculation method for water intakes can be based on abutment scour estimation method, by combining into methodology following: flow discharge contraction effect; local flow velocity; effect of stratified riverbed conditions; as well as, other hydraulic and riverbed parameters already proposed in literature.

3 EXPERIMENTAL DATA AND APPLIED METHODS

Experimental data from previously conducted laboratory experiments on local scour at abutment models by Gjunsburgs and Neilands (2001, 2004), calculation method of scour depth development in time during floods by Gjunsburgs et al. (2004, 2005), and program “RoBo” by Gjunsburgs et al. (2006) were used for scour depth computer modelling in order to study the conditions of experimental equilibrium scour stage.

Tests were carried out at the Russian Transport Research Institute in a flume 3.5 m wide and 21 m long. The tests were carried out under open-flow conditions studying the flow distribution between the channel and the floodplain. Tests were performed with rigid and sand beds. The tests with a rigid bed were performed for different flow contractions, in order to investigate the velocity and the water level changes in the vicinity of the embankment, along it, and near a modelled abutment. The aim of the tests with a sand bed was to study the scour processes, the changes in the velocity with time, the effect of hydraulic parameters and the contraction rate of the flow, grain size of the bed material, and the scour development in time.

Method for estimation of scour development in time during floods was confirmed by experimental data of laboratory tests with duration of 7 hours (Gjunsburgs and Neilands, 2004). By using computer modelling, the duration of laboratory SL tests of 7 hours were prolonged until scour depth development reached equilibrium stage (Figure 1).

According to the method (Gjunsburgs et al., 2004), the duration of each steady state tests were divided into time intervals of 1 minute. At the end of each time interval there is a change in local flow velocity and in velocity at which the sediment movement starts,

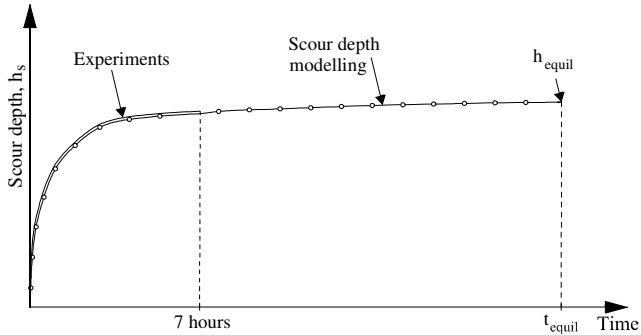


Figure 1. Scour depth modelling principle

because of changes of scour hole in previous time interval. It means that with increase of scour depth at the end of each time interval, current cross section increases, decreasing local flow velocity V_{lt} , on the other hand, velocity at which sediment movement starts V_{0t} increases because of increase of total flow depth (sum of initial flow depth and scour depth developed in previous time interval), as it is showed in Figure 2, obtained from computer modelling of SL1 test.

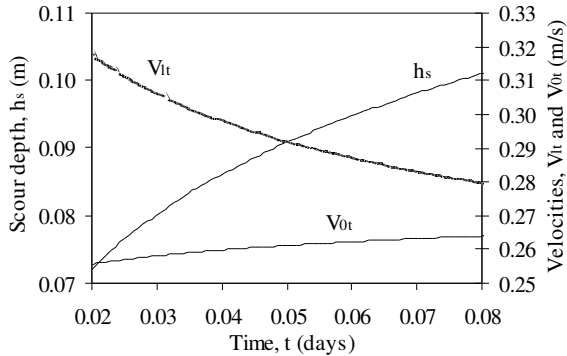


Figure 2. Changes in velocities during scour development

Since there is a necessity to re-calculate scour depth every minute, in addition, the time to reach equilibrium stage can be up to few days, the calculation of scour depth development by method of Gjunsburgs et al. (2004) is mathematically complicated and long lasting, therefore program “RoBo” (Gjunsburgs et al., 2006) was

used. "RoBo" is simple, but powerful tool with mathematical algorithm written in Microsoft® Excel® program. The following parameters were inputted: water depth in the floodplain, flow contraction rate, maximum backwater, grain size, specific weight of the bed material, and thickness of the bed layers. After calculation we have local flow velocity, velocity at which sediment movement starts, and scour depth changes at the end of every time interval.

3.1 Computer modelling of scour depth development

By using computer modelling, the number of time intervals and duration of the simulations were not restricted. The key consideration here was to determine an appropriate criterion, which limits the changes of scour depth in time, equilibrium time, to define the equilibrium stage for each of the experimental tests.

The literature studies showed that in the last decade time evolution and equilibrium of local scour hole at abutments were researched by Cardoso and Bettess (1999), Ballio and Orsi (2000), Melville and Coleman (2000), Lauchlan et al. (2001), Coleman et al. (2003), Grimaldi et al. (2006), and others. It can be concluded that equations of mentioned methods can not be used for determination of equilibrium stage, because several significant parameters were not considered, as flow contraction rate and local flow velocity, which on the other hand, were used in present methodology. For example, calculations by Lauchlan et al. (2001) equation resulted in underestimated equilibrium time t_{equil} for all SL tests – scour development continued. Therefore other approaches were searched.

Coleman et al. (2003) stated that time to achieve equilibrium conditions, t_{equil} , for scouring from a plane bed is time required for the rate of scouring reducing to 5% of the smaller of the foundation length or the flow depth in the succeeding 24 hours period.

According to such approach, it was accepted that equilibrium scour depth was reached when scour depth changes were less than 0.0035 m (5% of flow depth) in succeeding 24 hours. Thus, experimental equilibrium scour depth values were obtained through computer modelling (Figure 3) for 12 SL tests with median grain size $d_i = 0.24$ mm and 3 SL tests with $d_i = 0.67$ mm. In addition, 33 modelling runs of d_x SL tests were performed with $x = 0.5, 0.67,$ and 1.0 mm, to study grain size influence on equilibrium scour depth.

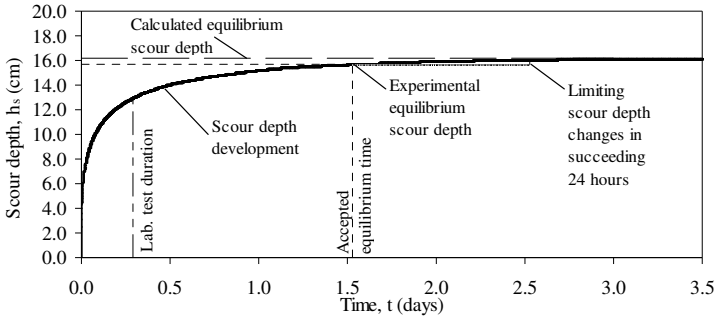


Figure 3. Computer modelling of test SL1

4 METHOD FOR EQUILIBRIUM SCOUR DEPTH ESTIMATION

4.1 Calculation of local flow velocity and effect of flow contraction rate

The concentration of streamlines, a sharp drop in water level, and a drastic increase in flow velocity were observed at the upstream corner of the abutments near the bridge crossings on plain rivers, and it was found from the tests, that local flow velocity with vortex structure forms scour hole (Gjunsburgs and Neilands, 2004).

During the scour process local flow velocity at the corner of abutment is changing. With a scour hole development, total flow cross section increases because of increasing cross section of a scour hole, resulting in decreasing local flow velocity (Fig. 2). It was found from experimental data and showed with tests SL2, SL5, SL8, SL11 grouped with equal discharge and Froude number, that larger flow contraction rates, results in larger local flow velocities and deeper equilibrium scour depths (Figure 4). Flow contraction rates Q/Q_b increases from 1.66 to 5.69, because of increase in the length of obstruction.

The Bernulli equation for two cross sections for a unit streamline was used and the local velocity V_l at the abutments can be find (Gjunsburgs and Neilands, 2004):

$$V_l = \varphi \sqrt{2g\Delta h} , \quad (1)$$

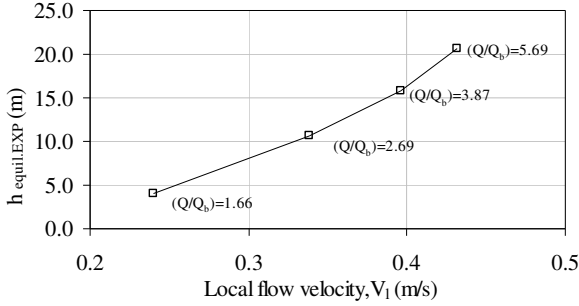


Figure 4. Local flow velocity vs. equilibrium scour depth

where φ = velocity coefficient depending on flow contraction rate; g = gravitational acceleration (m/s^2); and Δh = maximum backwater (m) determined by Rotenburg and Volnov (1969).

Based on the flow-continuity relation, the discharge across the width of a scour hole before and after the scour can be defined as (Gjunsburgs and Neilands, 2004):

$$Q_f = k \cdot Q_{sc}, \quad (2)$$

where Q_f = discharge across the width of the scour hole with a plain bed (m^3/s); Q_{sc} = discharge of the scour hole with a scour depth h_s (m^3/s); and k = coefficient depending on flow contraction rate.

Following relation can be written by using Eq. (2):

$$mh_s \cdot h_f V_l = k \left(mh_s h_f + \frac{mh_s}{2} \cdot h_s \right) \cdot V_{lt}, \quad (3)$$

where h_s = scour depth (m); l/m = slope of the scour hole wall; h_f = flow depth in floodplain (m); and local flow velocity V_{lt} (m/s) at any depth of the scour hole can be determined from Eq. (3):

$$V_{lt} = \frac{V_l}{k \left(1 + \frac{h_s}{2h_f} \right)} = \frac{\varphi \sqrt{2g\Delta h}}{k \left(1 + \frac{h_s}{2h_f} \right)}. \quad (4)$$

4.2 Calculation of velocity of the beginning of sediment movement

Velocity of the beginning of sediment movement V_{0t} is increasing during the scour process due to the scour hole development in floods (Figure 2). It can be explained that during scour development, there is an increase in scour depth leading to increase in total flow depth, as well as, there is a change in grain size.

The critical velocity of the beginning of sediment movement V_0 can be found for sand according to Studenitcnikov (1964) formula:

$$V_0 = 3.6d_i^{0.25}h^{0.25}, \quad (5)$$

where d_i = median grain size (m); h = average flow depth (m). Average flow depth in floodplain can be expressed as $h = h_f (1 + h_s/2h_f)$.

The critical velocity V_{0t} at the scour depth h_s , is then given by:

$$V_{0t} = \beta \cdot 3.6d_i^{0.25}h_f^{0.25} \left(1 + \frac{h_s}{2h_f}\right)^{0.25}, \quad (6)$$

where β = coefficient of reduction in the velocity because of vortex structures (according to Rozovskij, 1955); h_f = flow depth in floodplain (m); d_i = median grain size of the bed material in the layer H (m).

4.3 Calculation of equilibrium scour depth

The local flow velocity V_{lt} is decreasing and velocity at which sediment movement starts V_{0t} is increasing with development of the scour hole in floods. The clear-water scour has reached the equilibrium stage ($h_s = h_{equil}$) and ceases when V_{lt} becomes equal to V_{0t} . The equilibrium scour depth can be found by using equations (4) and (6), when $V_{lt} = V_{0t}$.

According to researches of Yaroslavcev (1956), Richardson and Davis (1995), Richardson et al. (1990), Ahmad (1953), and others, it was found that equilibrium scour depth depends on the slope of the side-wall and the shape of the abutment, and the angle of flow crossing.

Finally, equilibrium scour depth can be calculated:

$$h_{equil} = 2h_f \left[\left(\frac{V_{lt}}{k\beta V_0} \right)^{0.8} - 1 \right] \cdot k_m \cdot k_s \cdot k_\alpha, \quad (7)$$

where h_f = flow depth in floodplain (m); V_l = local flow velocity (m/s); k = coefficient depending on flow contraction rate; β = coefficient of reduction in the velocity because of vortex structures; V_0 = velocity of the beginning of sediment movement (m/s); k_m = coefficient depending on the side-wall slope of the abutment (according to Yaroslavcev, 1956); k_s = coefficient depending on the abutment shape (according to Richardson and Davis, 1995); and k_α = coefficient depending on the angle of flow crossing (according to Richardson et al., 1990).

For example, for rectangular water intakes placed perpendicular to flow, equilibrium scour depth should be calculated by Eq. (7), by using coefficients $k_s = 1$, $k_m = 1$, and $k_\alpha = 1$, as it is for vertical-wall abutments.

4.4 Calculation of equilibrium scour depth in stratified bed conditions

As a rule, in natural conditions riverbed is not homogeneous, but with stratified bed, which is composed of bed layers with different grain sizes. Therefore, if equilibrium scour depth is calculated by Eq. (7) and scour occurs deeper than H_1 layer with grain size d_1 , as showed in Figure 5, the changes in grain sizes and depth of bed layers should be considered.

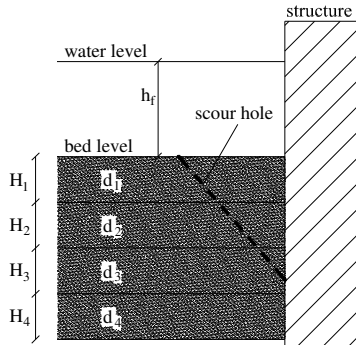


Figure 5. Scour in stratified bed conditions

The velocity of the beginning of sediment movement V_0 should be re-calculated with a grain size d_2 :

$$V_0^{II} = 3.6 \cdot d_2^{0.25} h_f^{0.25}, \quad (8)$$

and consequently the velocity V_{0t}^{II} at the second bed layer H_2 with grain size d_2 can be determined:

$$V_{0t}^{II} = V_0^{II} \left(1 + \frac{h_{1d2}}{2h_f} \right)^{0.25}, \quad (9)$$

where h_{1d2} = summary flow depth in floodplain till bed layer with grain size d_2 (m).

Afterwards, the equilibrium scour depth calculation follows by Eq. (7) in bed layer H_2 with grain size d_2 . If calculated equilibrium scour depth extends out of the bed layer H_2 , that is, if $h_{equil} > (h_f + H_1 + H_2)$, the calculation should be continued by presented methodology, and the velocity of the beginning of sediment movement should be calculated in layer H_3 with a grain size d_3 . Calculation can be continued by presented methodology, if necessary.

Thus, changes in grain size and stratification of riverbed can be taken into account, and according to experimental data it was found significant in equilibrium scour depth calculation, because decrease in grain size, results in increase of equilibrium scour depths.

5 RESULTS

5.1 Comparison of calculated and experimental equilibrium scour depth values

To verify suggested equilibrium scour depth calculation method, calculated scour depth values were compared to experimentally obtained equilibrium scour depth values by using experimental data. The calculated values of equilibrium scour depth showed a very close agreement with experimentally derived values, as showed in Figure 6.

The relative error was calculated for SL tests. The average percentage error of suggested Eq. (7) is 4.82 % for data set of 15 SL tests. It is clear that 71% of SL data set have less than 5% error. Figure 7 shows the error frequency for the suggested Eq. (7).

It was found from computer modelling results that development of scour depth continues regarding to experimental equilibrium values. The increase in scour depth is insignificant in considerable duration. However, obtained accuracy is acceptable with average error less than 5%.

Better accuracy can be achieved by limiting scour depth changes in succeeding 24 hours period. For example, it was possible to determine equilibrium scour depth when scour depth changes were less than 0.001 m in succeeding 24 hours, instead of 0.0035 m. Results showed that in such case obtained equilibrium times were 1.6 – 2.0 times greater, but obtained equilibrium scour depths were greater than 2.5 – 4.8 mm in 0.2 – 1.2 days.

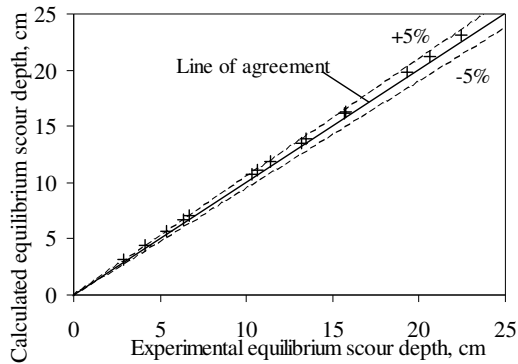


Figure 6. Comparisons of calculated and experimental equilibrium scour depth

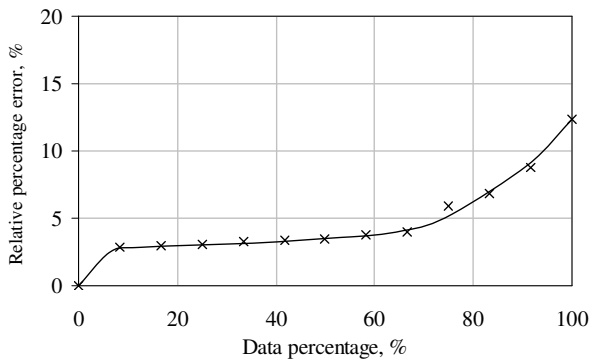


Figure 7. Error frequency of suggested equation

5.2 Analysis of the equilibrium scour depth calculation method

Theoretical analysis of the Eq. (7) was performed and it was found that the relative equilibrium depth of scour is a function of the following parameters:

$$\frac{h_{equil}}{h_f} = f\left(\frac{Q}{Q_b}; P_K; P_{Kb}; \frac{Fr}{i_0}; \frac{h}{h_f}; \frac{d_i}{h_f}; H_{strat}; \frac{V_l}{k\beta V_o}; k_m; k_s; k_\alpha\right), \quad (10)$$

where Q/Q_b = flow contraction rate; P_K = kinetic parameter of flow in contraction in open-flow conditions; P_{Kb} = kinetic parameter of the open flow; Fr/i_0 = ratio of the Froude number to the river slope; h/h_f = relative flow depth; d_i/h_f = dimensionless grain size; H_{strat} = stratified riverbed conditions; $V_l/k\beta V_o$ = ratio of the local velocity to the sediment critical velocity at which the sediment movement starts; k = coefficient depending on flow contraction rate; β = coefficient of reduction in the sediment critical velocity due to vortex structures; k_m = coefficient depending on the side-wall slope; k_s = coefficient depending on the structure's shape; and k_α = coefficient depending on the angle of flow crossing.

5.3 Equilibrium scour depth dependence from hydraulic and riverbed parameters

The laboratory experimental data of SL tests and calculated equilibrium scour depth values by the suggested method were used to show the influence of main hydraulic and riverbed parameters on equilibrium scour depth.

Figure 8 shows the relative equilibrium scour depth dependence from flow contraction rate. With increase in the contraction of the flow Q/Q_b , consequently with increase of protruding structure length, the relative equilibrium depths of scour increases. Results argue that flow contraction rate is significant equilibrium scour control parameter. Tests were associated with equal Froude numbers as $Fr_1 = 0.075$ (tests SL1, SL4, SL7, SL10), $Fr_2 = 0.1037$ (tests SL2, SL5, SL8, SL11), and $Fr_3 = 0.1237$ (tests SL3, SL6, SL9, SL12).

An increase in velocity ratio $V_l/k\beta V_o$ leads to an increase in the relative equilibrium scour depth (Figure 9). Local flow velocity and velocity at which sediment movement starts were calculated for tests SL1 - SL12 after 0.7 days from the beginning of scouring with the

data grouped according to tests with equal Froude numbers, same as used in Figure 8.

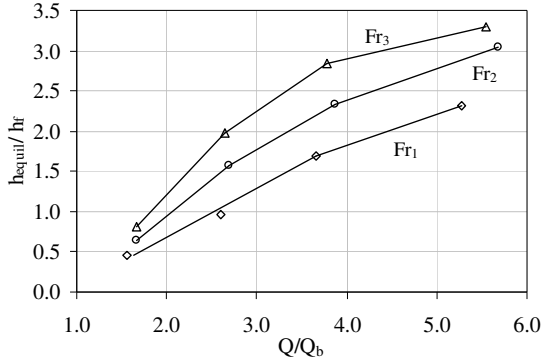


Figure 8. Relative equilibrium scour depth vs. flow contraction rate

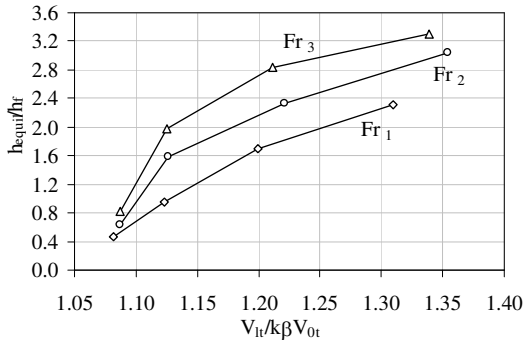


Figure 9. Equilibrium scour depth vs. the velocity ratio

The influence of relative grain size of bed material on relative equilibrium scour depth is presented in Figure 10. With increase in the relative grain size of bed material, the relative equilibrium depths of scour decreases. In obtained graphical relations 0.24, 0.5, 0.67, and 1.0 mm median grain size were used in tests with equal $Fr = 0.075$ (SL1, SL4, SL7, and SL10) with reducing flow contraction rates from $(Q/Q_b)_1 = 5.27$ to $(Q/Q_b)_4 = 1.56$.

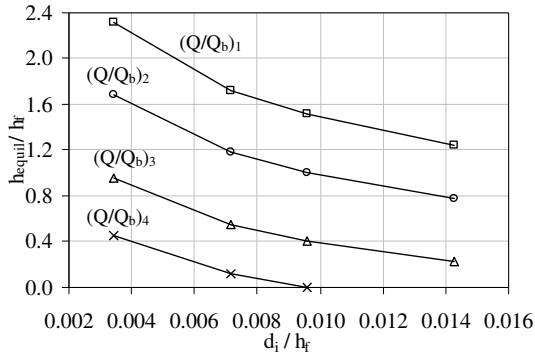


Figure 10. Relative equilibrium scour depth vs. the relative grain size

As seen from the Figure 11, the smaller the value of kinetic parameter of open flow and Froude number relative to the river slope, $Fr/i_0 = V^2/gL_a i_0$, the smaller the ratio between the inertia and frictional forces, the greater the relative equilibrium depth of scour. Froude number was calculated for the flow obstructed by a structure length with data grouped according to similar Froude numbers as: tests SL1, SL4, SL7, SL10 for $Fr_1 = 0.075$; tests SL2, SL5, SL8, SL11 for $Fr_2 = 0.1037$; tests SL3, SL6, SL9, SL12 for $Fr_3 = 0.1237$.

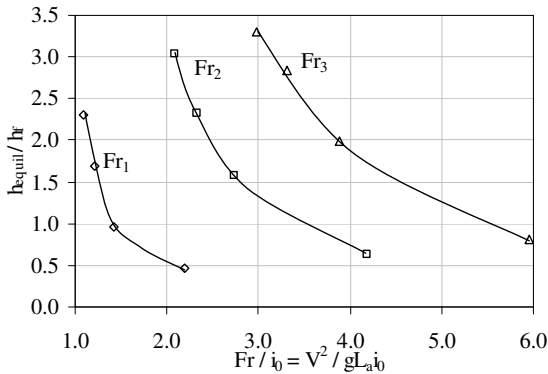


Figure 11. Relative equilibrium scour depth vs. the Froude number referred to the slope

5.4 Comparison of results from different scour estimation methods

The data of laboratory tests from SL1 to SL12 were used to compare experimental equilibrium scour depth values to the equilibrium scour depth values calculated by the abutment scour estimation methods of: Liu et al. (1961), Laursen (1963), Gill (1972), Froehlich (1989) clear-water equation, Sturm and Janjua (1994), Lim (1997), Melville and Coleman (2000), HEC-18 (2001) with modified Froehlich's live-bed equation, HEC-18 (2001) with modified HIRE's equation, Sturm (2004), Benedict et al. (2006) with modified Young's equation, and proposed method – equation (7).

Results showed that other methods over-estimates equilibrium scour depth in the wide range - from few centimetres to several tens centimetres. Closest results are for tests with largest flow contraction rates and abutment lengths, consequently for deepest calculated equilibrium scour depths, by the methods of HEC-18, Froehlich, and Lim. However, it must be accented that important limitation exists to compare suggested equation (7) to other methods, because of discounted such significant scour control parameters as flow contraction rate and local flow velocity. As well as, for other equations mentioned in chapter 2, laboratory data limitations exists from which these equations were derived. In addition, several methods (e.g., Sturm's and both Froehlich's methods) include safety factor, which makes larger equilibrium scour depths. In general, all these factors lead to overly conservative approaches, and consequently lead to over-expensive construction costs.

6 CONCLUSIONS

1. Equilibrium scour depth at river water intakes has not been studied yet;
2. Scour calculation methods designed for equilibrium scour depth estimation at river hydraulic structures with vertical walls, e.g. abutments, can be used as a base for equilibrium scour depth calculation at water intakes, because of similarity of the shape, location and influence on flow conditions;
3. There is no equilibrium clear-water abutment scour calculation methods available in literature that takes into account both scour-control parameters: flow contraction rate and local flow velocity,

- as well as, cannot calculate equilibrium scour depth in stratified riverbed conditions;
4. The computer modelling were used for simulation of scour depth development in time and determination of experimental equilibrium scour depth values of SL tests, based on the experimental data of Gjunsburgs and Neilands (2004), calculation method of scour depth development in time during floods of Gjunsburgs et al. (2004, 2005), and computer program “RoBo” by Gjunsburgs et al. (2006);
 5. It was found from experimental data that with increase in the flow contraction rate, and with increase in the local flow velocity at the upstream corner of structure, the equilibrium scour depth increases;
 6. It was found from experimental data that with decrease of a grain size, equilibrium scour depth increases;
 7. New equilibrium scour depth calculation method for water intakes (Eq. 7) was worked out and verified by experimental data. Suggested method combines into methodology following scour-control parameters: flow discharge contraction, local flow velocity, as well as, other hydraulic and riverbed parameters already proposed in literature;
 8. There is proposed a methodology for equilibrium scour depth calculation in stratified riverbed conditions;
 9. Theoretical analysis of the suggested method (Eq. 7) was made and it was found that relative equilibrium scour depth depends on: flow contraction rate, kinetic parameter of the open flow, kinetic parameter of flow in contraction in open-flow conditions, ratio of the Froude number to the river slope, relative flow depth, dimensionless grain size, stratified riverbed conditions, ratio of the local velocity to the velocity at which the sediment movement starts, side-wall slope of the structure, structure shape, and angle of flow crossing;
 10. Suggested method (Eq. 7) can be applied to water intakes in plain rivers, as well as, to similar river hydraulic structures, e.g., to abutments, to ensure the reliability of structure for a lifetime.

PUBLIKĀCIJU SARAKSTS / LIST OF PUBLICATIONS

1. Neilands R., Gjunsburgs B. Equilibrium scour depth at water intake structures (**iesniegts** uz: RTU zinātniskajiem rakstiem 2008.g.).
2. Gjunsburgs B., Neilands R., Govsha E. Assessment of flood damage risk for engineering structures in river floodplains (**pieņemts, atrodas iespiestuvē** uz: 13th IWRA World Water Congress, kas notiks 2008.g. 1-4.sept., Francijā).
3. Gjunsburgs B., Neilands R., Govsha E. Equilibrium depth of scour at the bridge abutments// Scientific proceedings of RTU. Architecture and Construction Science. – 2006. – Vol. 2(7). - pp. 121-131.
4. Gjunsburgs B., Neilands R., Govsha E. Flood damage risk assessment and management for engineering structures in rivers// Proc. of 2nd Ain Shams University International Conference on Environmental Engineering. – Cairo: Harery Press, 2007. – pp. 169–177.
5. Gjunsburgs B., Neilands R., and Govsha E. Scour development and bridge abutment safety during the floods// Proc. of Flow Simulation in Hydraulic Engineering. – Dresden: Dresden Technical University, 2006. - pp. 157-167.