MICHAŁ SZYDŁOWSKI

MODELOWANIE FAL POWODZIOWYCH NA TERENACH ZABUDOWANYCH

POLITECHNIKA GDAŃSKA

monografie
86

POLITECHNIKA GDAŃSKA

MICHAŁ SZYDŁOWSKI

MODELOWANIE FAL POWODZIOWYCH NA TERENACH ZABUDOWANYCH

GDAŃSK 2007

PRZEWODNICZĄCY KOMITETU REDAKCYJNEGO
WYDAWNICTWA POLITECHNIKI GDAŃSKIEJ
Romuald Szymkiewicz

REDAKTOR PUBLIKACJI NAUKOWYCH
Janusz T. Cieśliński

REDAKTOR SERII
Jerzy M. Sawicki

RECENZENCI
Kazimierz Burzyński
Janusz Kubrak

PROJEKT OKŁADKI
Jolanta Cieślawska

Wydano za zgodą
Rektora Politechniki Gdańskiej

Oferta wydawnicza Politechniki Gdańskiej jest dostępna pod adresem
http://www.pg.edu.pl/wydawnictwo/katalog
zamówienia prosimy kierować na adres wydaw@pg.gda.pl

© Copyright by Wydawnictwo Politechniki Gdańskiej
Gdańsk 2007

Utwór nie może być powielany i rozpowszechniany, w jakiejkolwiek formie
i w jakikolwiek sposób, bez pisemnej zgody wydawcy

ISBN 978–83–7348–200–5

SPIS TREŚCI

Wykaz ważniejszych oznaczeń 5

1. WPROWADZENIE 7

2. CEL, ZAKRES I STRUKTURA PRACY 8

3. CHARAKTERYSTYKA POWODZI MIEJSKICH 11
   3.1. Miasta a woda 12
   3.2. Przepływ wód opadowych w mieście 14
   3.3. Skutki powodzi 14

4. STAN WIEDZY O MATEMATYCZNYM MODELOWANIU PRZEPŁYWÓW POWODZIOWYCH 17
   4.1. Modelowanie propagacji fali wezbraniowej w ciekach i naturalnych dolinach rzek 17
      4.1.1. Modele matematyczne 18
      4.1.2. Metody rozwiązywania równań przepływu wody płytkiej 21
   4.2. Modelowanie przepływu wód przez obszary zabudowane 23

5. MODEL PRZEPŁYWU WODY PO TERENIE ZABUDOWANYM 26
   5.1. Równania dwuwymiarowego przepływu wody płytkiej 26
   5.2. Numeryczne rozwiązanie równań przepływu wody płytkiej 28
      5.2.1. Dyskretyzacja równań w przestrzeni metodą objętości skończonych 28
      5.2.2. Całkowanie równań w czasie 33
      5.2.3. Uwzględnienie warunków granicznych 34

6. LABORATORYJNE I NUMERYCZNE BADANIA PRZEPŁYWU WODY NA TERENIE ZABUDOWANYM 37
   6.1. Badania przepływu wody na terenie zabudowanym w laboratorium hydraulicznym ENEL-CESI 37
   6.2. Badania przepływu wody na terenie zabudowanym w laboratorium hydraulicznym Politechniki Gdańskiej 42
      6.2.1. Opis stanowiska pomiarowego i metodyki pomiarów 42
      6.2.2. Przebieg eksperymentu 47
      6.2.3. Analiza błędów i niepewności pomiarów 47
      6.2.4. Zakres badań 50
      6.2.5. Eksperyment E01 – przepływ przez obszar bez zabudowy 52
   6.3. Porównanie wyników obliczeń numerycznych z pomiarami 54
      6.3.1. Eksperyment E02 – opływ pojedynczego budynku ustawionego prostopadle do osi wyrwy w wale 57
      6.3.2. Eksperyment E03 – opływ pojedynczego budynku ustawionego ukośnie do osi wyrwy w wale 65
      6.3.3. Eksperyment E04 – przepływ przez obszar z budynkami w układzie szeregowym 74
      6.3.4. Eksperyment E05 – przepływ przez obszar z budynkami w układzie w szachownicę 82
      6.3.5. Eksperyment E06 – przepływ przez obszar z budynkami ustawionymi ukośnie do osi wyrwy w wale (wersja 1) 90
      6.3.6. Eksperyment E07 – przepływ przez obszar z budynkami ustawionymi ukośnie do osi wyrwy w wale (wersja 2) 98
      6.3.7. Eksperymenty E08 i E09 – przepływ przez jednostronnie rozszerzony obszar zalewu 106
   6.4. Wpływ sposobu reprezentacji obszaru zabudowanego na wyniki obliczeń 116

7. NUMERYCZNA SYMULACJA POWODZI NA ZABUDOWANYM TERENIE ZALEWOWYM OBWAŁOWANEJ RZEKI 123
7.1. Zalew fikcyjnego terenu zabudowanego 123
7.2. Zalew rzeczywistego terenu zabudowanego – Saska Kępa w dolinie Wisły w Warszawie 129

8. PODSUMOWANIE I WNIOSKI 137

Bibliografia 140
Streszczenie w jęz. polskim 148
Streszczenie w jęz. angielskim 149

WYKAZ WAŻNIEJSZYCH OZNACZEŃ

A – jakobian wektora **F**
Cr – liczba Couranta
c – prędkość rozprzestrzeniania się małych zaburzeń
E, **G** – wektory strumieni zmiennych zachowawczych w kierunku x i y
F – wektor strumieni zmiennych zachowawczych
Fr – liczba Froude'a
g – przyspieszenie ziemskie
h – głębokość wody
I – macierz jednostkowa
n – współczynnik szorstkości Manninga
n – wektor jednostkowy, normalny do powierzchni
n_x, n_y – składowe wektora **n**
q_x, q_y – jednostkowe natężenie przepływu odpowiednio w kierunku x i y
r – prawy wektor własny macierzy **A**
R – niezmiennik Riemanna
S – wektor członów źródłowych
S_{fx}, S_{fy} – spadek hydrauliczny odpowiednio w kierunku x i y
S_{ox}, S_{oy} – spadek dna odpowiednio w kierunku x i y
t – czas
U – wektor zmiennych zachowawczych
u – wektor prędkości przepływu
u, v – poziome składowe wektora **u**
x, y – poziome współrzędne układu kartezjańskiego
λ – wartość własna macierzy **A**
Θ – współczynnik wagowy

Rozdział 1

WPROWADZENIE

W pracy przedstawiono podsumowanie wyników badań prowadzonych przez autora w Politechnice Gdańskiej w latach 2004–2006, dotyczących matematycznego modelowania powierzchniowego przepływu wody na terenach zabudowanych, powstałego wskutek przerwania obwałowania przeciwpowodziowego, czy uszkodzenia budowli piętrzącej. Stanowi ona uzupełnienie i rozszerzenie wcześniejszych badań na temat modelowania propagacji fal powodziowych w naturalnych dolinach rzek, wywoływanych awariami zapór zbiornikowych (Szydłowski, 2003).

Problem matematycznego modelowania powierzchniowego przepływu wody na terenach o intensywnej zabudowie był jednym z podstawowych elementów wykonanego pod kierownictwem autora w latach 2005–2006 projektu badawczego nr 2 P06S 034 29, finansowanego przez ówczesne Ministerstwo Nauki i Informatyzacji pt. „Fizyczne i matematyczne modelowanie gwałtownych zalewów na obszarach o zróżnicowanym zagospodarowaniu terenu dla potrzeb prognozowania skutków powodzi i wyznaczania lokalnych stref zagrożenia powodziowego".

Powodzie w obszarach miejskich mają różne przyczyny. Mogą być one bądź następstwem zjawisk naturalnych, takich jak wystąpienia rzek z koryt i ulewne deszcze, bądź też skutkiem uszkodzeń budowli hydrotechnicznych, takich jak zapory zbiornikowe lub wały przeciwpowodziowe. Również sam przebieg powodzi w mieście może być różny: powolny – związany z długotrwałym zatopieniem terenów zalanych, lub gwałtowny i krótkotrwały – wynikający z nagłego pojawienia się i przejścia fali wezbraniowej. W pracy przedstawiono wyniki badań nad drugim z wymienionych typów powodzi, której skutki zależą głównie od hydrodynamiki przepływu, a nie od czasu zatopienia zalanych terenów. Skupiono się na analizie wpływu elementów zabudowy miejskiej, takich jak domy i zespoły budynków, na warunki przepływu wody. Szczególną uwagę zwrócono na problem właściwego wyboru i poprawnego rozwiązania matematycznego modelu rozpatrywanego zjawiska fizycznego oraz na ocenę jakości wyników obliczeń.

W hydrologii, najczęściej stosowanym matematycznym modelem przepływu wody w naturalnych ciekach i zbiornikach są jedno- bądź dwuwymiarowe równania de Saint-Venanta. U podstaw wyprowadzenia wspomnianych równań leży założenie o wolnozmienności ruchu wody. W przypadku powodzi na terenach zabudowanych, wywołanych nagłymi przyczynami, takimi jak przerwania wałów powodziowych, można spodziewać się, że przepływ wody będzie miał charakter szybkozmienny. Jednocześnie, w przypadku gdy obszar przepływu jest zabudowany, mogą w nim występować zjawiska lokalne, jak choćby odskoki hydrauliczne, znaczne spiętrzenia i depresje zwierciadła czy strefy cyrkulacji prędkości. Z formalnego punktu widzenia, w takich warunkach ruchu, równania de Saint-Venanta nie są adekwatnym modelem zjawiska przepływu wody ze swobodnym zwierciadłem. Prowadząc badania opisane w niniejszej pracy, szukano odpowiedzi na pytanie, czy w praktyce dwuwymiarowy, płaski model fali dynamicznej nadaje się do numerycznych symulacji powodzi na terenie zurbanizowanym, wywołanych awariami wałów przeciwpowodziowych, oraz jakie są ograniczenia jego stosowalności.

Rozdział 2

CEL, ZAKRES I STRUKTURA PRACY

Głównym celem wykonanej pracy było opracowanie i zweryfikowanie metody prognozowania hydrodynamiki fal powodziowych na terenach o zwartej zabudowie miejskiej. Problem ten, związany bezpośrednio z hydrologią zlewni miejskiej, nie został do tej pory szczegółowo rozpoznany; jest wciąż otwarty i interesujący dla władz miast zagrożonych powodzią, inżynierów sanitarnych i wodnych, a także hydrologów. O aktualności podjętego tematu badawczego świadczą liczne publikacje (głównie zagraniczne) ukazujące się regularnie od początku tego wieku, zarówno w czasopismach naukowych, jak i technicznych.

Realizacja wyznaczonego celu wymagała sformułowania matematycznego modelu zjawiska przepływu wody ze swobodną powierzchnią, rozwiązania równań modelu, jego weryfikacji oraz oceny uzyskiwanych wyników. Praktycznym aspektem wykonanych badań jest możliwość zastosowania opracowanego i zweryfikowanego systemu obliczeniowego do numerycznych prognoz zalewów powodziowych na istniejących obszarach zabudowanych, leżących w strefach bezpośredniego zagrożenia zalaniem wskutek uszkodzenia lub zniszczenia zabudowy hydrotechnicznej. Uzyskane wyniki umożliwiają wyznaczanie lokalnych stref zagrożenia powodziowego w miastach.

Badania przeprowadzono w trzech podstawowych etapach, wykorzystując w nich równolegle dwie metody analizy rozpatrywanego zjawiska – laboratoryjną i obliczeniową. Badania laboratoryjne służyły ogólnemu rozpoznaniu charakterystycznych cech fali powodziowej na obszarze zabudowanym oraz zjawisk hydraulicznych towarzyszących szybkozmiennemu przepływowi wody, podlegającemu wpływowi zabudowy miejskiej. Analizowano hydrauliczne warunki opływu pojedynczego budynku i przepływu między budynkami. Do tego celu wykorzystano dostępne obserwacje i wyniki pomiarów z zagranicznych ośrodków naukowych oraz wyniki własnych doświadczeń prowadzonych w laboratorium hydraulicznym. Zebrane w ten sposób informacje stworzyły unikatową bazę danych o hydrodynamice przepływu na obszarach zabudowanych, która później została wykorzystana do weryfikacji obliczeń numerycznych.

W pracy wykorzystano wyniki fizycznego modelowania przepływu szybkozmiennego na obszarze zabudowanym, otrzymane w laboratorium hydraulicznym Polo Idraulico et Strutturale (ENEL-CESI) w Mediolanie we Włoszech. Dostęp do wspomnianych wyników i ich analiza były możliwe dzięki współpracy autora z uczestnikami europejskiego projektu IMPACT (Zech i Soares-Frazao, 2007). Otrzymane dane wykorzystano do porównań z wynikami obliczeń zaproponowanym modelem. W 2005 roku zbudowano w Laboratorium Hydrauliki i Inżynierii Środowiska Politechniki Gdańskiej własne stanowisko laboratoryjne do badania płaskiego przepływu wody. Po wyposażeniu stanowiska w czujniki pomiaru zmian głębokości, przeprowadzono wstępne badania przepływu przez obszar niezabudowany i badania opływu pojedynczego budynku. W 2006 roku prowadzono badania hydraulicznych warunków przepływu wody przez makietę schematycznej zabudowy miejskiej. W badaniach laboratoryjnych przeanalizowano kilkanaście różnych układów budynków reprezentujących wybrane formy zabudowy.

Równolegle z realizacją badań laboratoryjnych prowadzono prace nad sformułowaniem, rozwiązaniem i weryfikacją matematycznego modelu przepływu wody przez zabu-

dowany budynkami obszar. Ze względu na charakterystykę analizowanego typu przepływu wybrano do jego opisu dwuwymiarowe równania przepływu wody płytkiej. Rozwiązując je numerycznie, do aproksymacji przestrzennej zastosowano metodę objętości skończonych. W rozwiązaniu wykorzystano także specjalnie opracowane techniki uwzględnienia lokalnych zjawisk hydraulicznych (np. odskoków hydraulicznych) oraz szybkozmiennego przepływu wody z małą głębokością. Wspomniane równania były zwykle stosowane do opisu transformacji fali wezbraniowej w rzekach i kanałach oraz płytkich zbiornikach wodnych. Ich przydatność do modelowania hydraulicznych skutków katastrof zapór wodnych w naturalnych dolinach rzek została potwierdzona przez autora we wcześniejszych badaniach (Szydłowski, 2003). Formalnej i praktycznej oceny wymagało jednak zastosowanie tego modelu do opisu przepływu wody na obszarach zabudowanych, który zwykle nie jest wolnozmienny i w związku tym nie spełnia założeń przyjmowanych w trakcie wyprowadzania równań. W badaniach zwrócono więc szczególną uwagę na określenie praktycznych granic stosowalności modelu przepływu wody płytkiej do odwzorowania szybkozmiennego przepływu przez obszary zabudowane. Weryfikacji wyników obliczeń dokonano na podstawie zmierzonych wartości głębokości wody. W pracy zbadano również wpływ metody odwzorowania obszaru zabudowanego na uzyskiwane wyniki obliczeń parametrów przepływu.

Ostatnia, trzecia część przeprowadzonych badań polegała na zastosowaniu zaproponowanego modelu do oceny hydraulicznych skutków ekstremalnego przepływu przez obszar zabudowany. W pierwszym etapie wykonano numeryczną symulację przepływu przez przykładowy, hipotetyczny obszar zabudowany, narażony na zalanie po przerwaniu wału przeciwpowodziowego. Następnie wykonano prognozę transformacji fali i zasięgu zalewu powodziowego na istniejącym obszarze zurbanizowanym po awarii obwałowania. Jako miejsce potencjalnej powodzi wybrano jedną z dzielnic Warszawy – Saską Kępę.

Struktura przedstawionej rozprawy jest następująca. W rozdziałach pierwszym i drugim opisano podjęty temat badawczy, cele i zakres podjętej pracy oraz krótko przedstawiono zastosowane metody i zakres przeprowadzonych badań.

W rozdziale trzecim scharakteryzowano zjawisko powodzi, przedstawiono historyczne uwarunkowania powiązania miast z wodą, zaprezentowano przyczyny pojawiania się wody w mieście, a także drogi przepływu wody przez obszary zurbanizowane. W tej części pracy opisano także zagrożenia, jakie niosą ze sobą powodzie miejskie oraz metody ich ograniczania ze szczególnym uwzględnieniem konieczności wyznaczania stref zalewów powodziowych i wykonywania map zagrożenia powodziowego.

Czwarty rozdział pracy zawiera opis stanu wiedzy na temat matematycznego modelowania propagacji fal powodziowych w naturalnych ciekach i zbiornikach oraz na terenach zabudowanych. W rozdziale tym opisano zarówno różne modele matematyczne przepływu wody ze swobodnym zwierciadłem, jak i metody ich rozwiązywania w odniesieniu do możliwości modelowania szybkozmiennego przepływu powierzchniowego na terenach zurbanizowanych, a także w kanalizacji deszczowej.

W rozdziale piątym szczegółowo przedstawiono dwuwymiarowy model przepływu wody płytkiej, wykorzystany do opisu zjawiska powierzchniowego przepływu wody przez obszar zabudowany. Zaprezentowano postać równań modelu, dokonano klasyfikacji równań różniczkowych cząstkowych tworzących model oraz sformułowano niezbędne do ich rozwiązania warunki graniczne. W drugiej części tego rozdziału opisano numeryczne rozwiązanie modelu matematycznego, przedstawiając opracowane i zastosowane metody całkowania równań w przestrzeni i czasie.

W szóstym, najobszerniejszym rozdziale pracy, przedstawiono wyniki laboratoryjnych i numerycznych badań przepływu powierzchniowego na terenie zabudowanym. Analiza

wyników pomiarów i obliczeń posłużyła do weryfikacji modelu i oceny przydatności równań przepływu wody płytkiej do opisu ruchu wody na obszarze zurbanizowanym. W rozdziale tym szczegółowo opisano także stanowisko badawcze, metodykę pomiarów oraz przebieg badań laboratoryjnych.

W przedostatnim, siódmym rozdziale przedstawiono zastosowanie własnego programu komputerowego do symulacji powodzi na obwałowanym, zabudowanym terenie zalewowym rzeki. Przedstawiono wyniki obliczeń dwóch przykładów przepływu powodziowego wywołanego przerwaniem obwałowania przeciwpowodziowego.

Ósmy, ostatni rozdział pracy zawiera podsumowanie i wnioski końcowe.

Rozdział 3

CHARAKTERYSTYKA POWODZI MIEJSKICH

Pojęcie powodzi ma różne definicje. Zgodnie z polskim Prawem wodnym z lipca 2001 r. (Dz. U. Nr 115, poz. 1229) przez powódź rozumie się takie wezbranie wody w ciekach, naturalnych zbiornikach wodnych, kanałach lub morzu, podczas którego woda po przekroczeniu stanu brzegowego zalewa doliny rzeczne, albo tereny depresyjne i powoduje zagrożenia dla ludności lub mienia.

Powódź jest często mylona z pojęciem wezbrania (Radczuk i in., 2001). Poprawnie wezbraniem nazywamy wzrost stanów wody w cieku, kanale, zbiorniku lub morzu, natomiast powodzią jest takie wezbranie, które powoduje zagrożenie życia ludzkiego i szkody społeczne, ekonomiczne oraz środowiskowe, takie jak zniszczenia domów, dróg, infrastruktury technicznej, upraw rolniczych, zabytków kultury, ale także dezorganizację życia społecznego, skażenie terenu i wód substancjami szkodliwymi itp. Oczywiście przyczyną powodzi są wezbrania, ale nie każde wezbranie jest powodzią. Co więcej, to samo wezbranie, powodujące zalanie terenu, może stać się powodzią lub nie – w zależności od sposobu użytkowania przez człowieka zalanego obszaru.

Przyczyną wezbrań są naturalne zjawiska związane z klimatem i pogodą. W przypadku rzek i zbiorników są to zwykle zwiększone dopływy wody, występujące wskutek intensywnych opadów deszczu lub topnienia śniegu. Zjawiska te mogą też występować jednocześnie. Wezbrania morza powodowane są natomiast wiatrami sztormowymi bądź pływami. Możliwość oddziaływania człowieka na wszystkie te zjawiska jest bardzo ograniczona, ponieważ nie potrafimy kształtować czynników pogodowych. W Polsce ze względu na przyczyny pogodowe można wyróżnić następujące rodzaje wezbrań: opadowe, roztopowe, zatorowe i sztormowe (Majewski, 2004). Wezbrania mogą być również wywołane awarią budowli hydrotechnicznych, np. uszkodzeń budowli piętrzących lub wałów przeciwpowodziowych.

Powodzie można klasyfikować również ze względu na zasięg terytorialny. I tak, powodzie obejmujące swym zasięgiem znaczne obszary kraju nazywamy powodziami regionalnymi. Powodzie o zasięgu od kilku do kilkuset kilometrów kwadratowych nazywamy z kolei lokalnymi. Te ostatnie powstają najczęściej wskutek bardzo intensywnych (nawalnych) opadów występujących na bardzo małych obszarach w zlewniach rzek górskich, ale mogą też być skutkiem niewystarczającej przepustowości sieci kanalizacji deszczowej w zlewniach miejskich lub nawet na obszarach pozbawionych sieci cieków czy zbiorników wodnych. Powodzie lokalne bywają bardzo groźne, a ich prognoza jest trudna, gdyż przebieg zjawiska jest zwykle gwałtowny i niespodziewany, co odzwierciedla angielska nazwa zjawiska *flash flood.*

Jak już wspominano, wezbrania wywołują powódź tylko wówczas, gdy podczas wezbrania zalane zostaną tereny użytkowane przez człowieka, co spowoduje straty. Można więc powiedzieć, że ryzyko powodzi jest kosztem zabudowy i niewłaściwego użytkowania terenów zagrożonych. Niestety, ciągły wzrost zainteresowania inwestowaniem na takich obszarach zwiększa straty powodziowe. Wynika stąd, że jedyną właściwą metodą ochrony przed powodzią jest praktycznie zaniechanie użytkowania przez człowieka terenów zalewowych w sposób podatny na szkody wywoływane zalaniem.

Na przestrzeni ostatnich lat obserwujemy wzrost częstotliwości występowania powodzi (Savenije, 1995). Przez wiele lat sądzono, że ochrona przeciwpowodziowa może sprowadzać się wyłącznie do stosowania środków technicznych, takich jak zbiorniki retencyjne, poldery czy obwałowania rzek. Niestety, praktyka pokazała, że nie ma urządzeń niezawodnych, a ich awarie, wobec intensywnego zagospodarowania terenów chronionych, mogą prowadzić do ogromnych szkód. Stąd w ostatnich latach odchodzi się od ochrony przeciwpowodziowej określanej według zasady „odsunąć wodę od człowieka" na rzecz szeroko rozumianego zarządzania powodzią (ang. *flood management*), rozwoju zrównoważonego (ang. *sustainable development*) oraz wciela się w życie nowe podejście definiowane jako „odsunąć człowieka od wody" (Kundzewicz, 2002). Niestety tę ostatnią, prostą wydawałyby się zasadę, niełatwo jest stosować w praktyce. Wszędzie na świecie cywilizacje i miasta rozwijały się nad rzekami, często na terenach zalewowych, i wiele z nich ciągle tam się znajduje. Nierealne jest oczywiście przenoszenie całych miast na teren niezagrożony zalaniami. Natomiast możliwe i konieczne jest ograniczanie zabudowy i właściwe zagospodarowywanie terenów zalewowych w planowanej przyszłości.

3.1. Miasta a woda

Na świecie, miasta powstawały zwykle w miejscach o walorach obronnych, zapewniających dostęp do wyżywienia i wody oraz do szlaków handlowych. Wszystkie te warunki spełnia lokalizacja osad w sąsiedztwie rzek. Pierwsze stałe osady ludzkie powstały w okresie neolitu (Kaplan i in., 2004). Początek tego okresu datuje się na około 7000 lat p.n.e., a trwał do około 2 tys. lat p.n.e. W tym właśnie okresie ludzie zaczęli hodować zwierzęta i uprawiać rośliny. W konsekwencji zmiany sposobu życia zaczęły powstawać osady, wsie, a wkrótce i miasta. Za najstarsze stałe osady archeolodzy uznali osiedla w pobliżu obecnego Jerycha (Palestyna), usytuowane niedaleko rzeki Jordan. Z tego samego okresu pochodzi również Çatal Hüyük w Anatolii (Turcja). Przeprowadzone tam wykopaliska odsłoniły ruiny warownej osady typu miejskiego, z domami z suszonej cegły. Wraz z pojawieniem się osadnictwa rozpoczął się również rozwój melioracji i kanalizacji. W miejscowości El–Kown (Syria) odnaleziono najstarsze ślady kanalizacji domowej, datowane na około 6500 rok p.n.e. (Delleur, 2003). Później kolejne osady i miasta powstawały intensywnie w czwartym tysiącleciu p.n.e. w deltach Eufratu i Nilu, tworząc wielkie cywilizacje Mezopotamii i Egiptu, a w trzecim tysiącleciu p.n.e. na Bliskim Wschodzie i w Indiach. Rozwojowi miast stale towarzyszyło ulepszanie infrastruktury przeciwpowodziowej i kanalizacyjnej. Przykładowo, miasta w dolinie Indusu były budowane na wzniesieniach powyżej poziomu wysokich wód. Wzniesienia te były chronione przed erozją murowanymi umocnieniami. Miasto Mohenjo-Daro (Pakistan), leżące na prawym brzegu rzeki Indus, zostało natomiast odgrodzone od rzeki sztucznymi barierami. W miejscowości tej, na terenie dolnego miasta, odsłonięto też ślady domostw mających małe łazienki z systemami doprowadzania wody i odprowadzania ścieków (Delleur, 2003). Kanalizacja składała się z glinianych rur, krytych rynsztoków i kolektorów prowadzonych pod ulicami.

Kolejne społeczności i miasta rozwijały się w basenie Morza Śródziemnego. Cywilizacja minojska, rozwijająca się od trzeciego tysiąclecia p.n.e. w basenie Morza Egejskiego, zasłynęła nie tylko wysokim poziomem rozwoju architektury i rzemiosła artystycznego, ale wniosła też swój wkład do historii inżynierii sanitarnej. W tych czasach rozwinęły się i rozpowszechniły pełne systemy wodociągowe i kanalizacyjne, budowane z glinianych, stożkowo zakończanych rur, umożliwiających wzajemne łączenie i budowę rurociągów. Dalszy rozwój techniki zaopatrzenia w wodę, melioracji i kanalizacji nastąpił w starożytnej

Grecji, a potem w Rzymie. W miastach greckich pojawiły się systemy odprowadzania wód opadowych (Delleur, 2003). Wody te wykorzystywano do płukania toalet publicznych, a następnie do podlewania i nawożenia terenów zielonych (szczególnie drzew). Grecy budowali już akwedukty i kanały nawadniające od siódmego wieku p.n.e. W miastach Cesarstwa Rzymskiego rozwijano dalej technikę zaopatrzenia w wodę (akwedukty) i gospodarowania wodą w mieście. Wody deszczowe były gromadzone w cysternach na potrzeby domowe albo odprowadzano je systemami kanalizacyjnymi, które zaczęto w części budować z elementów ceramicznych. Wody opadowe wykorzystywano także do mycia ulic i placów. W tych czasach, w różnych miastach Imperium Rzymskiego, pojawiła się też kanalizacja podziemna. Do najlepiej znanych systemów należy rzymski kolektor Cloaca Maxima zbudowany około 600 roku p.n.e., który odprowadzał wodę i ścieki z terenów i domów wokół Forum Romanum do Tybru. Kanał ten działa do dziś.

Po upadku Imperium Rzymskiego w Europie Zachodniej nastąpił upadek zaawansowanej techniki sanitarnej. Z miast zniknęły publiczne łaźnie wraz z systemami zaopatrzenia w wodę i odprowadzania ścieków. Zainteresowanie ludzi wodą przesunęło się z problemów natury sanitarnej na rzecz wykorzystania energii wodnej, co zaowocowało pojawieniem się nad rzekami młynów i tartaków wodnych. W Średniowieczu i latach wcześniejszych w miastach takich jak Paryż, woda pitna była pobierana bezpośrednio z rzek, a ścieki spływały powierzchniowo, rynsztokami i kanałami otwartymi ponownie do tych samych cieków. Taki sposób gospodarki wodno-ściekowej doprowadził do bardzo złej sytuacji sanitarnej w miastach Europy i zaowocował wielkimi epidemiami. Ponowny i już nieustanny rozwój techniki sanitarnej w miastach rozpoczął się w IX wieku, kiedy to w głównych miastach Europy (Paryż, Londyn) wybudowano wielkie systemy wodociągowe i kanalizacyjne.

Jak wspomniano wcześniej, rozwojowi techniki sanitarnej w miastach towarzyszyły przez wszystkie lata działania związane z melioracjami (nawodnienia, odwodnienia), ochroną przeciwpowodziową i regulacją cieków wodnych. W początkowych etapach historii ludzkości nie próbowano jednak ujarzmiać rzek, a cywilizacje osiadłe w dolinach dobrze radziły sobie z wylewami. Przykładowo, dla starożytnych Egipcjan wylewający Nil był dobrodziejstwem, a nie zagrożeniem. Zarówno w czasach starożytnych, jak i nowożytnych na lokalizacje miast wybierano zwykle miejsca bezpieczne, o czym świadczą stare centra oddalone zazwyczaj od brzegów rzek. Widać to także w polskich miastach. Na przykład warszawskie Stare Miasto jest położone na wysokiej skarpie, a krakowski Wawel stoi na wzgórzu. Proste zasady wynoszenia zabudowy miejskiej ponad poziom zalewów zapewniały ludziom przez długie lata ochronę przed powodzią. Z czasem jednak miasta rozrastały się i wkraczały na tereny zalewowe. Od tego momentu rozpoczęło się stosowanie technicznych środków ochrony miast przed powodziami, a do najpowszechniejszych można zaliczyć różnego typu obwałowania. Wkroczenie miast i człowieka na tereny zalewowe oraz silna wiara w niezawodność zabudowy hydrotechnicznej spowodowała jednak wzrost zagrożenia powodziowego. Wynika to z faktu, że tak naprawdę nie ma niezawodnych zabezpieczeń przeciwpowodziowych, a negatywne skutki potencjalnych powodzi na terenach silnie zagospodarowanych i użytkowanych przez człowieka intensyfikują się. Potwierdzeniem tych spostrzeżeń są obserwowane w ostatnich latach na świecie liczne powodzie miejskie, których materialne i niematerialne skutki osiągają znaczne rozmiary. Zalania miast występowały także ostatnio w Polsce, czego przykładem są powodzie we Wrocławiu w 1997 roku (Dubicki i in., 1999), czy w Gdańsku w 2001 roku (Cyberski, 2003; Majewski, 2005).

3.2. Przepływ wód opadowych w mieście

Urbanizację można zdefiniować jako zespół przemian ekonomicznych, społecznych, kulturowych i przestrzennych, prowadzących do rozwoju miast (Kaplan i in., 2004). Proces ten przebiega na kilku płaszczyznach: demograficznej, ekonomicznej, społecznej i przestrzennej. Skutkami przestrzennymi wynikającymi z urbanizacji są przede wszystkim wzrost obszarów miejskich i tworzenie nowych miast. Proces ten ma charakter ciągły i nieustannie się nasila, prowadząc nawet do niekontrolowanego rozprzestrzeniania się terenów zabudowanych (ang. *urban sprawl*) (Gutry-Korycka, 2005). Powstawanie nowych terenów o charakterze miejskim ma swoje różnorakie, nieuniknione konsekwencje – również hydrologiczne. Prócz wspomnianej wcześniej regulacji naturalnych cieków na obszarach miejskich, która łączyła się często z działaniami na rzecz ochrony przeciwpowodziowej, zaobserwować można również modyfikację charakteru zlewni wód opadowych (Chow, 1964). Wiąże się to głównie ze zmianami sposobu pokrycia i zagospodarowania terenu oraz stosowaniem technicznych środków odprowadzania wód deszczowych (Akan i Houghtalen, 2003). Uszczelnianie powierzchni zabudowywanych terenów i budowa systemów kanalizacji deszczowych znacząco wpływa na przebieg procesów hydrologicznych. W stosunku do naturalnych zlewni (rolniczych, leśnych) zlewnię miejską charakteryzuje mniejsza zdolność do retencji wody, co jest efektem zmniejszenia (czasem braku) procesu infiltracji, ograniczenia możliwości parowania oraz niekiedy likwidacji lokalnych zbiorników retencyjnych (oczek wodnych). Wszystko to powoduje zwiększenie i przyspieszenie spływu powierzchniowego. W konsekwencji kulminacja odpływu ze zlewni jest większa i następuje szybciej niż w zlewni naturalnej. Na zmniejszenie retencji i skrócenie czasu kulminacji odpływu ze zlewni zurbanizowanej ma również wpływ sieć kanalizacji deszczowej, która znacznie przyspiesza proces przepływu przez zlewnię. Podsumowując można stwierdzić, że wzrost stopnia urbanizacji zlewni skraca czas reakcji między opadem a odpływem oraz zwiększa wezbrania opadowe w odbiorniku (Szymczak i Szelenbaum, 2004).

Z wcześniejszych uwag wynika, że urbanizacja powoduje tak silne zmiany w przebiegu procesów hydrologicznych, że prowadzą one w konsekwencji do wzrostu zagrożenia powodziami o charakterze lokalnym. W przypadku intensywnych (nawalnych) opadów, występujących nawet na niewielkim obszarze miasta, często okazuje się, że urządzenia retencjonujące i przechwytujące wodę opadową są zbyt mało sprawne (Edel i Suligowski, 2004). Woda płynie wtedy po powierzchni siecią ulic i napotykając liczne przeszkody zalewa domy i okoliczną infrastrukturę. Istniejąca sieć kanalizacji deszczowej (projektowana zwykle dla przepływów o prawdopodobieństwie przekroczenia $p = 10\%$), w przypadku zbyt małej przepustowości, może również stać się przyczyną powtórnego wystąpienia wody na powierzchnię terenu. Tego typu zalania mogą wystąpić w zupełnie innych częściach miasta niż sam opad.

Ostatecznie można powiedzieć, że powodzie miejskie są skutkiem działalności człowieka i następstwem zmian, jakie człowiek wprowadził w swoje naturalne otoczenie. Jest to efekt przeniesienia aktywności inwestycyjnej na tereny zalewowe cieków i zbiorników wodnych, nad którymi lokalizowano miasta, i modyfikacja przebiegu procesów hydrologicznych przebiegających w zlewniach miejskich.

3.3. Skutki powodzi

Powodzie miejskie, choć mają charakter lokalny, to ich skutki są bardzo groźne. Wynika to z faktu, że powodzie typu lokalnego są zwykle nagłe i nieprzewidywalne, co powo-

duje, że czas reakcji na zagrożenie jest bardzo krótki – w praktyce niewystarczający na podjęcie jakichkolwiek działań zaradczych.

Skutki powodzi można podzielić między innymi na następujące grupy (Mark i in., 2004):

— bezpośrednie – zagrożenie zdrowia i życia ludzkiego oraz straty materialne powodowane przez wodę,
— pośrednie – zerwania linii komunikacyjnych, koszty prawne i administracyjne, straty w produkcji przemysłowej, rozprzestrzenianie się chorób itp.
— społeczne – długookresowe efekty spowodowane spadkiem poziomu życia i wartości terenów na obszarach dotkniętych powodzią, a także zwolnieniem rozwoju ekonomicznego.

Należy zaznaczyć, że w przypadku powodzi miejskich największe straty powodują nie skutki bezpośrednie, ale przerwania ciągłości procesów ekonomicznych, społecznych i gospodarczych (Douben i Verhagen, 2005). Nie wolno również zapominać o oddziaływaniu powodzi na środowisko naturalne (także w zlewni miejskiej).

Niezmiernie trudna jest również wycena strat spowodowanych powodzią. Można jednak zauważyć, że zarówno zagrożenie zdrowia i życia ludzkiego (Jonkman i in., 2002), jak i koszty materialne (Douben i Verhagen, 2005; Mark i in., 2004; Reiter, 2000; Twaróg, 1998; Maciejewski, 2000; Scawthorn i in., 2006) zależą przede wszystkim od hydrodynamiki fali powodziowej (zasięg zalewu, głębokość, prędkość wody) oraz parametrów charakteryzujących zaludnienie i zagospodarowanie terenu. Informacje o lokalnych wartościach głębokości i prędkości przepływu w obszarze zabudowanym można też wykorzystać do szacowania oddziaływania powodzi na poszczególne budynki, przez określenie wartości sił parcia hydrostatycznego i hydrodynamicznego, sił wyporu, a także intensywności erozji powodowanej przepływem wody i rumowiska (Kelman i Spence, 2004).

W kontekście zapobiegania powodzi metodą ograniczania zagospodarowywania terenów zalewowych, a także oceny skutków wystąpienia ewentualnego zagrożenia powodziowego, widać wyraźnie, jak ważne jest przestrzenne określenie zasięgu i innych parametrów potencjalnych zalewów terenu. W tym celu, na zlecenie planistów i instytucji ubezpieczeniowych wykonuje się prognozy charakterystyk potencjalnej powodzi, w tym tzw. mapy zalewów powodziowych. Madej (2000) definiuje mapę zalewów powodziowych jako „opracowanie, w którym – na podstawie analiz hydrologicznych oraz znajomości ukształtowania koryta rzeki i terenów przyległych, wykonano obliczenia hydrauliczne i ich efekt przedstawiono na mapie w postaci granic obszarów zalewowych z ewentualnym podziałem na strefy". Mapy zawierają zwykle zasięg zalewu podczas wezbrania o okresie powtarzalności 100 lat (przepływ o prawdopodobieństwie wystąpienia $p = 1\%$) lub dla największej powodzi historycznej. W obszarze zalewowym wydziela się strefę najwyższego zagrożenia (tzw. drogę powodzi), gdzie zabrania się zabudowy.

Również w Polsce wykonywane są mapy zasięgu zalewów dla fal powodziowych o różnym okresie powtarzalności, co pozwala na określenie poziomu potencjalnych zagrożeń (Nachlik i in.; 2000; Maciejewski, 2000; Radczuk i in., 2001). Wykonanie map zalewów powodziowych poprzedza zebranie materiałów źródłowych (analizy powodzi historycznych, dane o ukształtowaniu i zagospodarowaniu terenu, pomiary geodezyjne itp.), analizy hydrologiczne i hydrauliczne oraz wyznaczenie granic zalewów. W procesie tworzenia map coraz częściej wykorzystuje się nowoczesne metody łączące model matematyczny propagacji fali wezbraniowej z cyfrowym modelem rzeźby terenów zalewowych. Obliczenia hydrologiczne polegają zazwyczaj na statystycznej analizie danych historycznych o przepływach i ustaleniu odpowiadających im poziomów wody. Niezbędne do

wykonania obliczeń są wyniki pomiarów geodezyjnych, tj. przekroje poprzeczne rzeki i terenów przyległych oraz geometria obiektów hydrotechnicznych zlokalizowanych w korycie, uzupełnione informacją o pokryciu terenu. Narzędziem obliczeniowym są najczęściej hydrauliczne modele ruchu ustalonego. Z kolei powszechnym już narzędziem wykorzystywanym do wyznaczania granic obszarów zalewowych stały się systemy informacji geograficznej (GIS), wypierając tradycyjną metodę wykreślania na mapie topograficznej zalewu na podstawie informacji dotyczących poziomów wody w zadanych przekrojach poprzecznych oraz analizy przebiegu warstwic (Madej, 2000; Grelle i in., 2003; Magnuszewski i in., 2005).

Z przedstawionych informacji wynika, że zarówno działania na rzecz zmniejszenia ryzyka wystąpienia powodzi na obszarach miejskich, jak i ocena skutków potencjalnej powodzi, a także tworzenie systemów wspomagania decyzji (Todini, 1999) wymagają znajomości hydrodynamicznych parametrów fali wezbraniowej. W praktyce, określenia charakterystyk tych fal dostarczyć mogą wyłącznie wielowariantowe symulacje komputerowe, w których podstawowym elementem jest matematyczne modelowanie nieustalonego przepływu wody ze swobodną powierzchnią na obszarze zabudowanym. To zagadnienie analizowano w dalszej części pracy.

Rozdział 4

STAN WIEDZY O MATEMATYCZNYM MODELOWANIU PRZEPŁYWÓW POWODZIOWYCH

Analizując przepływ wody przez teren zurbanizowany, należy rozpatrzyć drogi tranzytu wody, która może pojawić się w mieście wskutek dowolnych przyczyn. Dwie podstawowe drogi przepływu wody to, jak wspomniano już wcześniej, szeroko rozumiana infrastruktura podziemna oraz powierzchnia terenu. Miasta są zwykle wyposażone w systemy odprowadzania wód opadowych i roztopowych, składające się głównie z kanalizacji deszczowej, choć elementami systemu bywają także naturalne cieki, kanały otwarte i zbiorniki retencyjne. Kanalizacja deszczowa jest projektowana dla natężenia przepływu o założonym prawdopodobieństwie przekroczenia – zwykle jest to $p = 10\%$. To, czy system kanalizacyjny zdoła przejąć całą wodę, czy też nie, zależy od intensywności zjawiska, które spowodowało pojawienie się wody na powierzchni terenu. Sama kanalizacja bywa również przyczyną lokalnych zalań terenów miejskich, gdy przechwyciwszy wodę z jednego obszaru, wskutek miejscowego zmniejszenia przepustowości, powoduje jej wypływ przez wpusty uliczne i studzienki w innym regionie.

O tym, która droga transportu wody przez miasto dominuje, lub czy są one równorzędne, decyduje relacja między objętością i natężeniem spływu powierzchniowego oraz przepływu w sieci kanalizacyjnej. W niniejszej pracy przyjęto, że powierzchniowy przepływ wody na obszarze zabudowanym wielokrotnie przekracza możliwości tranzytowe i retencyjne kanalizacji deszczowej (jak i innej infrastruktury podziemnej). Upoważniało to do zaniedbania tego elementu sytemu przepływu wody. Jednak w celu pełniejszego zobrazowania stanu wiedzy, w rozdziale tym przedstawiono przegląd technik obliczeniowych dotyczących różnych elementów przepływu wody przez obszar zabudowany.

4.1. Modelowanie propagacji fali wezbraniowej w ciekach i naturalnych dolinach rzek

Przedstawiony w niniejszym rozdziale stan wiedzy w dziedzinie modelowania propagacji fali wezbraniowej opracowano na podstawie danych zebranych z literatury fachowej: książek, publikacji w czasopismach, referatów konferencyjnych, a także na podstawie raportów z prowadzonych prac badawczych.

W ostatnich latach obserwuje się wzrost zainteresowania matematycznym modelowaniem wszelkich procesów fizycznych. Szybka i intensywna komputeryzacja oraz rozwój metod numerycznych dały możliwość modelowania także w inżynierii wodnej. W przypadku numerycznych obliczeń przepływu wody w kanałach otwartych historia sięga początku drugiej połowy ubiegłego wieku (np. Isaacson i in., 1958; Cunge i Wegner, 1964; Martin i Fazio, 1969). W Polsce pierwsze prace na ten temat powstały na początku lat siedemdziesiątych XX wieku (Piwecki, 1971).

Biorąc pod uwagę bardzo dużą liczbę opublikowanych w ubiegłych latach prac z zakresu rozważanej tematyki oraz nieustanny wzrost szybkości ukazywania się nowych pozy-

cji, przedstawiony przegląd obrazuje jedynie główne nurty obecne w literaturze podjętego w pracy tematu.

4.1.1. Modele matematyczne

Matematyczne modelowanie propagacji fali wezbraniowej – podobnie jak innych procesów fizycznych – realizowane jest w kilku etapach. Są to w kolejności: rozpoznanie zjawiska fizycznego, przyjęcie odpowiednich równań matematycznych opisujących propagację fali (czyli wybór lub wyprowadzenie równań fizyki matematycznej), rozwiązanie równań oraz weryfikacja otrzymanego rozwiązania. Można stwierdzić, że przepływ wody w trakcie propagacji fali jest zjawiskiem dość dobrze rozpoznanym, pod warunkiem, że rozpatruje się wyłącznie jego charakterystykę hydrodynamiczną, pomijając jednocześnie wszelkie aspekty związane z transportem rumowiska (Morris, 2000). Omawiane zjawisko możemy zakwalifikować w mechanice płynów jako problem nieustalonego przepływu nieściśliwej cieczy ze swobodną powierzchnią. Dokładnym modelem matematycznym takiego przepływu w trzech wymiarach przestrzennych są znane równanie ciągłości, wywodzące się z prawa zachowania masy oraz równanie Naviera-Stokesa, reprezentujące prawo zachowania pędu (Puzyrewski i Sawicki, 1987). Niestety, ze względu na zjawisko turbulencji występujące w przepływie wody ze swobodną powierzchnią, nie istnieje bezpośrednie rozwiązanie takiego modelu. Aby pokonać trudności wynikające z opisu turbulencji, podstawowe równania zachowania można uśrednić w czasie, otrzymując tzw. równanie Reynoldsa. Występujący w nim człon związany z lepkością turbulentną wymaga zdefiniowania modelu turbulencji. Model Reynoldsa stosowany jest głównie w przemysłowych aplikacjach mechaniki płynów, takich jak hydroenergetyka czy aerodynamika. W modelowaniu hydrodynamiki przepływów powodziowych aspekt ten nie jest szczególnie ważny, ze względu na głównie adwekcyjny charakter przenoszenia pędu w tego rodzaju przepływach. Kolejnym problemem związanym z zastosowaniem modelu Reynoldsa do opisu propagacji fali wezbraniowej jest kwestia występowania swobodnej powierzchni wody, która wymaga rozwiązania problemu ruchomego brzegu obszaru przepływu. Zgodnie z warunkiem kinematycznym, swobodna powierzchnia przemieszcza się z prędkością równą prędkości cząstek wody tworzących brzeg obszaru. Problem rozwiązania polega na tym, że równania przepływu (Reynoldsa) opisują ruch wody w obszarze wypełnionym wodą, który w przypadku zmiany położenia powierzchni wody nie jest znany. W literaturze można znaleźć numeryczne metody rozwiązania tego problemu, które polegają zwykle na iteracyjnym wyznaczaniu jej położenia. Dwie najbardziej znane, to metoda VOF (ang. *Volume of Fluid*) (Hirt i Nichols, 1981) oraz MAC (ang. *Marker in Cell*) (Welch i in., 1966). Wykorzystanie tych metod do modelowania powierzchniowego przepływu wody w skali geograficznej jest możliwe, lecz ze względu na duże zapotrzebowanie na moc obliczeniową nie są one stosowane do rozwiązywania praktycznych problemów inżynierii wodnej. W literaturze można znaleźć opis wykorzystania równań Reynoldsa dla przypadku przepływu pionowego płaskiego, ale dotyczą one wyłącznie symulacji uproszczonych scenariuszy przepływu szybkozmiennego w kanałach otwartych (np. Maronnier i in., 1999; Mohapatra i in., 1999; Szydłowski i Zima, 2006; Zwart i in., 1999). Dodatkowo w wymienionych pracach pominięto problem turbulencji, co w praktyce oznacza, że rozwiązywano nie równania Reynoldsa, lecz Eulera. Jak dotychczas, rozwiązania równań ruchu w trzech wymiarach przestrzennych ograniczają się do przypadku przepływów ustalonych i wolnozmiennych (np. Casulli i Stelling, 1998; Ye i McCorquodale, 1998), bądź symulacji lokalnych zjawisk

hydraulicznych (Stelling i Busnelli, 2001), co nie ma zastosowania w rozwiązywaniu praktycznych problemów związanych z propagacją fali wezbraniowej.

Często stosowanym modelem przepływu wody ze swobodną powierzchnią są równania przepływu wody płytkiej (ang. *Shallow Water Equations*), nazywane też modelem de Saint-Venanta lub modelem fali dynamicznej (Tan, 1992). Model ten wyprowadza się z równań Naviera-Stokesa, stosując procedurę uśrednienia wzdłuż głębokości (Sawicki, 1998). Zabieg ten eliminuje z rozwiązania problem ruchomego brzegu obszaru rozwiązania, zastępując go wprowadzeniem do modelu zmiennej w obszarze przepływu głębokości wody. Równania fali dynamicznej nie są już jednak pełnym modelem przepływu ze swobodnym zwierciadłem. Podstawowym założeniem w trakcie ich wyprowadzania jest wolnozmienność ruchu wody. Zakłada się również, że pionowa składowa prędkości jest pomijalnie mała, co skutkuje brakiem pionowych przyspieszeń, rozkład ciśnienia jest hydrostatyczny, a spadki dna są małe (Chow, 1959). Ponadto w trakcie formułowania modelu de Saint-Venanta przyjmuje się, że opory w ruchu nieustalonym można szacować identycznie jak w ustalonym, używając w tym celu np. formuły Manninga. Niekiedy oryginalny model de Saint-Venanta uzupełnia się dodatkowymi członami reprezentującymi siłę Coriolisa, naprężenia wiatrowe (Szymkiewicz, 1992) oraz procesy o charakterze źródłowym, jak opady czy infiltracja (Fiedler i Ramirez, 2000). W przypadku propagacji fali wezbraniowej wymienione zjawiska zwykle pomija się, chociaż czasem mogą być one istotne w modelowaniu przepływu przez obszar zbudowany, gdzie część wody powierzchniowej może być odbierana przez kanalizację deszczową, co można uwzględnić w modelu odpowiednim członem źródłowym (Ettrich i in., 2004).

Przepływ wody wywołany nagłym zniszczeniem budowli piętrzącej, czy obwałowania wezbranej rzeki ma charakter szybkozmienny. Dominują w nim zjawiska lokalne, takie jak: odskoki hydrauliczne, odbicia fali, nagłe spiętrzenia i depresje zwierciadła, cyrkulacje i strefy martwe. Wobec poczynionych w trakcie wyprowadzania założeń oczywiste jest, że równania de Saint-Venata nie są odpowiednim modelem takiego zjawiska przepływu. Jednak większość praktycznych aplikacji związanych z propagacją fal wezbraniowych w naturalnych dolinach rzek wykorzystuje właśnie ten model do opisu przepływu – zwykle z dobrym efektem (Morris, 2000; Szydłowski, 2003). Okazuje się bowiem, że mimo niespełnienia założeń wolnozmienności przepływu, może być on jednak opisany tymi samymi równaniami. Możliwe jest to tylko wtedy, gdy pominie się wewnętrzną strukturę odskoków hydraulicznych, zastępując je nieciągłościami funkcji reprezentujących parametry przepływu (głębokość i prędkość wody) (Cunge i in., 1980). Konieczne jest również zastosowanie do modelowania ruchu wody właściwej postaci równań. Muszą być one zapisane w formie zachowawczej (Abbott, 1979). W literaturze można znaleźć próby ulepszenia modelu przepływu wody płytkiej, które eliminowałyby ułomności opisu przepływu wody charakterystyczne dla tego modelu. Szczególnie interesujące – w kontekście modelowania przepływu szybkozmiennego – wydaje się poszukiwanie możliwości uwzględnienia w równaniach nieliniowego rozkładu ciśnienia wzdłuż głębokości (Rao, 2002). Należy też podkreślić, że w modelowaniu hydrodynamiki równaniami de Saint-Venanta niezmiernie rzadko spotyka się zastosowania, w których uwzględnia się turbulencję przepływu (Nadaoka i Yagi, 1998; Zhou i Stansby, 1999), co jest z kolei naturalne w modelowaniu przepływu w płaszczyźnie pionowej (Stansby i Zhou, 1998). Wynika to z założenia, że w przepływach w kanałach i zbiornikach otwartych procesy przenoszenia pędu wskutek turbulencji i uśrednienia profilu prędkości są mało istotne. Dyskusyjna jest również kwestia uwzględnienia w modelu de Saint-Venanta oporów ruchu wynikających z szorstkości dna. Tradycyjnie stosuje się w tym celu formuły empiryczne – na przykład według Manninga.

Formuła ta była opracowana dla ruchu ustalonego, jednostajnego, i nie ma praktycznie przesłanek do stosowania jej w symulacji przepływu nieustalonego, szczególnie w warunkach ruchu szybkozmiennego. Wątpliwości te potwierdzają wyniki badań nieustalonych przepływów w rurociągach (Axworthy i in., 2000; Brunone i in., 1995; Wichowski, 2002). Z badań tych wynika, że prawa opisujące straty energii mechanicznej w przepływie nieustalonym są inne niż w ruchu ustalonym, z czego można wnioskować, że podobnie jest w przypadku przepływów ze swobodą powierzchnią. W literaturze można odnaleźć próby badania zmienności współczynnika szorstkości w różnych warunkach ruchu (Rao, 2002; Yen, 2002), jednak podejścia te nie zmieniają generalnie postaci równań modelu. Alternatywą wydaje się metoda podwójnego uśredniania równań przepływu (Nikora i in, 2001). W wyniku uśredniania przestrzennego (wykonanego analogicznie do uśrednienia w czasie, prowadzącego do równań Reynoldsa) można otrzymać zmodyfikowane równania przepływu wody płytkiej, zawierające dodatkowe człony, reprezentujące między innymi naprężenia styczne przy dnie. Badania nad fizyczną interpretacją dodatkowych członów trwają i wydają się obiecujące (Nikora i in., 2004).

Kolejnym uproszczeniem opisu propagacji fali wezbraniowej jest przyjęcie założenia o zredukowaniu obszaru przepływu do jednego wymiaru przestrzennego. Takie podejście do transformacji fali wezbraniowej jest możliwe, gdy propagacja odbywa się wyłącznie w korycie rzeki lub gdy zalewana dolina cieku ma zwarty charakter (jest odpowiednio wąska), czyli w sytuacjach, w których dominuje jeden kierunek przepływu. Jednowymiarowy model de Saint-Venanta jest szeroko stosowany w hydrologii i hydraulice koryt otwartych (Szymkiewicz, 2000), włączając w to również problematykę symulacji przepływów wywołanych katastrofą zapór i budowli piętrzących (Kubrak, 1989; Garcia-Navarro i in., 1999; Goutal i Maurel, 2002). Modele jednowymiarowe przepływu w kanałach otwartych są bardzo użyteczne w modelowaniu zagrożeń powodziowych, szczególnie wtedy, gdy łączy się je z modelami dwuwymiarowymi przepływu na terenach zalewowych (Han i in., 1998; Lin i in., 2006).

Modele fali dynamicznej, czyli zarówno jedno-, jak i dwuwymiarowe równania de Saint-Venanta, wymagają stosowania zaawansowanych metod rozwiązania, a także bogatego zestawu danych wejściowych. W pewnych przypadkach do opisu propagacji fali wezbraniowej można stosować modele uproszczone, pomijając w równaniach zachowania pędu człony o mniejszym znaczeniu (Szymkiewicz, 2000). Jeżeli w równaniu ruchu pominiemy człony reprezentujące siłę bezwładności, to otrzymamy model uproszczony, zwany falą dyfuzyjną. W przypadku modelowania przepływów powodziowych model ten jest stosowany dość często (Hromadka i Yen, 1987; Han i in., 1998, Horritt i Bates, 2001), ale w przypadku symulacji zalewów powstałych w następstwie awarii budowli hydrotechnicznych, gdy w przepływie zaczyna dominować adwekcyjny proces przenoszenia pędu, jego stosowanie może prowadzić do fałszywych wyników (Szydłowski, 2003). Upraszczając równanie zachowania pędu jeszcze dalej, tzn. pozostawiając w nim jedynie człony reprezentujące siłę ciężkości i siłę tarcia, otrzymuje się model fali kinematycznej. Model ten znalazł szerokie zastosowanie w hydrologii w modelowaniu spływu powierzchniowego (Singh, 2001).

Analizując opublikowane prace z zakresu modelowania fal powodziowych, można stwierdzić, że obecnie najpowszechniej stosowanym modelem propagacji fali wezbraniowej, szczególnie w przypadku symulacji przepływu na rozległych obszarach zalewowych, są równania przepływu wody płytkiej, czyli dwuwymiarowy model de Saint-Venanta.

4.1.2. Metody rozwiązywania równań przepływu wody płytkiej

Jedno- i dwuwymiarowe równania przepływu wody płytkiej są równaniami różniczkowymi o pochodnych cząstkowych. Ze względu na poprawne sformułowanie zagadnienia, istotne znaczenie ma ich formalna klasyfikacja. Układy równań różniczkowych cząstkowych mogą być typu hiperbolicznego, parabolicznego oraz eliptycznego. Klasyczne równania de Saint-Venanta klasyfikuje się jako hiperboliczne (Godunow, 1975; Szymkiewicz, 2006). Jeśli chodzi o możliwość rozwiązania analitycznego tych równań, to ich zakres jest wąski, dotyczy wyłącznie równań jednowymiarowych i ogranicza się do wyidealizowanych przypadków przepływu (Stoker, 1957). Podstawowym narzędziem rozwiązywania równań przepływu w rzeczywistych przypadkach są metody numeryczne. Ideą numerycznych rozwiązań równań różniczkowych jest zastąpienie ciągłych obszarów rozwiązania obszarami dyskretnymi, co prowadzi do uzyskania dyskretnych rozwiązań. Zwykle dyskretyzację przestrzeni i czasu przeprowadza się rozdzielnie, chociaż znane są schematy jednoczesnego całkowania numerycznego przepływu równań w czasoprzestrzeni (Molls i Molls, 1998). Do rozdzielnego całkowania równań w czasie wykorzystuje się zwykle znane schematy numeryczne całkowania równań różniczkowych zwyczajnych, których szeroki przegląd podają Potter (1977), Szymkiewicz (2000), czy Tan (1992). Większe bogactwo stosowanych technik numerycznych dotyczy całkowania równań w przestrzeni.

W praktyce stosuje się trzy podstawowe techniki dyskretyzacji przestrzennej – są to metody: różnic skończonych (MRS), elementów skończonych (MES) i objętości skończonych (MOS). Pierwsza z metod ma długą tradycję, szczególnie w modelowaniu przepływów jednowymiarowych (Cunge i in., 1980). Liczne schematy MRS, łącznie z najpopularniejszym schematem Preissmanna (Abbott, 1979), nie uwzględniają jednak zmian kierunków rozprzestrzeniania się informacji na siatce numerycznej, charakterystycznych dla przepływu szybkozmiennego. Istnieje wiele sposobów modyfikacji schematów różnicowych dla tego rodzaju ruchu (Tan, 1992), ale generalnie można zauważyć, że popularność metody jest coraz mniejsza, a jej wykorzystanie do symulacji zdarzeń powodziowych coraz rzadsze (Aureli i in., 2000; Wang i in., 2000).

W dziedzinie modelowania propagacji fali wezbraniowej można zauważyć dość duże zainteresowanie schematami opartymi na metodzie elementów skończonych (Zienkiewicz, 1972). Przykładami mogą być tu prace Katopodesa (1984), Arnolda (1996), Haukego (1998), Tucciarellego i Terminiego (2000), Horritta i Batesa (2001), czy Sheu i Fanga (2001). Metoda znalazła także zastosowanie w komercyjnym programie komputerowym TELEMAC (Hervouet i Petitjean, 1999). W porównaniu z MRS, MES daje lepsze możliwości odwzorowania kształtu obszaru obliczeniowego, a także w naturalny i automatyczny sposób umożliwia uwzględnienie warunków brzegowych. Niestety, w przypadku przepływu z nieciągłościami metoda w klasycznym ujęciu Galerkina nie daje dobrych rezultatów, a po wykonaniu koniecznych modyfikacji często staje się mało efektywna.

W ostatnich latach najbardziej rozpowszechnioną techniką przestrzennej aproksymacji równań przepływu powierzchniowego w przestrzeni jest metoda objętości skończonych (LeVeque, 2002). W porównaniu z MRS i MES, MOS jest bardziej elastyczna w odwzorowaniu kształtu obszaru obliczeniowego – umożliwia aproksymację przestrzeni elementami (objętościami skończonymi) o różnych kształtach w ramach jednego zadania, a dodatkowo zapewnia – z założenia – zachowanie masy i ilości ruchu w procesie obliczeniowym. Wynika to z tego, że jest ona oparta na całkowej postaci równań zachowania. MOS jest pewnym sposobem zapisania MRS dla równań zachowania w formie zachowawczej, a w przypadku jednowymiarowym te dwie metody są sobie równoważne. W literaturze można odnaleźć różne zastosowania tej metody do symulacji propagacji fal wezbraniowych,

szczególnie dwuwymiarowych (Ambrosi, 1995; Grelle i in., 2003; Nujic, 1995; Mignot i in., 2006; Morris, 2000; Soares-Frazao i Zech, 2005; Szydłowski, 2003; Valiani i in., 2002; Wang i in., 2003; Yoon i Kang, 2004).

Dyskretyzacja przestrzenna obszaru przepływu powoduje zastąpienie ciągłego obszaru obliczeń siatką numeryczną. Sposób dyskretyzacji obszarów obliczeniowych nierozłącznie związany jest z przyjętą metodą aproksymacji równań różniczkowych. W praktyce obliczeniowej wykorzystywane są dyskretyzacje na dwóch rodzajach siatek: strukturalnych oraz niestrukturalnych. Pierwsze budowane są najczęściej na bazie figur regularnych, często symetrycznych. W obszarach dwuwymiarowych są to przeważnie kwadraty, prostokąty, sześciokąty itp. Ten typ siatki stosowany jest powszechnie w MRS oraz MOS. Jego zaletą jest łatwość generowania samej siatki, a ze względu na regularność, możliwe jest wykorzystywanie efektywnych metod rozwiązywania układów równań. Wadą siatki strukturalnej jest trudność przybliżania skomplikowanych geometrycznie obszarów, w szczególności wtedy, gdy są one niespójne. Siatki niestrukturalne są budowane na bazie figur nieregularnych (w obszarach dwuwymiarowych są to najczęściej trójkąty oraz czworokąty) i wykorzystywane powszechnie w MES i MOS. Ich niewątpliwą zaletą jest łatwość aproksymacji, nawet bardzo skomplikowanych obszarów obliczeniowych prostymi figurami, takimi jak np. trójkąty, a podstawową wadą stosunkowo duża liczba wejściowych informacji niezbędnych do uruchomienia procesu generacji siatki. Ze względu na swoją niestrukturalność, siatki tego typu mogą być lokalnie zagęszczane lub też rozgęszczane. Proces ten można wykonywać w założonym obszarze przed rozpoczęciem obliczeń (Horritt, 2000), albo w trakcie ich prowadzenia (Ivanenko i Muratova, 2000). Nowym podejściem do problemu siatek numerycznych w modelowaniu hydrodynamiki przepływów powierzchniowych są metody typu Q-tree (Rogers i in., 2001; Liang i in., 2004), zapewniające dynamiczne zagęszczanie siatek strukturalnych. To podejście można łączyć ze specjalnymi technikami uwzględniania skomplikowanych geometrycznie i ruchomych granic obszaru obliczeniowego (Causon i in., 2000, 2001.)

Jak już wspomniano wcześniej, przepływ wody w trakcie powodzi ma często charakter szybkozmienny, co skutkuje pojawianiem się lokalnych zjawisk hydraulicznych, takich jak na przykład odskoki hydrauliczne. Jeżeli w przepływie pojawia się nieciągłość, to w jej sąsiedztwie równania de Saint-Venanta przestają obowiązywać. Miejsce to w rozwiązaniu można odseparować i uważać za granicę dwóch ciągłych podobszarów, w których równania przepływu wody wciąż są ważne. Poprawne rozwiązanie problemu w całym obszarze wymaga znalezienia sposobu połączenia ze sobą tych podobszarów. Istnieją trzy podstawowe metody pozwalające uwzględnić nieciągłość w przepływie wody. Są to metody typu *shock-fitting*, metoda z dodatkową, sztuczną lepkością (Cunge i in., 1980) oraz grupa tzw. *through-methods*. Ta ostatnia grupa metod rozwija się w ostatnim czasie najszybciej, a szeroki przegląd stosowanych schematów obliczeniowych przedstawił Toro (1997). Metody te bazują na rozwiązaniu zagadnienia Riemanna w sposób dokładny (Alcrudo i Benkhaldoun, 2001), bądź przybliżony. Do najczęściej stosowanych w modelowaniu hydrodynamiki przepływu szybkozmiennego przybliżonych metod rozwiązania zagadnienia Riemanna należy zaliczyć technikę opracowaną przez Roego (1981). Schemat ten wykorzystano w wielu symulacjach przepływów katastrofalnych (Ambrosi, 1995; Jha i in., 2000; Valiani i in. 2002; Szydłowski, 2003).

Jak wiadomo, rozwiązania ewolucji zjawisk fizycznych uzyskane na drodze modelowania matematycznego wymagają weryfikacji. Porównanie wyników z rozwiązaniami dokładnymi w przypadku modelowania propagacji fali wezbraniowej w warunkach ruchu szybkozmiennego jest możliwe wyłącznie dla ruchu jednowymiarowego i to tylko w zakre-

sie uproszczonych scenariuszy przepływu (Glaister, 1993, Alcrudo i in., 1992, Delis i in., 2000, Szydłowski, 2004; Zoppou i Roberts, 2003). Nie istnieją jednak analityczne rozwiązania szybkozmiennego przepływu wody w przypadku dwuwymiarowym. Dodatkowo, rzeczywiste nagłe przepływy powodziowe mają zwykle charakter katastrof, co powoduje brak wiarygodnych pomiarów parametrów przepływu. Dlatego też w trakcie weryfikacji rozwiązania równań przepływu płaskiego często porównuje się otrzymane wyniki z pomiarami laboratoryjnymi, mającymi zasadnicze znaczenie w ilościowej ocenie uzyskanych rezultatów (Aureli i in., 2000; Fraccarollo i Toro, 1995; Jha i in., 2000; Tseng i Chu, 2000; Nujic, 1995; Bradford i Sanders, 2002, Szydłowski, 2003). Rzadziej możliwe są porównania rozwiązań numerycznych z pomiarami wykonanymi w trakcie rzeczywistych zdarzeń powodziowych. Wyjątkowość takich analiz wynika przede wszystkich z katastrofalnego charakteru powodzi. Można stwierdzić, że tylko w wyjątkowych przypadkach zebrane po powodzi dane są wystarczające do przeprowadzenia rzetelnej weryfikacji obliczeń (Hervouet i Petitjean, 1999; Szydłowski, 2003; Mignot i in., 2005; Soares-Frazao i Zech, 2005).

Podsumowując można stwierdzić, że modelowanie przepływów powodziowych w dolinach rzek i na naturalnych terenach zalewowych zostało w miarę dobrze rozpoznane i jest szeroko opisane w literaturze.

4.2. Modelowanie przepływu wód przez obszary zabudowane

Podejście do problemu modelowania przepływu w mieście, w tym do zagrożenia powodziowego, zależy od przyczyn pojawienia się wody w zlewni zurbanizowanej oraz od wyboru i przyjęcia dominujących dróg tranzytu wody przez miasto. Do odwzorowania przepływu wód opadowych, pojawiających się w mieście wskutek deszczu o małej bądź średniej wysokości, zwykle wykorzystuje się modele hydrologiczne transformacji opadu w odpływ (Eagleson, 1978; Ozga-Zielińska i Brzeziński, 1994; Illgen i Schmitt, 2004; Rodriguez i in., 2005), które dostarczają informacji o hydrogramie odpływu ze zlewni. Należy w tym miejscu zauważyć, że coraz większą rolę w modelowaniu procesów hydrologicznych w zlewni pełnią systemy GIS, dostarczając danych o cechach geomorfologicznych analizowanej zlewni (Greene, 1995; Gądek, 2002; Lhomme i in., 2004). Obliczone hydrogramy odpływu mogą być następnie wykorzystane jako informacja potrzebna do wykonania symulacji przepływu w miejskim systemie oprowadzania wód opadowych, który zwykle składa się zarówno z naturalnych cieków i zbiorników wodnych, jak i kanalizacji deszczowej. Tego typu podejście do modelowania przepływu w mieście jest szeroko rozpowszechnione w inżynierii sanitarnej, o czym świadczy znaczna liczba komercyjnych programów obliczeniowych służących do tego typu symulacji. W systemach tych zwykle do opisu hydrodynamiki wykorzystuje się jednowymiarowe równania de Saint-Venanta (Nie i in., 2004). Do najpopularniejszych w dziedzinie modelowania przepływu w kanalizacji deszczowej można zaliczyć takie programy komputerowe, jak: HydroWorks (Wallingford Software), Mouse (DHI), SOBEK (Delft Hydraulics), Canoe (Sogreah), czy SWMM (US EPA). Systemy obliczeniowe wykorzystujące połączone modele hydrologiczne typu opad-odpływ i jednowymiarowe modele hydrauliczne transformacji przepływu w kanałach otwartych mogą być również wykorzystywane – choć w ograniczonym zakresie – do symulacji i analizy zjawisk powodziowych w mieście (Tomicic i in. 1999; Sole i Zuccaro, 2005; Sole i D'Angelo, 1999; Sapphaisal i in., 2005; Apirumanekul i Mark, 2001; Campana i Tucci, 2001; Mark i in., 2004; O'Loughlin i in., 2001). Wyniki obliczeń wykonywanych tego typu modelami często prezentowane są w postaci dwuwymiarowej (map ryzyka powodziowego) dzięki wykorzystaniu systemów GIS.

Jednowymiarowe modele hydrodynamiki nie dostarczają jednak wystarczającej informacji o parametrach ruchu wody, szczególnie w sytuacjach, gdy w zlewni miejskiej dominuje przepływ powierzchniowy. Z taką sytuacją możemy mieć do czynienia, gdy w mieście brak jest systemu odprowadzania wód opadowych, lub gdy system ten ma zbyt małą przepustowość. Niezdolność do przejęcia wód przez systemy kanalizacyjne po deszczu nawalnym lub awarii budowli hydrotechnicznej zlokalizowanej na terenie miasta prowadzi do zagrożenia powodziowego. Powierzchniowy przepływ wody na terenie miasta, wskutek zróżnicowanej topografii, pokrycia i zagospodarowania terenu, ma zwykle złożony charakter i wymaga co najmniej dwuwymiarowego (horyzontalnego) odwzorowania. Stąd w ostatnich latach zauważa się coraz większe zainteresowanie stosowaniem dwuwymiarowych modeli przepływu do symulacji powodzi w mieście. W tym celu autorzy stosują, podobnie jak w przypadku transformacji fali powodziowej w naturalnych dolinach rzek, różne matematyczne modele płaskiego przepływu wody, zarówno w formach uproszczonych (Aronica i Lanza, 2004; Aronica i Lanza, 2005; Yu i Lane, 2006a,b; Chen i in., 2005; Moramarco i in., 2005), jak i w postaci pełnych dwuwymiarowych równań de Saint-Venanta (Haider i in., 2003; Paquier i in., 2003; Hervouet i in., 2000; Guinot i Soares-Frazao, 2006; Mignot i in., 2006; Soares-Frazao i Zech, 2005; Hilden, 2005). Do ich rozwiązywania wykorzystywane są wymienione wcześniej, ogólnie znane metody stosowane dla równań różniczkowych cząstkowych.

Bogactwo form i dróg przepływu wody przez zlewnię zabudowaną powoduje nieustanne poszukiwanie coraz lepszych sposobów odwzorowania zagrożenia powodziowego w mieście. Szczególnie interesujące są prace, których autorzy podjęli próbę opisu przepływu wody w systemach ulic oraz interakcji przepływu wody między poszczególnymi elementami zlewni miejskiej. W pierwszym przypadku stosowane są zarówno modele uproszczone (konceptualne), w których pomniejsze ulice i zabudowa grupowane są w większe obiekty o zadanych charakterystykach transformacji przepływu (Hingray i in., 2000; Inoue i in., 2000), jak i jednowymiarowe modele hydrodynamiki w sieci kanałów otwartych (Toda i in., 2006; Vaes i in., 2004; Paquier i in., 2003) oraz dwuwymiarowe modele przepływu płaskiego (Calenda i in., 2003; Gourbesville i Savioli, 2002; Schmitt i in., 2004a, b; Aronica i Lanza, 2005). W modelowaniu zagrożeń powodziowych w mieście szczególne miejsce zajmuje problem odwzorowania interakcji przepływu wody po powierzchni terenu i w sieci kanalizacji deszczowej. Na przestrzeni lat podejścia do tego problemu zmieniały się. Najprostszą metodą uwzględnienia wypływu wody z kanalizacji przez studnie i wpusty uliczne jest połączenie węzłów obliczeniowych jednowymiarowego modelu sieci kanalizacyjnej z obiektami o charakterze zbiorników retencyjnych reprezentujących powierzchnię terenu (Boonya-aroonnet, 2002). Przy takim podejściu przepływ wody po terenie nie jest modelowany wcale, a retencjonowana na powierzchni woda może powtórnie zasilać sieć kanalizacyjną przez te same, bądź inne węzły (Djordjevic i in., 1999, 2004; Nie i in., 2004), w zależności od warunków przepływu w kanalizacji. Do najbardziej zaawansowanych metod łączenia przepływu wód opadowych po powierzchni zlewni z systemami podziemnymi należą metody obliczeniowe, których autorzy dążą do połączenia dwóch systemów i równoczesnego rozwiązywania dwuwymiarowej transformacji przepływu powierzchniowego wraz z symulacją przepływu w kanalizacji deszczowej. Zintegrowane modele zagrożenia powodziowego w mieście, zawierające w sobie także moduły obliczeń hydrologicznych, są obecnie intensywnie rozwijane, co wyraża się znaczną liczbą wydanych w ostatnich latach publikacji podejmujących ten temat (Heping i in., 2000; Hsu i in., 2000; Lai i in., 2000; Schmitt i in., 2004a,b; Chen i in., 2005; Ettrich i in., 2004; Turner-Gillespie i in., 2003).

Odrębnym problemem matematycznego modelowania przejścia fali powodziowej przez miasto jest przypadek, gdy teren zabudowany jest tylko częścią obszaru przepływu wody, co powoduje dysproporcję między charakterystycznymi wymiarami zabudowy (np. długość ścian domów, szerokość ulic) a rozmiarem całego obszaru przepływu rozpatrywanego w modelu. W takiej sytuacji bardzo utrudnione jest przeprowadzenie spójnej dyskretyzacji przestrzennej obszarów naturalnych i zabudowanych (niezbędnej do rozwiązania równań przepływu dowolną metodą siatkową), co wynika z dużych różnic w rozmiarach elementów siatki. W takich przypadkach zabudowę miejską traktuje się często jako tzw. efekt podsiatkowy – rozmiarami mniejszy od najmniejszych elementów siatki przestrzennej. W podejściu tym poszczególne (nieciągłe) zabudowania odwzorowuje się, zastępując je większymi obszarami ciągłymi o zmienionych parametrach. Najprostszą metodą reprezentacji obszaru zabudowanego jest jego wyodrębnienie i przypisanie mu innego (znacznie większego niż fizyczny) współczynnika szorstkości terenu (Reiter, 2000; Yu i Lane, 2006) lub podwyższenie w tym rejonie rzędnej dna. Inne podejście, wykorzystujące analogię do opisu przepływu wody w ośrodku porowatym, polega na przyporządkowaniu obszarowi przepływu współczynnika porowatości, którego wartość określa stopień pokrycia terenu zabudowaniami i wprowadzeniu tego współczynnika do rozwiązywanych równań przepływu (Hervouet i in., 2000; Guinot i Soares-Frazao, 2006).

Podsumowując obecny stan wiedzy w dziedzinie modelowania zagrożeń powodziowych na terenach zurbanizowanych, można zauważyć bardzo duże zainteresowanie tym tematem, o czym świadczy znaczna liczba publikacji wydanych od początku XXI wieku. Można też stwierdzić, że większość modeli stosowanych do prognozowania transformacji przepływu przez poszczególne elementy zlewni miejskiej wywodzi się z równań hydrodynamiki przepływu wody płytkiej, w różnych wersjach, w zależności od celów prowadzonych analiz i dostępu do danych niezbędnych do wykonania symulacji. Do rozwiązania równań przepływu powierzchniowego – na którym skoncentrowano przedstawione w pracy badania – stosuje się zwykle te same metody, co w przypadku przepływu wody w naturalnych ciekach i dolinach, z modyfikacjami wynikającymi z konieczności uwzględnienia w opisie ruchu wody charakterystycznych cech przepływu szybkozmiennego w skomplikowanych geometrycznie i topograficznie obszarach.

Rozdział 5

MODEL PRZEPŁYWU WODY PO TERENIE ZABUDOWANYM

W większości modeli propagacji fal wezbraniowych w naturalnych dolinach rzek, jak również na terenach zabudowanych, do opisu przepływu wody stosuje się równania fali dynamicznej, co opisano w poprzednim rozdziale. W niniejszej pracy wykorzystano wspomniane równania w wersji dwuwymiarowej.

5.1. Równania dwuwymiarowego przepływu wody płytkiej

Równania przepływu wody płytkiej wyprowadza się z zasad zachowania masy i zachowania ilości ruchu. Można je wyprowadzić z ogólnych równań hydrodynamiki, tzn. z równań Naviera-Stokesa oraz równania ciągłości (Sawicki, 1998) lub, jak to zaproponował Abbott (1979), z różniczkowej postaci zasad zachowania masy i pędu. Stosując pierwsze podejście, uzyskuje się następującą postać równań nieustalonego przepływu wody:

$$\frac{\partial h}{\partial t}+\frac{\partial (uh)}{\partial x}+\frac{\partial (vh)}{\partial y}=0\,, \tag{5.1}$$

$$\frac{\partial u}{\partial t}+u\frac{\partial u}{\partial x}+v\frac{\partial u}{\partial y}+g\frac{\partial h}{\partial x}-g\left(S_{ox}-S_{fx}\right)=0\,, \tag{5.2a}$$

$$\frac{\partial v}{\partial t}+u\frac{\partial v}{\partial x}+v\frac{\partial v}{\partial y}+g\frac{\partial h}{\partial y}-g\left(S_{oy}-S_{fy}\right)=0\,. \tag{5.2b}$$

W powyższych równaniach symbole x i y reprezentują zmienne przestrzenne, t – czas, g – przyspieszenie ziemskie, h – głębokość, u i v – uśrednione wzdłuż głębokości horyzontalne składowe wektora prędkości, zaś S_o i S_f – odpowiednio spadki dna i spadki linii energii. Stosując do oszacowania wartości naprężeń na dnie formułę Manninga, spadki hydrauliczne, odpowiednio w kierunku x i y, można przedstawić jako:

$$S_{fx}=\frac{n^2u\sqrt{u^2+v^2}}{h^{4/3}}\,, \tag{5.3a}$$

$$S_{fy}=\frac{n^2v\sqrt{u^2+v^2}}{h^{4/3}}\,. \tag{5.3b}$$

Równania (5.1) oraz (5.2a, b) tworzą układ, który w zapisie macierzowym można przedstawić następująco:

$$\frac{\partial \mathbf{U}}{\partial t}+\mathbf{A}_1\frac{\partial \mathbf{U}}{\partial x}+\mathbf{A}_2\frac{\partial \mathbf{U}}{\partial y}+\mathbf{S}=0\,, \tag{5.4}$$

gdzie:

$$\mathbf{U}=\begin{pmatrix} h \\ u \\ v \end{pmatrix},\ \mathbf{A}_1=\begin{bmatrix} u & g & 0 \\ h & u & 0 \\ 0 & 0 & u \end{bmatrix},\ \mathbf{A}_2=\begin{bmatrix} v & 0 & 0 \\ 0 & v & h \\ 0 & g & v \end{bmatrix},\ \mathbf{S}=\begin{pmatrix} 0 \\ -g\left(S_{ox}-S_{fx}\right) \\ -g\left(S_{oy}-S_{fy}\right) \end{pmatrix}. \quad (5.5a, b, c, d)$$

Równania przepływu wody (5.1) i (5.2) zapisane są w tzw. formie niezachowawczej. Niewiadomymi w tych równaniach są prędkości *u* i *v* oraz głębokość wody *h*. W przypadku przepływów szybkozmiennych lepiej operować jest jednostkowym natężeniem przepływu zamiast prędkością (Abbott, 1979; Cunge i in., 1980). Aby to zrealizować, należy przekształcić równania (5.2a) i (5.2b). Mnożąc równania ilości ruchu (5.2a) i (5.2b) przez głębokość warstwy wody *h*, zaś równanie ciągłości (5.1) odpowiednio przez prędkość *u* lub *v*, oraz dodając je parami, otrzymujemy:

$$\frac{\partial(uh)}{\partial t}+\frac{\partial\left(u^2h\right)}{\partial x}+gh\frac{\partial h}{\partial x}+\frac{\partial(uvh)}{\partial y}-gh\left(S_{ox}-S_{fx}\right)=0, \quad (5.6a)$$

$$\frac{\partial(vh)}{\partial t}+\frac{\partial\left(v^2h\right)}{\partial y}+gh\frac{\partial h}{\partial y}+\frac{\partial(uvh)}{\partial x}-gh\left(S_{oy}-S_{fy}\right)=0. \quad (5.6b)$$

Powyższe równania, zapisane w formie zachowawczej, tworzą wraz z równaniem ciągłości (5.1) układ postaci:

$$\frac{\partial\mathbf{U}}{\partial t}+\frac{\partial\mathbf{E}}{\partial x}+\frac{\partial\mathbf{G}}{\partial y}+\mathbf{S}=\mathbf{0}, \quad (5.7)$$

gdzie:

$$\mathbf{U}=\begin{pmatrix} h \\ uh \\ vh \end{pmatrix},\mathbf{E}=\begin{pmatrix} uh \\ u^2h+0{,}5gh^2 \\ uvh \end{pmatrix},\mathbf{G}=\begin{pmatrix} vh \\ uvh \\ v^2h+0{,}5gh^2 \end{pmatrix},\mathbf{S}=\begin{pmatrix} 0 \\ -gh\left(S_{ox}-S_{fx}\right) \\ -gh\left(S_{oy}-S_{fy}\right) \end{pmatrix}. \quad (5.8a, b, c, d)$$

Jak widać, równania przepływu wody płytkiej są równaniami różniczkowymi o pochodnych cząstkowych. Klasyfikację równań można przeprowadzić, badając ich charakterystyki. W przypadku dwuwymiarowym charakterystykami są powierzchnie w czasoprzestrzeni, na których analizowane równanie różniczkowe cząstkowe, bądź ich układ, nie mają jednoznacznego rozwiązania – czyli występuje tam nieciągłość rozwiązania (Fletcher, 1991). W przypadku równań przepływu wody płytkiej istnieją trzy rzeczywiste charakterystyki, co pozwala zakwalifikować ten układ jako hiperboliczny (Godunow, 1975; Szymkiewicz, 2006).

Warunkiem rozwiązania układu równań różniczkowych cząstkowych jest poprawne postawienie problemu. Ogólnie o zagadnieniu można powiedzieć, że jest poprawnie postawione, gdy jego rozwiązanie istnieje, rozwiązanie to jest jednoznaczne, a także jest zależne w sposób ciągły od zadanych warunków granicznych. Istnienie rozwiązania jest problemem bardzo poważnym, zaś udowodnienie tego faktu jest skomplikowane. Okazuje się jednak (Fletcher, 1991), że równania fizyki matematycznej, wynikające z zasad zachowania, mają rozwiązania, tak więc poprawność postawienia zagadnienia zależy głównie od właściwego doboru warunków granicznych. Sposób zadawania tych warunków zależy bezpośrednio od typu równania różniczkowego lub układu równań oraz struktury charakterystyk. Według

Godunowa (1975), w przypadku równań hiperbolicznych, na każdej granicy obszaru rozwiązania należy zadać tyle warunków, ile charakterystyk wchodzi do obszaru przez daną granicę (Szymkiewicz, 2000).

Na warunki graniczne składają się: warunek początkowy i warunki brzegowe. Pierwszy z nich określa wartości funkcji w chwili początkowej, spełniające rozwiązywane równanie. W przypadku równań przepływu wody płytkiej istnieją trzy rzeczywiste charakterystyki, stąd wynika konieczność zadania warunku początkowego w postaci trzech funkcji – dwóch składowych wektora prędkości i głębokości wody. Warunki brzegowe dotyczą zaś informacji o poszukiwanej funkcji na brzegach fizycznych obszaru rozwiązania. Analiza przebiegu charakterystyk dwuwymiarowych równań przepływu wody płytkiej w ruchu spokojnym i rwącym pozwala na określenie następujących zasad zadawania warunków brzegowych na brzegu obszaru (x, y) (Tan, 1992):

a) brzeg zamknięty – bez względu na rodzaj ruchu, jeden warunek brzegowy w postaci zerowej wartości składowej wektora prędkości w kierunku normalnym do brzegu;
b) brzeg otwarty
   – w ruchu spokojnym:
     - napływ – dwa warunki brzegowe,
     - odpływ – jeden warunek brzegowy;
   – w ruchu rwącym:
     - napływ – trzy warunki brzegowe,
     - odpływ – nie zadaje się warunku brzegowego.

5.2. Numeryczne rozwiązanie równań przepływu wody płytkiej

Po sformułowaniu matematycznego modelu przepływu wody należy wybrać metodę rozwiązania równań tworzących ten model. Numeryczne metody rozwiązywania równań różniczkowych cząstkowych oraz ich układów bazują zwykle na dyskretyzacji równań w przestrzeni, jak i w czasie. W rozwiązaniu numerycznym, opisanym w niniejszej pracy, dyskretyzację przestrzeni wykonano metodą objętości skończonych, natomiast całkowanie równań w czasie przeprowadzono metodą różnic skończonych. Pozostałe techniki obliczeniowe opracowano w taki sposób, aby zapewnić możliwość rozwiązania równań modelu w przypadku przepływu przez obszar zabudowany. Zastosowane metody numeryczne mają swój bogaty opis w literaturze przedmiotu. Z tego powodu w pracy przedstawiono wyłącznie podstawowe informacje o tych metodach. Jedynie w przypadku zastosowania specjalnych technik obliczeniowych dołączono szerszy opis.

5.2.1. Dyskretyzacja równań w przestrzeni metodą objętości skończonych

Przedstawione w rozdziale 5.1 równania przepływu wody płytkiej w formie zachowawczej (5.7) można zapisać w innej postaci następująco (LeVeque, 2002):

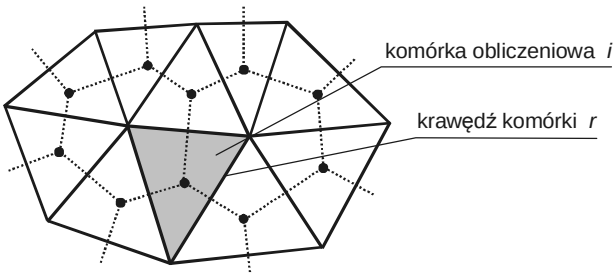
$$\frac{\partial \mathbf{U}}{\partial t} + \nabla \cdot \mathbf{F} + \mathbf{S} = 0 \,. \tag{5.9}$$

W równaniu tym wektor $\mathbf{F}$ reprezentuje sumę wektorów strumieni masy i pędu $\mathbf{E}$ i $\mathbf{G}$ (5.8b,c), którą można zapisać jako:

$$\mathbf{F} \cdot \mathbf{n} = \mathbf{E} \cdot n_x + \mathbf{G} \cdot n_y \,, \tag{5.10}$$

gdzie n_x i n_y są składowymi wektora jednostkowego odpowiednio w kierunku x i y.

Aby scałkować powyższe równanie w dwuwymiarowej przestrzeni (x, y) metodą objętości skończonych (LeVeque, 2002), należy wspomnianą ciągłą przestrzeń przetransformować do postaci dyskretnej, zastępując ją komórkami obliczeniowymi. Ogólnie nie nakłada się warunków na kształt komórek – muszą one jedynie całkowicie pokrywać obszar rozwiązania. Do najczęściej stosowanych należą siatki obliczeniowe zbudowane z czworoboków bądź trójkątów. Na rysunku 5.1 przedstawiono przykładowy podział obszaru przepływu na objętości skończone o kształcie trójkątów. Taka aproksymacja umożliwia dokładną reprezentację obszaru rozwiązania wraz z możliwością precyzyjnego odtworzenia kształtu jego brzegu. Z tego powodu zastosowano ją w opisanym w pracy rozwiązaniu równań modelu przepływu wody płytkiej.



Rys. 5.1. MOS – dyskretyzacja dwuwymiarowego obszaru przepływu

W wyniku scałkowania równania (5.9) w każdej objętości skończonej i oraz zastosowania przekształcenia Ostrogradskiego-Gaussa otrzymuje się równanie:

$$\frac{\partial \mathbf{U}_i}{\partial t}\Delta A_i + \oint_{L_i}(\mathbf{F}\cdot\mathbf{n})dL + \int_{\Delta A_i}\mathbf{S}dA = 0\,, \tag{5.11}$$

gdzie ΔA_i i L_i są odpowiednio powierzchnią oraz brzegiem komórki i. Pierwsza całka w powyższym równaniu reprezentuje adwekcyjne strumienie masy i pędu przenoszone przez brzeg komórki. Druga całka obejmuje człony źródłowe występujące w równaniach przepływu wody płytkiej.

Każdą z całek występujących w równaniu (5.11) można zastąpić sumą trzech (w przypadku trójkątnych komórek obliczeniowych) składowych, co pozwala przepisać to równanie jako

$$\frac{\partial \mathbf{U}_i}{\partial t}\Delta A_i + \sum_{r=1}^{3}(\mathbf{F}_r\cdot\mathbf{n}_r)\Delta L_r + \sum_{r=1}^{3}\mathbf{S}_r\Delta A_r = 0\,, \tag{5.12}$$

gdzie $\mathbf{F}_r$ jest wektorem numerycznie oszacowanych na r-tym brzegu komórki strumieni masy i pędu, natomiast ΔL_r oznacza długość brzegu komórki. Iloczyny o postaci $\mathbf{S}_r\Delta A_r$ tworzą składowe członów źródłowych przyporządkowane do danego brzegu komórki.

Wartości strumieni $\mathbf{F}_r$ w równaniu (5.12) muszą być określone na każdej ze ścianek komórki obliczeniowej. Strumień numeryczny należy wyznaczyć na ściance, która rozdziela dwie komórki o różnych, ale stałych parametrach wewnątrz każdej z nich. Najprostszym sposobem obliczenia strumienia numerycznego jest zastosowanie albo uśrednienia arytme-

tycznego strumieni na ściance, albo wykorzystanie w tym celu tzw. schematów „pod prąd" (ang. *up-wind*) (Potter, 1977; Szymkiewicz, 2000). Niestety w przypadku układu równań hiperbolicznych, jakim są równania przepływu wody płytkiej, stosowanie tych technik rozdzielnie nie gwarantuje poprawnego rozwiązania problemu, szczególnie w przypadkach, gdy przepływ zmienia się ze spokojnego w rwący i odwrotnie. Rozchodzenie się informacji po charakterystykach wymaga rozdzielenia obliczanego na ściance strumienia w taki sposób, aby odpowiednio uwzględnić liczbę i znaki charakterystyk (Tan, 1992). Spośród metod wykorzystujących rozdzielanie strumienia numerycznego można wydzielić dwie podstawowe grupy – technikę rozdzielania strumieni (ang. *Flux Vector Splitting* – FVS) oraz technikę rozdzielania różnic strumieni (ang. *Flux-Difference Splitting* – FDS). Szeroki opis tych metod przedstawił między innymi Tan (1992). W systemie obliczeniowym, opracowanym przez autora na potrzeby realizacji badań nad szybkozmiennymi przepływami na obszarach zabudowanych, wykorzystano metodę typu FDS, zastosowaną uprzednio do modelowania ruchu fal wezbraniowych powstałych po awariach zapór wodnych (Szydłowski, 2003). Schemat ten bazuje na przybliżonym rozwiązaniu zagadnienia Riemanna metodą Roego (1981). Szczegółowe informacje o tym schemacie obliczeniowym podają między innymi Toro (1997) oraz LeVeque (2002), stąd dalej przedstawiono tylko wynik końcowy zastosowania tego podejścia do rozwiązania równań przepływu wody płytkiej.

Aproksymowane numerycznie strumienie masy i pędu, przepływające przez *r*-tą ściankę komórki *i* (rys. 5.1) można uzależnić, jak wspomniano wcześniej, od wartości zmiennych $\mathbf{U}_r$ w punkcie styku dwóch sąsiednich komórek i zapisać jako:

$$\mathbf{F}_r^{\text{num}} \cdot \mathbf{n} = \mathbf{F}\left(\mathbf{U}_r\right) \cdot \mathbf{n} \,. \tag{5.13}$$

Wykorzystując wspomnianą metodę rozwiązania zlinearyzowanego zagadnienia Reimanna, strumień numeryczny (5.13) przepływający przez *r*-tą ściankę komórki można przedstawić następująco:

$$\mathbf{F}_r^{\text{num}} \cdot \mathbf{n} = \frac{1}{2}\left(\mathbf{F}_R + \mathbf{F}_L\right) - \frac{1}{2}\sum_{k=1}^{3} \overline{\alpha}_k \left|\overline{\lambda}_{\text{k}}\right| \overline{\mathbf{r}}_k \mathbf{n}_r \,, \tag{5.14}$$

gdzie $\overline{\lambda}_k$ i $\overline{\mathbf{r}}_k$ są odpowiednio wartościami własnymi i prawymi wektorami własnymi macierzy $\mathbf{A}=\partial\mathbf{F}/\partial\mathbf{U}$, obliczonymi na podstawie następująco uśrednionych parametrów przepływu na ściance komórki:

$$\begin{aligned} \overline{h} &= \frac{h_L + h_R}{2} \Rightarrow \overline{c} = \sqrt{g\overline{h}}\,, \\ \overline{u} &= \frac{\sqrt{h_L}u_L + \sqrt{h_R}u_R}{\sqrt{h_L} + \sqrt{h_R}}, \\ \overline{v} &= \frac{\sqrt{h_L}v_L + \sqrt{h_R}v_R}{\sqrt{h_L} + \sqrt{h_R}}, \end{aligned} \tag{5.15a,b,c}$$

gdzie indeksy *L* i *R* oznaczają dwie rozpatrywane komórki obliczeniowe, między którymi oblicza się strumień.

Współczynniki $\overline{\alpha}_k$ występujące w formule (5.14) są zdefiniowane następująco:

$$\begin{aligned}
\overline{\alpha}_1 &= \frac{\Delta h}{2} - \frac{1}{2\overline{c}}\left[\Delta(hu)n_x + \Delta(hv)n_y - \left(\overline{u}n_x + \overline{v}n_y\right)\Delta h\right],\\
\overline{\alpha}_2 &= \left[\Delta h\overline{v} - \Delta(hv)\right]n_x - \left[\Delta\overline{u} - \Delta(hu)\right]n_y,\\
\overline{\alpha}_3 &= \frac{\Delta h}{2} + \frac{1}{2\overline{c}}\left[\Delta(hu)n_x + \Delta(hv)n_y - \left(\overline{u}n_x + \overline{v}n_y\right)\Delta h\right],
\end{aligned} \qquad (5.16a,b,c)$$

gdzie: $\Delta h = h_R - h_L$ a $\Delta(hu) = h_R u_R - h_L u_L$ i $\Delta(hv) = h_R v_R - h_L v_L$.

Strumień numeryczny (5.14) składa się z dwóch części. Pierwsza jest średnią arytmetyczną strumieni z dwóch sąsiednich komórek, natomiast druga jest poprawką obliczaną schematem „pod prąd", zapewniającą uwzględnienie informacji z siatki węzłów obliczeniowych w zależności od przebiegu charakterystyk.

W równaniu (5.12), prócz strumieni $\mathbf{F}_r$, należy również aproksymować wartości członów źródłowych $\mathbf{S}_r$ na każdej ze ścianek komórki obliczeniowej. W przypadkach ruchu szybkozmiennego w równaniach zachowania pędu podstawową rolę pełnią dwa rodzaje członów źródłowych, związane odpowiednio z kształtem dna oraz oporami ruchu. W przypadku zastosowania do aproksymacji strumieni masy i pędu schematu Roego (1981) w analogiczny sposób należy obliczać także człon grawitacyjny postaci $-ghS_o$. Należy wykonać to tak, aby zapewnić zgodność numerycznej aproksymacji spadku dna i członu typu $0{,}5\,gh^2$ zawartego w strumieniu **F** (Nujic, 1995). Metodę taką, zaproponowaną przez Bermudez i Vazquez (1994) dla przepływu jednowymiarowego, wykorzystano także dla dwuwymiarowych równań de Saint-Venanta (Szydłowski, 2003). Stosując tę metodę, każdą część członu źródłowego $\mathbf{S}_r$, występującego w formule 5.12, można aproksymować na r-tej ściance tzw. źródłem numerycznym. Dla dwóch sąsiednich komórek (L i R) źródło numeryczne na ściance pomiędzy nimi można przedstawić jako

$$\mathbf{S}_r = \left(\mathbf{I} - |\mathbf{A}|\mathbf{A}^{-1}\right)\overline{\mathbf{S}}\left(\mathbf{U}_L, \mathbf{U}_R, \mathbf{n}\right), \qquad (5.17)$$

gdzie **I** jest macierzą jednostkową, natomiast $\overline{\mathbf{S}}$ oznacza wektor członów źródłowych policzonych na podstawie średnich wartości parametrów wg (5.15), określonych na r-tej ściance komórki. Całkowitą wartość źródła numerycznego dla danej objętości skończonej otrzymuje się po zsumowaniu wszystkich trzech (w przypadku trójkątnych komórek obliczeniowych) części aproksymowanego członu źródłowego.

W modelowaniu przepływu powierzchniowego szczególne miejsce zajmuje problem propagacji fali wezbraniowej po suchym dnie obszaru przepływu. Aby uniknąć stosowania złożonych algorytmów śledzenia ruchomych, tzn. zmiennych w trakcie przesuwania się czoła fali, granic obszaru obliczeniowego, w opracowanym algorytmie rozpatruje się cały, potencjalny obszar przepływu jednocześnie, bez względu na to, czy w danej chwili przepływ odbywa się nad całą jego powierzchnią, czy tylko jej częścią. Podejście takie wymusza jednak konieczność przyjęcia, na suchych fragmentach obszaru, minimalnej głębokości wody. Wynika to z włączenia szorstkości dna do modelu matematycznego poprzez zastosowanie formuły Manninga (5.3), w której mianowniku występuje głębokość wody. Jednak taki sposób przedstawienia członu źródłowego reprezentującego opory ruchu daje dobre rezultaty tylko w przypadku ruchu spokojnego. W sytuacji gdy przepływ jest rwący, o relatywnie dużych prędkościach i małych głębokościach, zastosowanie formuły Manninga prowadzi często do niefizycznych efektów w rozwiązaniu numerycznym. W celu uniknięcia wspominanych trudności numerycznego rozwiązania równań płaskiego przepływu wody, zaproponowano metodę wykorzystującą dekompozycję równań zachowania masy i pędu względem procesów fizycznych.

Układ dwuwymiarowych równań przepływu (5.7) można zapisać w następującej postaci macierzowej:

$$\frac{\partial \mathbf{U}}{\partial t} = \mathbf{X}_{(1)} + \mathbf{X}_{(2)}, \tag{5.18}$$

gdzie **U** jest identyczne z (5.8a), natomiast

$$\mathbf{X}_{(1)} = \begin{pmatrix} -\dfrac{\partial (uh)}{\partial x} - \dfrac{\partial (vh)}{\partial y} \\ -\dfrac{\partial \left(u^2 h + 0{,}5gh^2\right)}{\partial x} - \dfrac{\partial (uvh)}{\partial y} - gh\dfrac{\partial z_b}{\partial x} \\ -\dfrac{\partial (uvh)}{\partial x} - \dfrac{\partial \left(v^2 h + 0{,}5gh^2\right)}{\partial y} - gh\dfrac{\partial z_b}{\partial y} \end{pmatrix}, \tag{5.19}$$

$$\mathbf{X}_{(2)} = \begin{pmatrix} -ghun^2 \dfrac{\sqrt{u^2+v^2}}{h^{4/3}} \\ -ghvn^2 \dfrac{\sqrt{u^2+v^2}}{h^{4/3}} \end{pmatrix}. \tag{5.20}$$

Zgodnie z ideą dekompozycji względem procesów fizycznych, równanie (5.18) można scałkować w czasie w dwóch etapach. W pierwszym należy rozwiązać równanie

$$\frac{\partial \mathbf{U}_{(1)}}{\partial t} = \mathbf{X}_{(1)} \tag{5.21a}$$

z warunkiem początkowym $\mathbf{U}_{(1)}^{n} = \mathbf{U}^{n}$, a następnie równanie

$$\frac{\partial \mathbf{U}_{(2)}}{\partial t} = \mathbf{X}_{(2)} \tag{5.22b}$$

z warunkiem początkowym $\mathbf{U}_{(2)}^{n} = \mathbf{U}_{(1)}^{n+1}$. Przy takim podejściu, poszukiwanym rozwiązaniem na nowym poziomie czasowym $n + 1$, czyli w chwili $t + \Delta t$, będzie wartość $\mathbf{U}^{n+1} = \mathbf{U}_{(2)}^{n+1}$. W przypadku równania (5.18) w pierwszym etapie rozwiązania wykorzystuje się wszystkie człony równania, oprócz członu źródłowego związanego z szorstkością, a w drugim uwzględnia się tylko ten człon.

W drugim etapie całkowania pozostają do rozwiązania dwa równania dla wydatków jednostkowych $q_x = u \cdot h$ oraz $q_y = v \cdot h$. Całkując te dwa równania niejawnym schematem MRS otrzymuje się w wybranej komórce obliczeniowej *i*:

$$\frac{q_{x(2)i}^{n+1} - q_{x(1)i}^{n+1}}{\Delta t} = -g\, q_{x(2)i}^{n+1} n^2 \frac{\sqrt{\left(q_{x(2)i}^{n+1}\right)^2 + \left(q_{y(2)i}^{n+1}\right)^2}}{\left(h_{(2)i}^{n+1}\right)^{7/3}}, \tag{5.22a}$$

$$\frac{q_{y(2)i}^{n+1} - q_{y(1)i}^{n+1}}{\Delta t} = -g q_{y(2)i}^{n+1} n^2 \frac{\sqrt{\left(q_{x(2)i}^{n+1}\right)^2 + \left(q_{y(2)i}^{n+1}\right)^2}}{\left(h_{(2)i}^{n+1}\right)^{7/3}}. \tag{5.22b}$$

Indeks $n + 1$ oznacza nowy poziom czasowy, na którym poszukiwane są wartości wydatków i głębokości, natomiast indeksy (1) i (2) reprezentują odpowiednio pierwszy i drugi etap całkowania w przedziale $\langle t, t + \Delta t\rangle$. Po podzieleniu obustronnie powyższych równań odpowiednio przez $q_{x(2)_i}^{n+1}$ oraz $q_{y(2)_i}^{n+1}$ otrzymuje się:

$$\frac{q_{x(1)i}^{n+1}}{q_{x(2)i}^{n+1}} - 1 = K_{(2)i}, \qquad \frac{q_{y(1)i}^{n+1}}{q_{y(2)i}^{n+1}} - 1 = K_{(2)i}, \tag{5.23a,b}$$

gdzie

$$K_{(2)i} = g\Delta t n^2 \frac{\sqrt{\left(q_{x(2)i}^{n+1}\right)^2 + \left(q_{y(2)i}^{n+1}\right)^2}}{\left(h_{(2)i}^{n+1}\right)^{7/3}}. \tag{5.24}$$

Przyjmując

$$\alpha = \frac{q_{x(2)i}^{n+1}}{q_{x(1)i}^{n+1}} = \frac{q_{y(2)i}^{n+1}}{q_{y(1)i}^{n+1}} \tag{5.25}$$

można zapisać

$$K_{(2)i} = \alpha K_{(1)i}. \tag{5.26}$$

Po wstawieniu (5.26) do (5.23a) bądź (5.23b) można określić współczynnik α z rozwiązania równania kwadratowego:

$$K_{(1)i}\,\alpha^2 + \alpha - 1 = 0. \tag{5.27}$$

Drugi etap całkowania w czasie sprowadza się do znalezienia dodatniego pierwiastka równania (5.27) ($\alpha > 0$, gdyż wydatki w równaniu (5.25) muszą być tego samego znaku) oraz wykonania korekty wydatku w każdej komórce obliczeniowej według formuły:

$$q_{x(2)i}^{n+1} = \alpha\, q_{x(2)i}^{n} = \alpha\, q_{x(1)i}^{n+1}, \tag{5.28a}$$

$$q_{y(2)i}^{n+1} = \alpha\, q_{y(2)i}^{n} = \alpha\, q_{y(1)i}^{n+1}. \tag{5.28b}$$

5.2.2. Całkowanie równań w czasie

W celu rozwiązania równań modelu zjawiska nieustalonego, jakim jest również propagacja fali wezbraniowej, należy, po dyskretyzacji przestrzennej, scałkować je w czasie. Metody numerycznego całkowania w czasie różnią się sposobem aproksymacji pochodnej $\partial\mathbf{U}/\partial t$. Szeroką gamę schematów, uwzględniających różne sposoby dyskretyzacji, przedstawia Tan (1992). W modelowaniu przepływów szybkozmiennych stosowane są głównie schematy jawne, ponieważ uwalniają one proces obliczeniowy od rozwiązywania dużych

układów równań algebraicznych, co znacznie skraca i upraszcza obliczenia. Nie ma jednak żadnych przeciwwskazań, by równanie (5.18) całkować w czasie schematami niejawnymi, co może być szczególnie użyteczne w przypadku modelowania przepływu jednowymiarowego (Delis i in., 2000; Szydłowski, 2004).

Układ równań (5.18) można przedstawić inaczej jako

$$\frac{\partial \mathbf{U}}{\partial t} = \mathbf{X}\,, \tag{5.29}$$

gdzie wektor **X** ma postać zgodną z zależnością (5.19). Jego scałkowanie w przedziale $\langle t, t + \Delta t\rangle$ pozwala zapisać równanie (5.29) w postaci

$$\mathbf{U}^{n+1} = \mathbf{U}^{n} + \int_{t}^{t+\Delta t} \mathbf{X} dt\,. \tag{5.30}$$

Zastąpienie całki odpowiednią formułą przybliżoną prowadzi do ogólnego, dwupoziomowego schematu jednokrokowego:

$$\mathbf{U}^{n+1} = \mathbf{U}^{n} + \Delta t\left(\Theta \mathbf{X}^{n+1} + (1-\Theta)\mathbf{X}^{n}\right). \tag{5.31}$$

W schemacie tym indeksy n oraz $n + 1$ oznaczają odpowiednio wartości funkcji ze znanego i odległego o Δt poziomu czasowego. Współczynnik wagowy Θ pozwala na zmianę rodzaju schematu od jawnego ($\Theta = 0$) do niejawnego ($\Theta = 1$).

W opracowanym rozwiązaniu wykorzystano jawny schemat dwukrokowy, który można zapisać następująco:

$$\mathbf{U}^{p} = \mathbf{U}^{n} + 0{,}5\Delta t \mathbf{X}^{n}\,, \tag{5.32a}$$

$$\mathbf{U}^{n+1} = \mathbf{U}^{n} + \Delta t \mathbf{X}^{p}\,. \tag{5.32b}$$

Całkowanie w czasie według powyższej formuły odbywa się w dwóch etapach. W pierwszym kroku do obliczenia pośrednich wartości funkcji $\mathbf{U}^p$ wykorzystuje się schemat jawny pierwszego rzędu (schemat Eulera dla $\Theta = 0$). W kroku drugim oblicza się końcową wartość funkcji, używając do tego strumieni $\mathbf{F}^p$ określonych na podstawie wartości funkcji z kroku pierwszego. Schemat ten jest aproksymacją drugiego rzędu w czasie. Wymagania stabilności ograniczają wartość kroku całkowania Δt. Ograniczenie to wyrażone jest liczbą Couranta, która w przypadku całkowania równań dwuwymiarowego przepływu wody musi spełniać warunek (Potter, 1977):

$$\mathrm{Cr} = \frac{\max\left(\sqrt{u_i^2 + v_i^2} + \sqrt{g h_i}\right)}{\min(d_r)/\Delta t} \le \frac{1}{\sqrt{2}}\,, \tag{5.33}$$

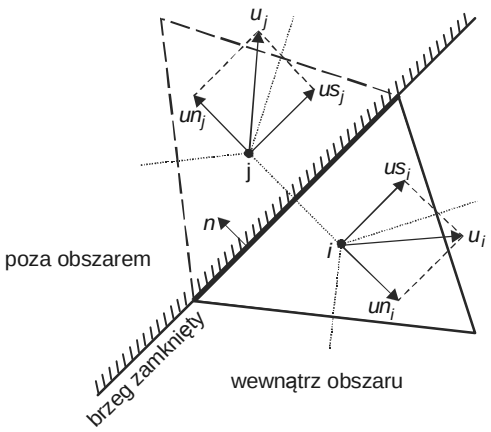
gdzie d_r reprezentuje wszystkie odległości pomiędzy środkami ciężkości wybranej objętości skończonej oraz objętości sąsiednich.

5.2.3. Uwzględnienie warunków granicznych

Zasady zadawania warunków granicznych niezbędnych do rozwiązania równań przepływu wody płytkiej przedstawiono w rozdziale 5.1. Mimo że zasady te są jasne, to jednak

w przypadku numerycznego rozwiązania równań modelu MOS właściwe przyjęcie warunków jest dość kłopotliwe. Zadanie warunku początkowego nie niesie ze sobą specjalnych trudności i sprowadza się do przyjęcia dla chwili początkowej wartości głębokości strumienia i składowych prędkości wewnątrz każdej komórki obliczeniowej. Uwzględnienie warunków brzegowych wymaga nieco szerszego komentarza.

Ogólnie cały brzeg obszaru przepływu można podzielić odcinkami na części zamknięte i otwarte. W opracowanym rozwiązaniu na brzegu zamkniętym przyjmuje się warunek w postaci tzw. „pełnego poślizgu" (ang. *slip boundary*). Termin ten oznacza, że składowa wektora prędkości w kierunku normalnym do brzegu przyjmuje wartość zero. Zerować musi się również pochodna składowej stycznej do brzegu we wspomnianym kierunku. Niestety, w MOS nie ma możliwości zadania jakiejkolwiek wartości funkcji bezpośrednio na brzegu komórki. Wynika to z tego, że węzły obliczeniowe leżą wewnątrz komórek, a nie na ich brzegach (rys. 5.2).



Rys. 5.2. Komórki obliczeniowe (istniejąca – *i* oraz fikcyjna – *j*) wraz z wektorami prędkości na zamkniętym brzegu obszaru przepływu

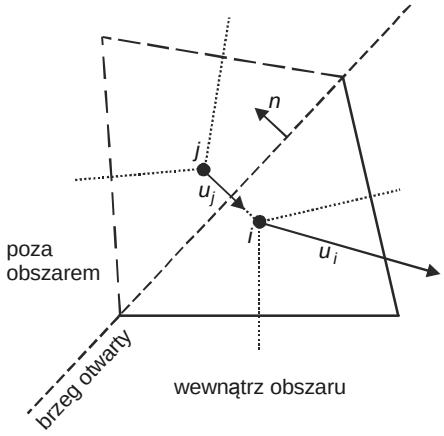
Aby więc zadać warunek brzegowy, trzeba obliczyć odpowiedni strumień na brzegu obszaru. Można w tym celu zdefiniować dodatkową (fikcyjną) komórkę położoną poza obszarem rozwiązania (rys. 5.2), w której trzeba tak zadać parametry przepływu, by uzyskane strumienie były zgodne z żądanym warunkiem brzegowym. W takim przypadku, aby zadać warunek na brzegu zamkniętym, należy przyjąć wartości parametrów przepływu w komórce poza obszarem (*j*) następująco:

$$h_j = h_i, \qquad un_j = -un_i, \qquad us_j = us_i, \tag{5.34}$$

gdzie *h* jest głębokością warstwy wody, a *un* i *us* oznaczają odpowiednio normalną i styczną do brzegu składową prędkości. Dysponując tymi wartościami można obliczyć – zgodnie z przedstawioną wcześniej procedurą Roego – strumień adwekcyjny odpowiadający warunkowi poślizgu na brzegu.

W podobny sposób można rozwiązać problem warunku brzegowego na odcinkach brzegu otwartego. Sprawą kluczową jest tu właściwe przyjęcie wartości parametrów w komórce leżącej poza obszarem obliczeniowym (rys. 5.3). Liczba i sposób wyznaczenia tych parametrów muszą odpowiadać rodzajowi przepływu przez brzeg. W przypadku ruchu

rwącego zadanie jest dość proste i sprowadza się do przyjęcia w komórce *j* trzech znanych z warunku brzegowego funkcji $h(t)$, $u(t)$ i $v(t)$ w tracie dopływu do obszaru obliczeniowego lub przesunięcia wartości parametrów przepływu z komórki *i* (wewnątrz obszaru) do *j* (na zewnątrz obszaru) podczas odpływu.



Rys. 5.3. Komórki obliczeniowe (istniejąca – *i* oraz fikcyjna – *j*) wraz z wektorami prędkości na otwartym brzegu obszaru przepływu

Nieco bardziej skomplikowana sytuacja występuje, gdy przepływ przez brzeg otwarty ma charakter spokojny. W tym przypadku, przy napływie wody do obszaru, z warunków brzegowych znane są tylko dwie funkcje – na przykład dwie składowe wektora prędkości normalnej do brzegu. Trzecią (przykładowo głębokość) należy określić w inny sposób. W tym celu można wykorzystać niezmiennik Riemanna (Cunge i in., 1980; Tan, 1992) i równanie

$$un_j - 2\sqrt{gh_j} = R_i \,, \tag{5.35}$$

gdzie R_i oznacza wartość niezmiennika obliczoną na podstawie znanych wartości parametrów z komórki *i*. W taki sam sposób można określić, potrzebne do obliczenia strumieni przez brzeg, parametry ruchu podczas odpływu. W tym przypadku, zadany warunek brzegowy określa tylko jedną wielkość (na przykład głębokość). Pozostałe można oszacować z równania

$$un_j + 2\sqrt{gh_j} = R_i \,, \tag{5.36}$$

gdzie R_i, jak poprzednio, wynika z wartości parametrów z komórki wewnętrznej *i*.

Rozdział 6

LABORATORYJNE I NUMERYCZNE BADANIA PRZEPŁYWU WODY NA TERENIE ZABUDOWANYM

Jak wcześniej stwierdzono, najbardziej rozpowszechnionym matematycznym modelem propagacji fal wezbraniowych są równania de Saint-Venanta. Jest to model przepływu wolnozmiennego, ale – jak się okazuje – daje on także zadowalające wyniki obliczeń przepływu w warunkach ruchu szybkozmiennego. Potwierdzają to liczne, zweryfikowane zastosowania tego modelu, wykorzystywane do symulacji przepływów katastrofalnych w naturalnych dolinach rzek i na terenach zalewowych, co opisano w rozdziale 4. Wątpliwości nasuwają się jednak w przypadku, gdy model ten stosowany jest do odwzorowania szybkozmiennego przepływu powierzchniowego przez obszar zabudowany. Przepływ taki charakteryzuje się dużą intensywnością występowania zjawisk lokalnych, co potwierdzają badania laboratoryjne (Aureli i in., 2004; Soares-Frazao i Zech, 2002; Soares-Frazao i in., 2004). Prócz stacjonarnych i ruchomych odskoków hydraulicznych, naturalnie związanych z przepływem szybkozmiennym, w trakcie przepływu ulicami i między budynkami powstają także odbicia i załamania fal, nagłe spiętrzenia i depresje zwierciadła, czy też cyrkulacje i strefy martwe. Z formalnego punktu widzenia uzasadniona wydaje się opinia, że równania de Saint-Venanta nie są odpowiednim modelem całości tego zjawiska, ponieważ przepływ nie spełnia podstawowych założeń, przyjętych w trakcie wyprowadzania równań. Przykładowo, pionowe składowe prędkości nie muszą być pomijalnie małe, co skutkuje występowaniem pionowych przyspieszeń, a rozkład ciśnienia wzdłuż głębokości może odbiegać od hydrostatycznego.

Wspomniane wątpliwości nasuwają pytanie, czy z praktycznego punktu widzenia model de Saint-Venanta w ogóle nadaje się do odwzorowania ruchu wody w obszarze zabudowanym, a jeżeli tak, to jaka jest jakość uzyskiwanych wyników? Aby opowiedzieć na te pytania, niezbędne było przeprowadzenie i porównanie laboratoryjnych i numerycznych badań zjawiska. Wstępne rozpoznanie zjawisk towarzyszących przepływowi przez obszar zabudowany oraz wstępną weryfikację obliczeń numerycznych przepływu przeprowadzono, konfrontując wyniki symulacji z pomiarami prowadzonymi w laboratorium hydraulicznym Polo Idraulico et Strutturale (ENEL-CESI) w Mediolanie we Włoszech. Prowadzone tam badania, których wyniki dopiero niedawno opublikowano (Zech i Soares-Frazao, 2007), były częścią europejskiego projektu IMPACT (ang. *Investigation of Extreme Flood Processes & Uncertainty*). Uzyskane wyniki spowodowały rozszerzenie zakresu badań eksperymentalnych. W tym celu zbudowano własne stanowisko pomiarowe w Laboratorium Hydrauliki i Inżynierii Środowiska Politechniki Gdańskiej, które umożliwiło weryfikację wyników numerycznych symulacji przepływów w różnych wariantach zabudowy.

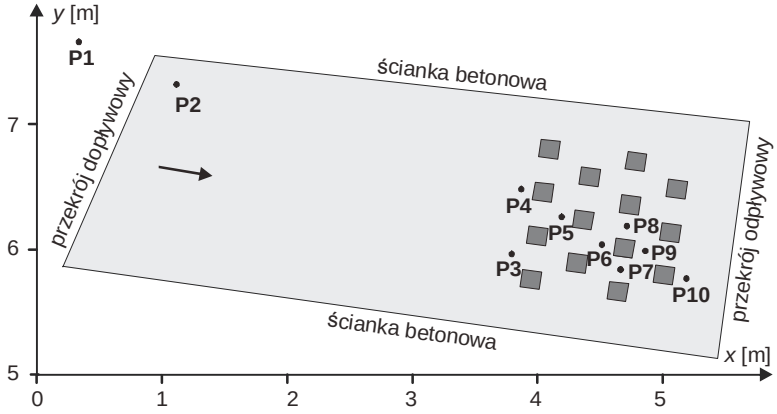
6.1. Badania przepływu wody na terenie zabudowanym w laboratorium hydraulicznym ENEL-CESI

Badania eksperymentalne propagacji gwałtownej fali wezbraniowej przez model regularnie zabudowanego miasta przeprowadzono w laboratorium hydraulicznym PIS ENEL

w Mediolanie (Testa i in., 2007). Początkowo model zbudowany w skali 1:100 służył do badań transformacji fali powodziowej powstającej po awarii zapory wodnej (Morris, 2000). Betonowy model pięciokilometrowej doliny rzeki Toce, położonej we włoskich Alpach, zbudowano na otwartym terenie, obok budynków laboratorium (rys. 6.1).

Rys. 6.1. Widok modelu doliny rzeki Toce oraz modelu zabudowy (Testa i in., 2007)

Instalacja miała długość 50 m, a szerokość 11 m. Na modelu odtworzono koryto rzeki, tereny zalewowe i niektóre szczegóły geometrii doliny, takie jak polder, dwa mosty, drugą zaporę oraz niektóre zabudowania. W celu wykonania pomiarów zmian głębokości zainstalowano wzdłuż wymodelowanej doliny sondy pomiarowe. Geometrię i rzeźbę terenu zdefiniowano w postaci numerycznego modelu terenu, pokrywając model kwadratową siatką o wymiarze oczka 0,05 m. Dodatkowo przyjęto, że dno doliny jest nierozmywalne i charakteryzuje się stałą szorstkością o współczynniku Manninga $n = 0{,}0162\ \mathrm{m}^{-1/3}\ \mathrm{s}$.

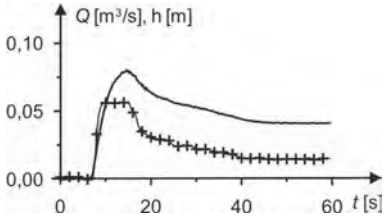


Rys. 6.2. Obszar przepływu wraz z rozmieszczeniem punktów pomiarowych

W celu przeprowadzenia badań przepływu przez model miasta zaadaptowano opisane stanowisko laboratoryjne (rys. 6.1), wykorzystując pierwsze 6 m betonowego koryta rzeki. Na dnie ustawiono betonowe modele domów w postaci kostek o boku 0,15 m. Aby uprościć strukturę przepływu, obszar zabudowany oddzielono od brzegów doliny dwiema murowanymi ściankami, równoległymi do osi doliny. Pozostałe cechy doliny pozostawiono bez zmian. Do potrzeb weryfikacji obliczeń numerycznych udostępniono wyniki pomiarów

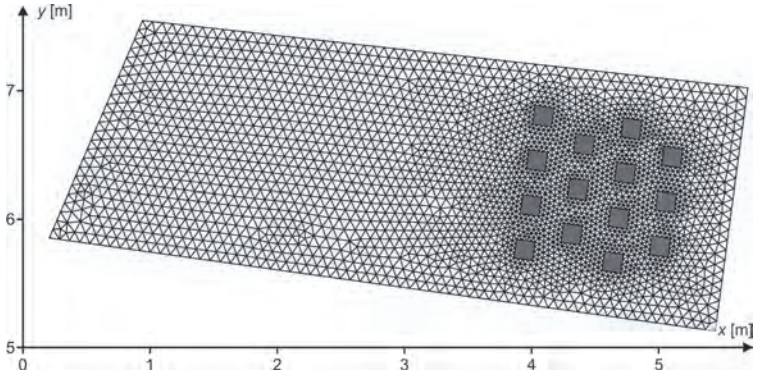
dla ustawień domów w dwóch konfiguracjach: równoległej i w szachownicę. W niniejszej pracy przedstawia się jedynie drugi z wymienionych przypadków. Wyniki symulacji numerycznych przepływu dla obu układów, wraz z analizą uzyskanych wyników, można znaleźć w publikacji Szydłowskiego (2005). Pomiary zmian głębokości w rejonie zabudowy wykonano za pomocą sond przewodnościowych, których rozmieszczenie przedstawiono na rysunku 6.2.

W chwili początkowej cały obszar przepływu był osuszony. Falę wezbraniową (rys. 6.3) wytwarzano w przekroju napływowym za pomocą układu pompowego. Brzegi stanowiska oraz makiety domów były wystarczająco wysokie, by woda płynąca po suchym dnie nie przelała się poza granice modelu oraz ponad budynkami.



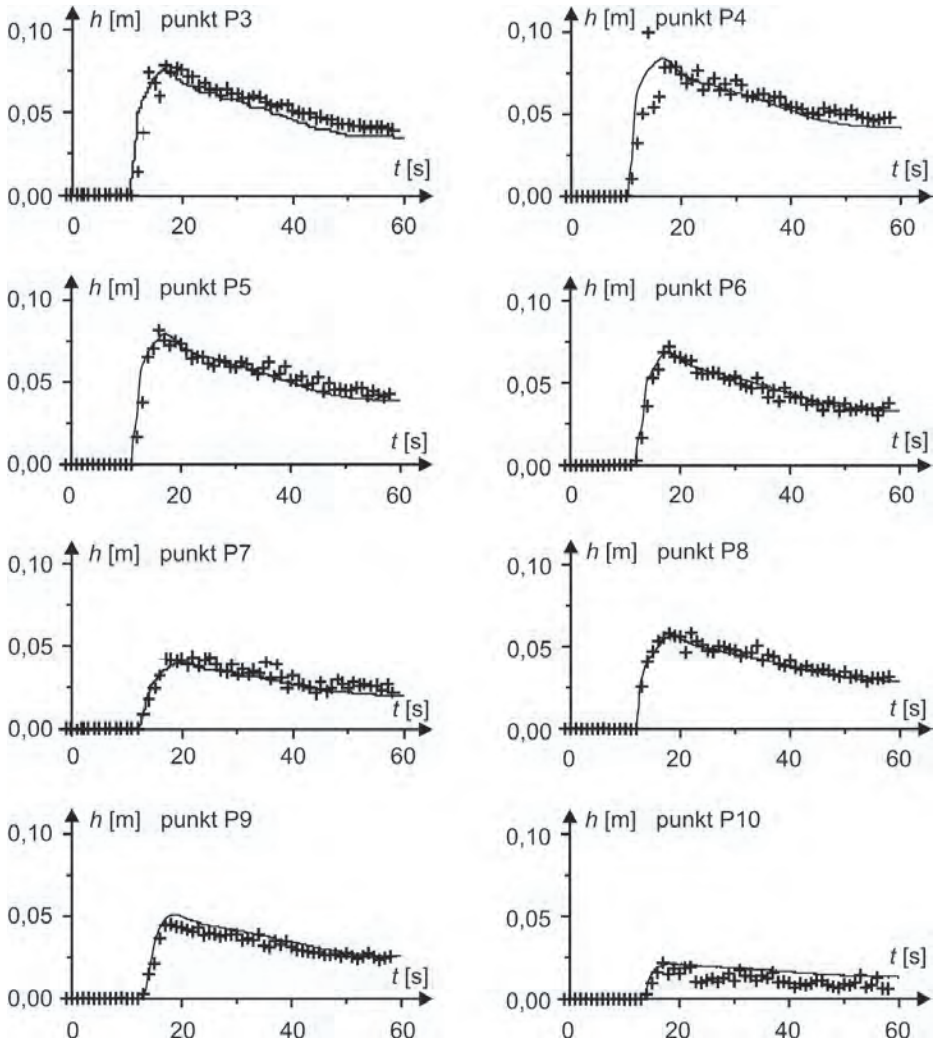
Rys. 6.3. Natężenie przepływu (+) i głębokość wody (–) w przekroju napływowym

W celu przeprowadzenia obliczeń symulacyjnych obszar przepływu pokryto siatką numeryczną złożoną z 5185 trójkątnych komórek obliczeniowych (rys. 6.4). Aby zwiększyć dokładność obliczeń, w okolicach zabudowy siatkę lokalnie zagęszczono. Długości boków komórek obliczeniowych zmieniają się od 0,04 m w okolicy budynków do 0,08 m na brzegach obszaru przepływu. Warunki graniczne zadano zgodnie z przeprowadzonym eksperymentem. Warunek początkowy określono, zakładając brak przepływu w całym obszarze obliczeniowym – dno pokryto fikcyjną warstwą wody o grubości (głębokości) 0,0001 m. Ze względu na spokojny (nadkrytyczny) dopływ wody do modelu, warunek brzegowy w przekroju napływowym zadano w postaci prędkości w kierunku normalnym do brzegu. Informację tę opracowano na podstawie pomiaru natężenia dopływu i pomiarów głębokości z punktów P1 i P2. Warunek na brzegu zamykającym obszar określono, zakładając rwący (podkrytyczny), swobodny odpływ wody poza obszar przepływu. Pozostałe granice przyjęto jako brzeg zamknięty.



Rys. 6.4. Siatka numeryczna

Zabudowania uwzględniono, wyłączając je z obszaru przepływu. Obliczenia przeprowadzono z krokiem czasowym Δt = 0,01 s, kończąc symulację po 60 s trwania procesu. Wyniki zmierzonych i obliczonych zmian głębokości w niektórych punktach kontrolnych przedstawiono na rysunku 6.5. Można zauważyć, że praktycznie uzyskane wyniki – bez względu na lokalizację – w kolejnych punktach od P3 do P10 są zgodne z pomiarami.

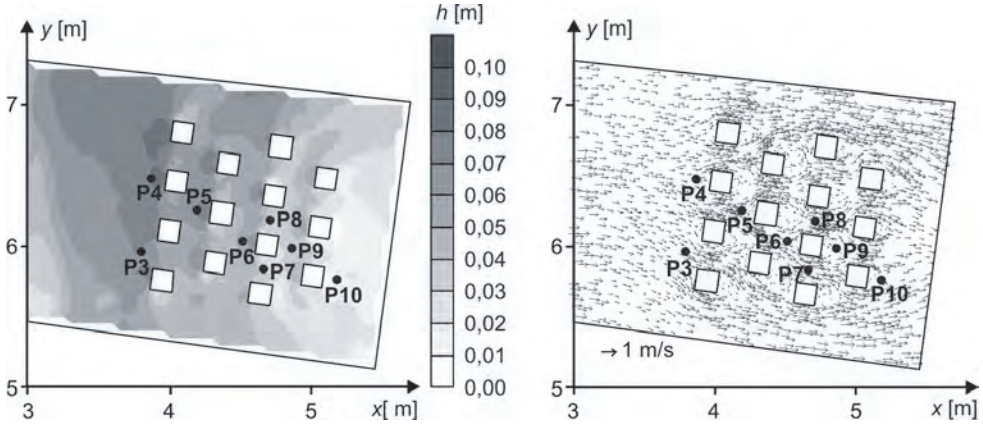


Rys. 6.5. Obliczone (–) i zmierzone (+) zmiany głębokości wody w punktach kontrolnych

Analizując pomiary i obliczenia, można zaobserwować pewne charakterystyczne zjawiska hydrauliczne pojawiające się w przepływie przez obszar zabudowany. Punkty pomiarowe P3 i P4 zlokalizowane są bezpośrednio przed pierwszym rzędem zabudowań (rys. 6.2). Czoło fali, w warunkach ruchu rwącego, dociera do tego miejsca po około 11 s. W wyniku zderzenia ze ścianami budynków oraz dławienia przepływu, występuje spiętrze-

nie wody, któremu towarzyszy znaczny spadek prędkości. Następnie formuje się odskok hydrauliczny, który w późniejszym czasie przesuwa się pod prąd, w kierunku przekroju dopływowego. W punkcie P4 (rys. 6.5) można też zauważyć, że jeden z wyników pomiarów głębokości znacznie przekracza pozostałe, jak również wartości obliczone. Wynika to prawdopodobnie z zarejestrowania przez przyrząd pomiarowy zjawiska rozbryzgu wody po uderzeniu w przeszkodę, które oczywiście nie może być opisane i odwzorowane modelem przepływu płaskiego.

Punkty P5, P6, P7, P8 i P9 znajdują się między budynkami. W symulacji numerycznej zmiany głębokości zostały odwzorowane dokładnie, niezależnie od umiejscowienia punktu kontrolnego. Analizując chwilową strukturę obliczonych głębokości i prędkości, przedstawioną na rysunku 6.6 można stwierdzić, że przepływ wewnątrz obszaru zabudowanego jest złożony. Praktycznie, przed każdym budynkiem pojawia się spiętrzenie wody o dużym gradiencie oraz znaczny spadek prędkości. Następuje także rozdzielanie strumieni. Za budynkami obserwuje się depresje zwierciadła wody, którym towarzyszą lokalne przyspieszenia, cyrkulacje, a także powstawanie stref martwych (tzw. cienia).



Rys. 6.6. Obliczone rozkłady głębokości i prędkości po czasie t = 15 s

Punkt P10 leży w dolnej części obszaru przepływu, poniżej ostatniego rzędu zabudowy. Punkt ten znajduje się w strefie cyrkulacji i jest pod wpływem warunków hydraulicznych występujących na odpływie z modelu. Rodzaj ruchu zmienia się na tym brzegu ze spokojnego w rwący i odwrotnie, co utrudnia właściwe zadanie warunku brzegowego i skutkuje niewielką, lecz zauważalną, rozbieżnością pomiarów i obliczeń.

Należy podkreślić, że w obliczeniach prawidłowo została odtworzona wartość prędkości propagacji czoła fali na obszarze niepokrytym wodą, co wynika z widocznej na wykresach (rys. 6.5) zgodności czasu docierania frontu fali do poszczególnych punktów kontrolnych.

Opisane wyniki badań wstępnych potwierdzają hipotezę, iż równania de Saint-Venanta, chociaż nie są pełnym modelem przepływu ze swobodną powierzchnią, to jednak umożliwiają symulację przepływu w obszarze zabudowanym, odtwarzając podstawowe zjawiska hydrauliczne towarzyszące ruchowi szybkozmiennemu w złożonym geometrycznie obszarze przepływu.

6.2. Badania przepływu wody na terenie zabudowanym w laboratorium hydraulicznym Politechniki Gdańskiej

Wstępne wnioski dotyczące możliwości wykorzystania równań de Saint-Venanta w modelowaniu przepływu powierzchniowego w mieście wymagały potwierdzenia oraz określenia ewentualnych praktycznych granic stosowalności tego modelu. Stąd zdecydowano się na podjęcie własnych pomiarów laboratoryjnych, stanowiących materiał do weryfikacji prowadzonych obliczeń.

W celu wykonania badań eksperymentalnych przygotowano i wyposażono stanowisko umożliwiające badanie przepływu przez obszar o zmiennej konfiguracji zabudowy. Przeprowadzono serie eksperymentów polegających na wywoływaniu przepływu przez obszar imitujący zabudowany budynkami teren potencjalnej powodzi. Przepływ był efektem nagłego uwolnienia wody ze zbiornika retencyjnego, co odpowiada sytuacji podobnej do uszkodzenia wału przeciwpowodziowego lub zapory. Badano różne scenariusze przepływu, odpowiadające zmiennej konfiguracji i gęstości budynków oraz różnym kierunkom napływu czoła fali powodziowej na pierzeję zabudowy. Należy podkreślić, że celem badań przeprowadzonych w laboratorium nie było wykonanie pełnego modelu fizycznego rozpatrywanego zjawiska. W pracy nie wykonano modelu zabudowy miejskiej w założonej skali geometrycznej i nie analizowano zjawiska przepływu według zasad modelowania i kryteriów podobieństwa fizycznego (Zierep J., 1978). Oznacza to, że w trakcie badań nie analizowano zjawisk skalowych, a parametry przepływu przyjmowano w skali 1:1. Również późniejsze symulacje numeryczne wykonywane były w obszarze przepływu o tych samych wymiarach geometrycznych, co stanowisko laboratoryjne. Ten sposób weryfikacji obliczeń można uznać za wystarczający, bowiem bez względu na różnicę wymiarów stanowiska badawczego i rzeczywistych obszarów zalewowych, ruch wody jest opisany tymi samymi równaniami hydrodynamiki.

6.2.1. Opis stanowiska pomiarowego i metodyki pomiarów

Stanowisko pomiarowe, na którym prowadzono badania eksperymentalne, zbudowano w Laboratorium Hydrauliki i Inżynierii Środowiska Politechniki Gdańskiej. Lokalizację i przygotowanie miejsca pod budowę oraz ogólny widok stanowiska pokazano na rys. 6.7. Takie umiejscowienie instalacji pozwoliło wykorzystać istniejący układ hydrauliczny zasilania laboratorium w wodę. Obieg wody przez większość stanowisk laboratoryjnych odbywa się w układzie zamkniętym. Podstawę układu stanowi zbiornik żelbetowy o pojemności ok. 300 m^3, znajdujący się na poziomie piwnicy, z którego woda przez układ pomp w pompowni transportowana jest do stalowych zbiorników o pojemnościach ok. 30 m^3 i 20 m^3, znajdujących się na wysokości ok. 5 i 10 m. Zbiorniki te wyposażone są wewnątrz w koryta przelewowe, umożliwiające utrzymanie stałego poziomu wody podczas pracy całego układu. Woda jest rozprowadzana rurociągami ze zbiorników grawitacyjnie na stanowiska badawcze znajdujące się w hali laboratoryjnej. Ze stanowisk woda odpływa grawitacyjnie do kanałów powrotnych, umiejscowionych pod posadzką laboratorium, skąd spływa do zbiornika głównego. Nadmiar wody z koryt przelewowych odprowadzany jest rurociągiem powrotnym do głównego zbiornika. Opisany obieg wody pozwala na zachowanie ustalonych warunków zasilania stanowisk w wodę w trakcie badań.

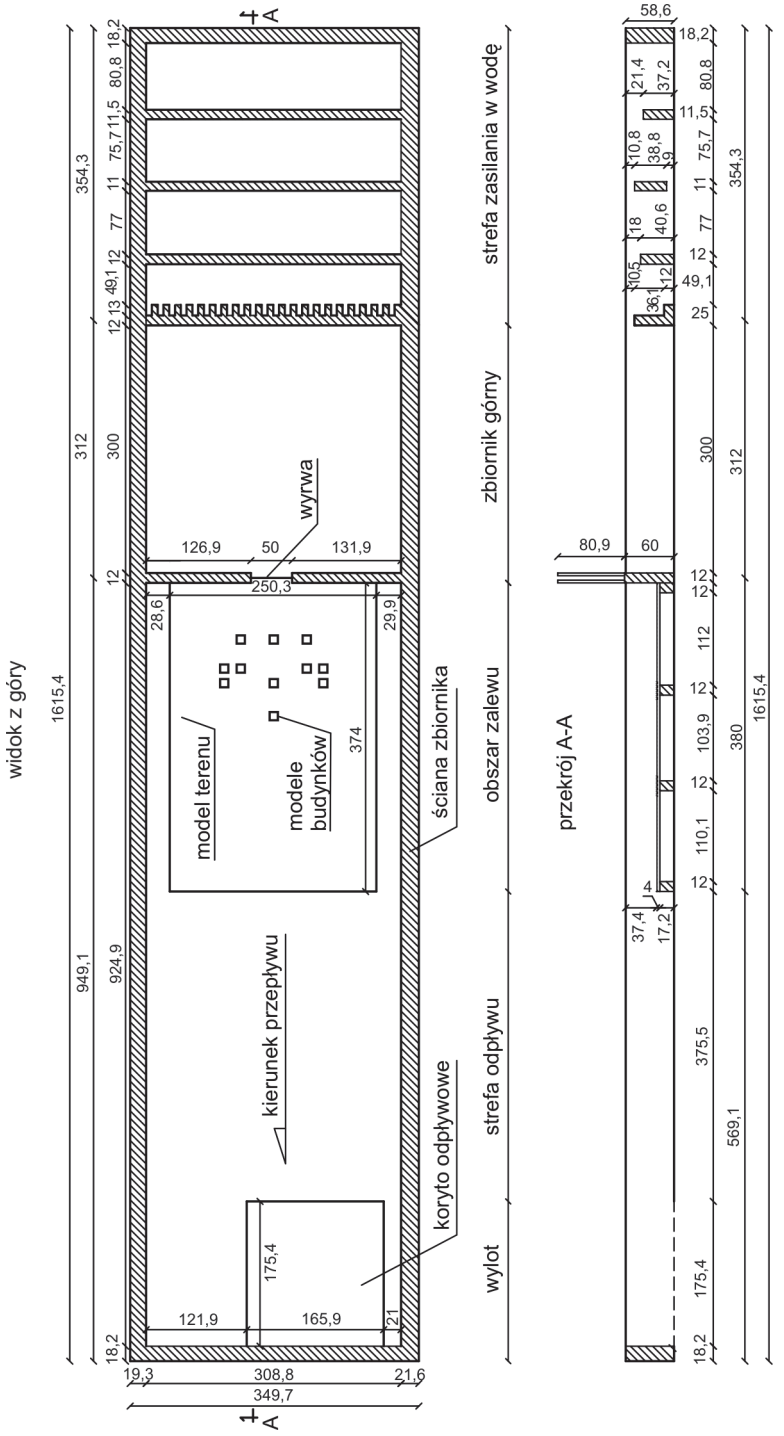
Rys. 6.7. Lokalizacja, budowa i ogólny widok stanowiska badawczego w laboratorium

Podstawę wykonanego stanowiska badawczego stanowi zbiornik o szerokości 3,5 m, do którego woda doprowadzona jest rurociągiem stalowym DN250, zakończonym zasuwą z ręczną regulacją otwarcia. Zbiornik podzielono ścianką na część imitującą zbiornik retencyjny oraz część zalewową. Odprowadzenie wody z modelu znajduje się w części położonej poza obszarem zalewowym, na dnie zbiornika, skąd woda odpływa grawitacyjnie do kanału powrotnego. Część zalewową w postaci płaskiej, poziomej płyty wypadowej, wykonano z wodoodpornych płyt sklejkowych, pokrytych nieprzepuszczalną i nierozmywalną powłoką, które następnie umieszczono na specjalnym stelażu z profili stalowych. W płycie wykonano otwory, w których zamontowano czujniki pomiarowe oraz makiety budynków. Teren zalewowy umieszczono na podporach, aby zapewnić swobodny odpływ wody z poziomej płyty (rys. 6.7). Szczegóły konstrukcyjne stanowiska pomiarowego przedstawiono na rysunku 6.8.

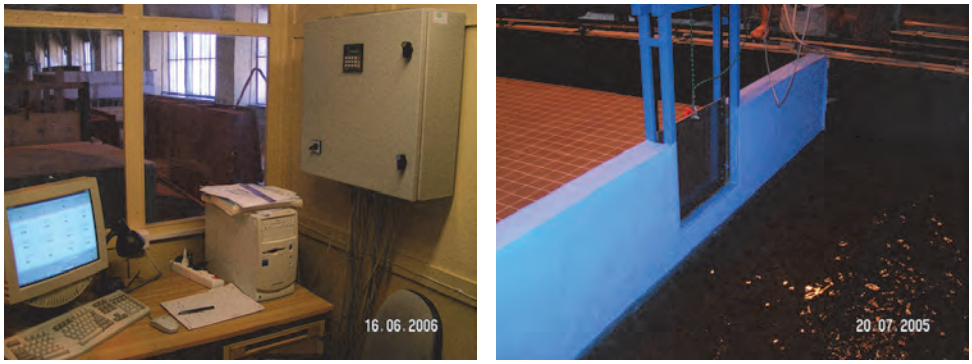
Zbiornik retencyjny stanowi większą część stanowiska badawczego i ma długość ok. 3 m. W dnie zbiornika wykonany jest otwór odprowadzający nadmiar wody poza stanowisko. W otworze montowana jest rura z tworzywa sztucznego DN75, zapewniająca – na zasadzie przelewu rurowego – utrzymanie zwierciadła wody na określonym poziomie. Jeżeli poziom wody przewyższa rzędną krawędzi rury, jej nadmiar odprowadzany jest przez otwór w dnie zbiornika, aż do momentu ustalenia się zadanego poziomu w zbiorniku. Ten prosty układ zapewnia powtarzalność warunków początkowych, panujących w zbiorniku retencyjnym.

W ściance odgradzającej zbiornik od terenu zalewowego wykonano prostokątny otwór, imitujący wyrwę w wale bądź zaporze, zamykany stalową zasuwą (rys. 6.9). Ruch zasuwy wymusza pneumatyczny siłownik zamontowany na stelażu ponad przegrodą. Takie rozwiązanie umożliwia nagłe i całkowite otwarcie zasuwy w krótkim czasie (ok. 0,1 s), a także zapewnia powtarzalność wykonywanych eksperymentów.

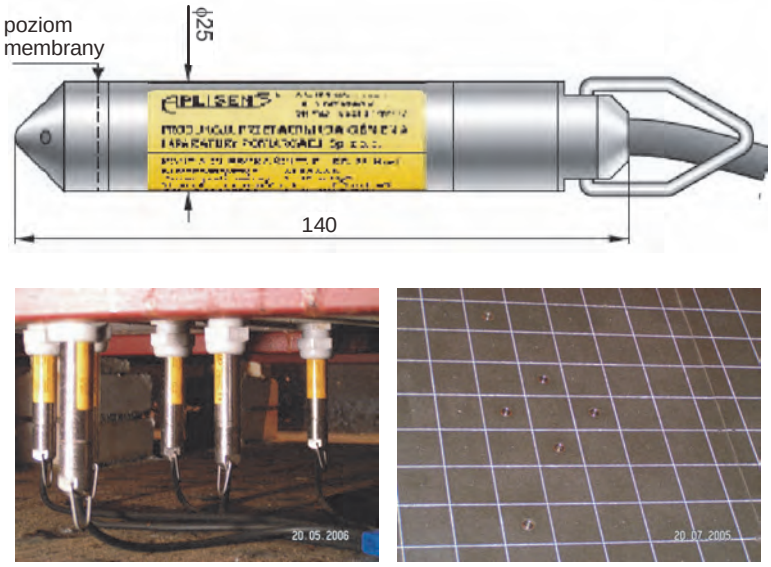
Do pomiaru zmian głębokości, podczas propagacji fali zalewającej obszar przepływu, użyto hydrostatycznych sond głębokości SG–25.Smart firmy Aplisens (rys. 6.10) (http://www.aplisens.pl).



Rys. 6.8. Schemat stanowiska pomiarowego (wymiary w cm)



Rys. 6.9. Szafka ze sterownikiem z podłączonymi sondami
i komputer do rejestracji wyników pomiarów oraz zasuwa od strony zbiornika retencyjnego



Rys. 6.10. Sondy pomiarowe SG–25.Smart oraz ich montaż pod płytą wypadową

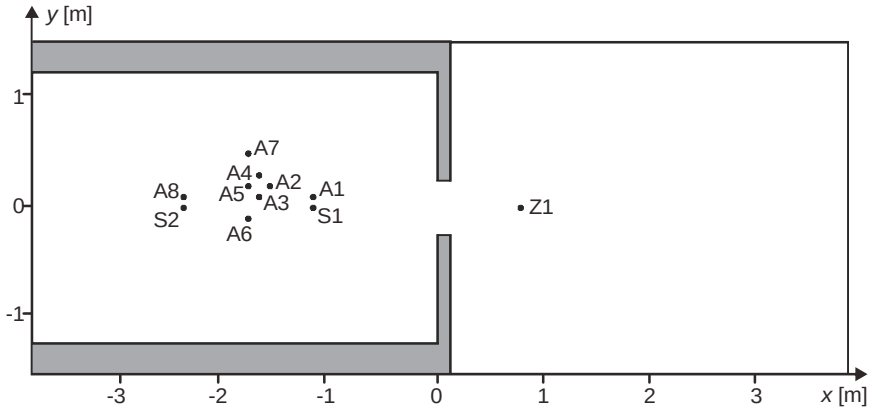
Sondy mają kształt hermetycznie zamkniętego cygara, które zawiera w sobie głowicę pomiarową z dwiema membranami: krzemową i separującą, oraz płytkę z układem elektronicznym. Pomiar położenia zwierciadła wody za pomocą tych sond wykorzystuje zależność między wysokością słupa wody a wywołanym przez warstwę wody ciśnieniem hydrostatycznym. Pomiar ciśnienia wykonywany jest na wysokości membrany separującej zanurzonej sondy i odniesiony do ciśnienia atmosferycznego. Kompensacja ciśnienia atmosferycznego odbywa się przez kapilarę umieszczoną w kablu sondy. Membrana separująca wraz z głowicą pomiarową wykonana jest ze stali kwasoodpornej. Sygnał z głowicy pomiarowej zamieniany jest na postać cyfrową i wprowadzany do mikroprocesora, sterującego procesem obróbki sygnału pomiarowego, gdzie m.in. koryguje błędy temperaturowe. Po obróbce sygnał zmieniany jest na analogowy sygnał przesyłowy 4÷20 mA oraz sygnał komunikacji

cyfrowej w systemie HART. Dzięki temu możliwa jest zmiana nastaw parametrów metrologicznych, tj. jednostek ciśnienia, w jakich konfigurowany jest zakres pomiarowy, koniec i początek zakresu nastawianego oraz stałej czasowej. Sondy mają możliwość „zerowania" oraz kalibracji w odniesieniu do ciśnienia wzorcowego. Parametry metrologiczne sondy SG–25.Smart są następujące:

— błąd podstawowy ≤ ±0,1% dla zakresu podstawowego, ≤ ±0,3% dla minimalnej szerokości zakresu,
— stabilność długoczasowa ≤ 0,1% (FSO) na 2 lata, błąd od zmian U_{zas} 0,002% (FSO)/IV,
— błąd temperaturowy ≤ ± 0,08% (FSO)/10°C, ≤ ±0,2% w całym zakresie temperatur kompensacji.

Sondy pomiarowe zamontowano w płycie, w specjalnie przygotowanych otworach (rys. 6.10). Punkty montażu zostały tak wybrane, aby zapewnić pomiar dla różnych sposobów rozmieszczenia zabudowy na terenie zalewowym. Dodatkowy pomiar głębokości wykonywany był w zbiorniku retencyjnym. Służył on do określania krzywej opróżniania zbiornika. Ze względu na mniej gwałtowne zmiany położenia zwierciadła wody niż w przypadku płyty wypadowej, pomiar ten realizowany był za pomocą sondy ultradźwiękowej. Zastosowano kompaktowy przetwornik poziomu Sondar SLM600. Przetwornik ten działa na zasadzie pomiaru czasu powrotu echa od wysłanego w kierunku medium impulsu ultradźwiękowego z pełną kompensacją temperatury. Jego wskaźniki metrologiczne są następujące: dokładność – 0,25% mierzonego zakresu lub 3 mm, rozdzielczość – 0,03% pełnego zakresu lub 1 mm, zakres pomiarowy – od 0,35 m do 6,0 m.

Podczas realizacji eksperymentów wykonywano pomiary łącznie w 10 punktach na terenie zalewowym (sondy hydrostatyczne, punkty S1, S2, A1-A8) oraz dodatkowo w zbiorniku retencyjnym (sonda ultradźwiękowa, punkt Z1). Ich lokalizację przedstawiono na rysunku 6.11.

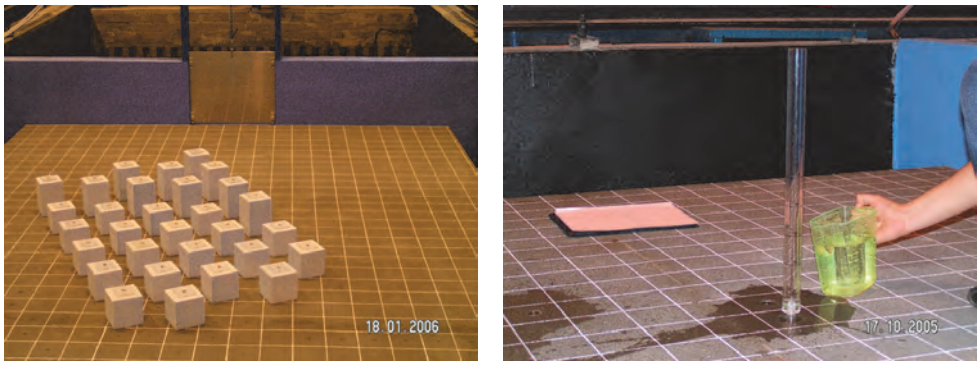


Rys. 6.11. Schemat stanowiska badawczego z rozmieszczeniem punktów pomiaru

Każda z sond pomiarowych ma wyjście prądowe pracujące w zakresie od 4 do 20 mA, które połączono z modułem sterownika (rys. 6.9). Oprogramowanie sterownika umożliwia przetwarzanie sygnałów prądowych z sond pomiarowych oraz zapewnia sterowanie siłownikiem do otwierania zasuwy w ściance zbiornika. Ze sterownikiem połączony jest komputer ze specjalistycznym oprogramowaniem do czytania i rejestracji z odpowiednią częstotliwością wyników pomiarów na twardym dysku.

6.2.2. Przebieg eksperymentu

Przed wykonaniem serii pomiarów na dnie obszaru zalewu instaluje się makiety budynków w postaci bloczków o boku 0,1 m w ustalonej do badania konfiguracji. Przykładowy układ zabudowy pokazano na rysunku 6.12. Przed serią eksperymentów wykonywano tarowanie sond (rys. 6.12) w celu ustalenia wspólnego zera i wyeliminowania błędów systematycznych. Tarowanie polegało na zalewaniu czujników sond hydrostatycznych znanymi wartościami wysokości słupa wody w rurce, wykonaniu odczytów z przyrządów i sporządzeniu aktualnych charakterystyk urządzeń przez aproksymację punktów pomiarowych metodą najmniejszych kwadratów. Taką procedurę powtarzano po każdej zmianie konfiguracji zabudowy na stanowisku badawczym.



Rys. 6.12. Przykładowa konfiguracja zabudowany na stanowisku pomiarowym oraz tarowanie czujnika hydrostatycznego

Każdy z eksperymentów dla danej konfiguracji zabudowy i scenariusza przepływu powtarzano trzykrotnie. Przy działającym układzie zasilania stanowiska w wodę, napełniano zbiornik retencyjny przez otwarcie zasuwy na rurociągu doprowadzającym. Poziom wody w zbiorniku ustawiano na przelewie rurowym, przez dobór rury o odpowiedniej długości. Z chwilą osiągnięcia założonej głębokości (przelew rurowy zaczyna pracować) zamykano dopływ wody do modelu i czekano do momentu, gdy przelew przestanie pracować. Po około pięciu minutach (ustalenie się warunków hydrostatycznych w zbiorniku) stanowisko było gotowe do wykonania eksperymentu. Przed uruchomieniem siłownika włączano rejestrację sygnałów sczytywanych z sond przez program komunikujący się ze sterownikiem. Częstotliwość próbkowania (rejestracji wyników) ustawiona była na 10 Hz (10 pomiarów w ciągu 1 s). Eksperyment rozpoczynał się z chwilą włączenia przez sterownik siłownika pneumatycznego, otwierającego zasuwę. Na skutek gwałtownego uwolnienia wody ze zbiornika retencyjnego, następował wypływ wody przez wyrwę na obszar zalewu, a fala wezbraniowa (spiętrzenia) przemieszczała się po płaskiej płycie wokół i między makietami budynków. Po przejściu fali przez obszar zabudowany, woda swobodnie spływała z płyty i następnie odprowadzana była kanałem zbiorczym do głównego zbiornika w laboratorium.

6.2.3. Analiza błędów i niepewności pomiarów

Pomiary w laboratorium wymagają matematycznego opracowania, analizy i oceny otrzymywanych wyników (Rumszycki, 1973). Z powodu niedokładności przyrządów

i metod pomiarowych oraz niekontrolowanej zmienności warunków otoczenia, wynik pomiaru jest zawsze różny od wartości rzeczywistej. Podając wynik pomiaru określonej wielkości, należy podać także informację o jego dokładności. Podstawowym pojęciem charakteryzującym dokładność wyniku pomiaru jest błąd pomiaru. Jest on definiowany jako różnica pomiędzy wynikiem pomiaru a rzeczywistą wartością. Niestety, błędu pojedynczego pomiaru nie można określić ze względu na brak znajomości wielkości rzeczywistej oraz brak znajomości wszystkich oddziaływań zewnętrznych wpływających na wynik pomiaru.

Wyróżnia się dwa rodzaje oddziaływań zewnętrznych: przypadkowe i systematyczne. Z nimi wiążą się odpowiednie błędy: przypadkowe i systematyczne. Występują również błędy wynikające z pomyłek, tzw. błędy grube.

Błędy systematyczne powstają wskutek systematycznych oddziaływań czynników zewnętrznych. W kolejnych pomiarach błąd systematyczny ma wartość stałą, którą można korygować przez odpowiednie skalowanie przyrządów, np. w procesie tarowania. Przy zmianie warunków błąd ten zmienia się z określoną prawidłowością, którą można zazwyczaj określić analitycznie.

Błędy przypadkowe spowodowane są oddziaływaniami przypadkowymi i nie mogą być skompensowane przez poprawkę, ale mogą być pomniejszone przez wielokrotne powtarzanie pomiarów (n) i przyjęcie jako wyniku, średniej arytmetycznej serii wyników x_i:

$$\overline{x} = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n} x_i \ . \tag{6.1}$$

Taką wartość można przyjmować jako poprawny wynik pomiaru. Natomiast wyniki pomiarów, ze względu na ich rozrzut wokół wartości prawdziwej, możemy traktować jako „niepewne". Ilościową miarą niedokładności, której odzwierciedleniem jest wspomniany rozrzut wyników, jest niepewność pomiaru (Arendarski, 2003). Zjawiska wpływające na niepewność nazywane są źródłami niepewności. Należą do nich m.in.: niepełna znajomość wpływu warunków środowiskowych na pomiar, skończona rozdzielczość przyrządu, upraszczające przybliżenia stosowane w metodach pomiarowych itp. Na rozrzut wartości podczas pomiarów bezpośrednich w identycznych warunkach mogą składać się wszystkie wymienione wcześniej czynniki. W takim przypadku, do określenia niepewności stosuje się metodę polegającą na obliczeniu niepewności standardowej. W celu jej wyznaczenia należy oszacować wariancję eksperymentalną $s^2(x)$ wartości x_i wyrażoną wzorem:

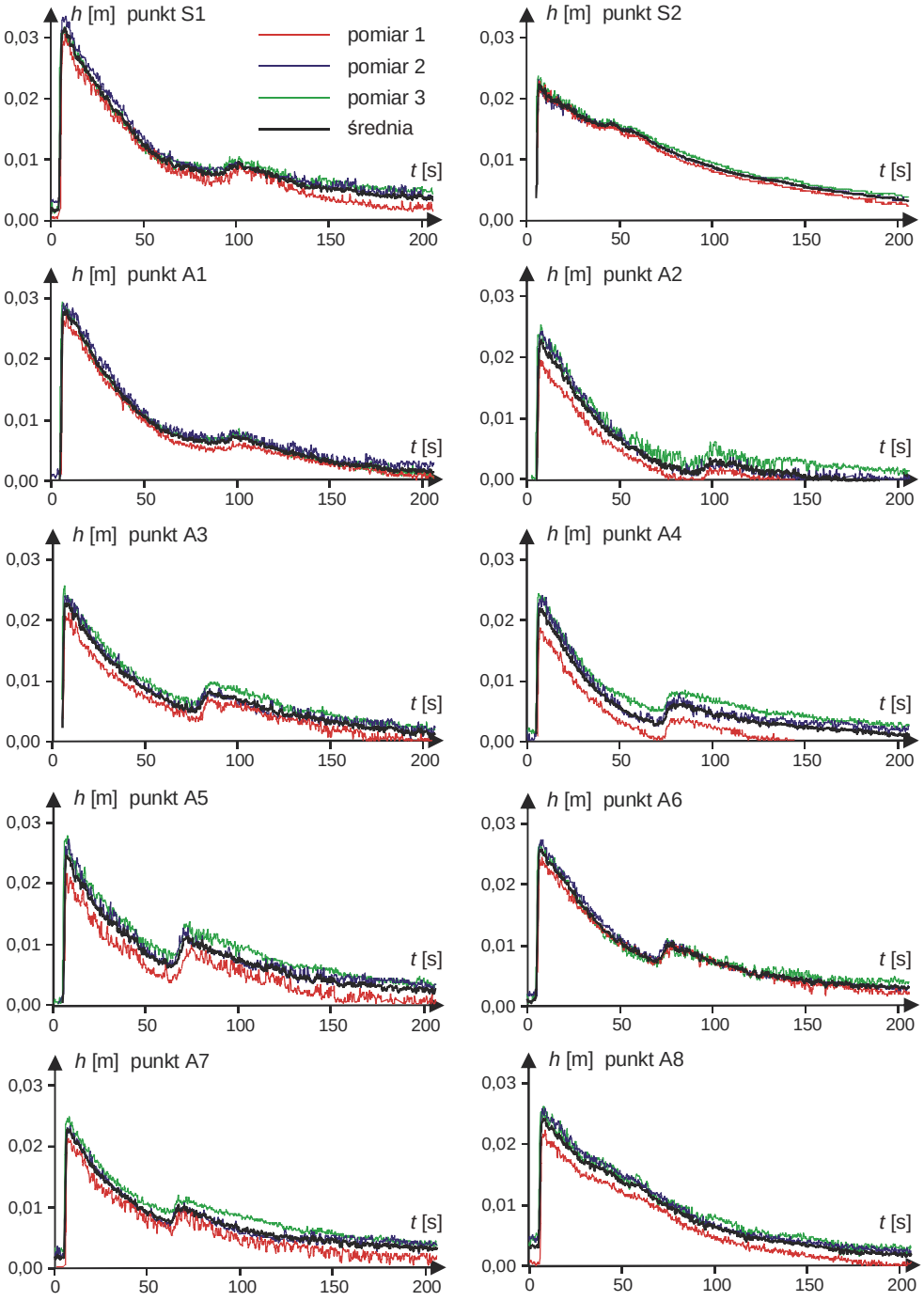
$$s^2(x) = \frac{1}{n-1}\sum_{i=1}^{n}(x_i - \overline{x})^2 \ . \tag{6.2}$$

Dodatni pierwiastek wariancji $s^2(x)$ nazywany jest odchyleniem standardowym eksperymentalnym. Wariancję eksperymentalną średniej oblicza się następująco:

$$s^2(\overline{x}) = \frac{s^2(x)}{n} \ . \tag{6.3}$$

Pierwiastek kwadratowy wariancji eksperymentalnej średniej nazywany jest odchyleniem standardowym eksperymentalnym średniej. Niepewność standardowa $u(\overline{x})$ związana z wartością średnią $\overline{x}$ jest odchyleniem standardowym eksperymentalnym średniej:

$$u(\overline{x}) = s(\overline{x}) \ . \tag{6.4}$$



Rys. 6.13. Wyniki pomiarów głębokości w punktach kontrolnych

Należy pamiętać przy tym o istotnej różnicy pomiędzy błędem pomiaru a niepewnością pomiaru. Błąd jest zmienną losową, a niepewność jest parametrem rozkładu prawdopodobieństwa wystąpienia tego błędu i jest wyrażona liczbowo. Niepewność pomiaru bezpośrednio związana jest z powtarzalnością. Im powtarzalność pomiarów jest większa, tym niepewność jest mniejsza.

Do oceny otrzymanych rezultatów jako kryterium ilościowe określające dokładność i powtarzalność pomiaru przyjęto dwa parametry: błąd średni pomiaru oraz niepewność pomiaru, przy czym niepewność określano dla danego punktu pomiarowego, a następnie dla wszystkich punktów pomiarowych wyznaczano wartość średnią. Parametry te określono dla każdej z zastosowanych sond. Przykładowe wyniki otrzymane na podstawie pomiarów z poszczególnych sond dla trzech serii pomiarowych (rys. 6.13), wykonanych w trakcie wstępnych badań przepływu bez zabudowań, przedstawiono w tablica 6.1.

Tablica 6.1

Zestawienie parametrów pomiarowych sond

Sonda	S1	S2	A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7	A8
Średni błąd bezwzględny [m]	0,0020	0,0008	0,0010	0,0017	0,0014	0,0020	0,0019	0,0008	0,0014	0,0014
Niepewność pomiaru [m]	0,0009	0,0004	0,0005	0,0011	0,0008	0,0013	0,0013	0,0004	0,0009	0,0009

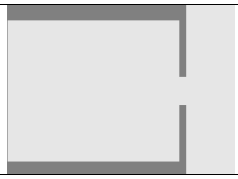
Stosunkowo małe wartości niepewności i średniego błędu bezwzględnego, mieszczącego się w granicach błędu podawanego przez producenta sond (0,003 m), a także dobra powtarzalność pomiarów pozwalają wysnuć wniosek, że wyniki badań eksperymentalnych można wykorzystać jako materiał do weryfikacji obliczeń numerycznych.

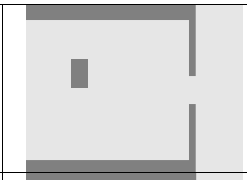
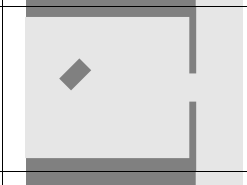
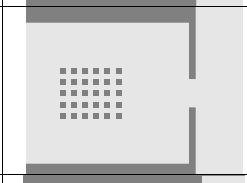
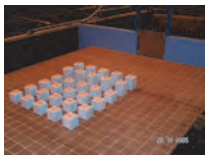
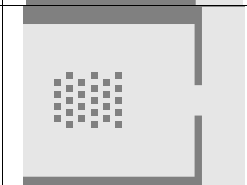
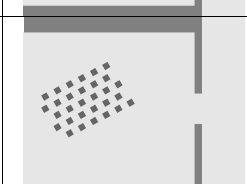
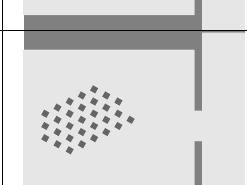
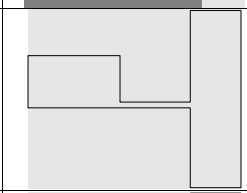
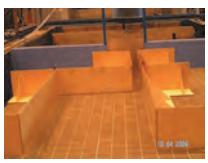
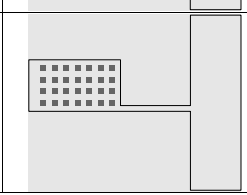
6.2.4. Zakres badań

W trakcie prowadzenia badań laboratoryjnych wykonano pomiary głębokości dla kilkunastu wariantów geometrii obszaru przepływu poniżej wyrwy. Dla każdej konfiguracji zabudowy odtwarzano dwa scenariusze przepływu, wymuszone dwoma różnymi poziomami wody w zbiorniku retencyjnym powyżej wyrwy. Początkowe napełnienie zbiornika dobierano tak, aby nie dopuścić do przelewania się wody nad makietami budynków w trakcie przepływu po otwarciu zasuwy w wyrwie. Każdy scenariusz przepływu w danej konfiguracji zabudowy był odtwarzany trzykrotnie, a ostateczne wyniki pomiarów głębokości w danym punkcie wyznaczono, uśredniając trzy serie pomiarowe.

Tablica 6.2

Zestawienie eksperymentów laboratoryjnych

Lp.	Symbol	Nazwa	Konfiguracja	Scenariusz	Widok
1	E01	bez zabudowy		E01a H = 0,21 m E01b H = 0,31 m	

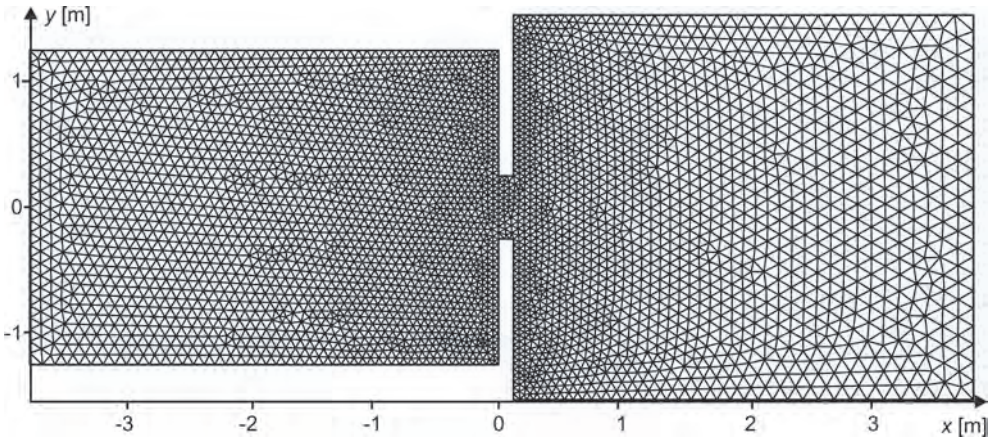
2	E02	pojedynczy budynek – prostopadle		E02a H = 0,21 m E02b H = 0,31 m	
3	E03	pojedynczy budynek – ukośnie		E03a H = 0,21 m E03b H = 0,31 m	
4	E04	grupa budynków – szeregowo		E04a H = 0,21 m E04b H = 0,16 m	
5	E05	grupa budynków – szachownica		E05a H = 0,21 m E05b H = 0,16 m	
6	E06	grupa budynków – ukośnie, wersja 1		E06a H = 0,21 m E06b H = 0,16 m	
7	E07	grupa budynków – ukośnie, wersja 2		E07a H = 0,21 m E07b H = 0,16 m	
8	E08	jednostronne rozszerzenie – bez zabudowy		E08a H = 0,21 m E08b H = 0,16 m	
9	E09	jednostronne rozszerzenie – z zabudową		E09a H = 0,21 m E09b H = 0,16 m	

Do stworzenia bazy danych pomiarów potrzebnych do weryfikacji obliczeń numerycznych, wybrano dziewięć układów geometrycznych zabudowy obszaru przepływu. Zestawienie konfiguracji zabudowy wraz ze scenariuszami przepływu zawiera tablica 6.2.

6.2.5. Eksperyment E01 – przepływ przez obszar bez zabudowy

W celu przeprowadzenia symulacji numerycznych przepływu powierzchniowego przez model obszaru zabudowanego, przeprowadzono identyfikację współczynnika szorstkości obszaru zalewu. Proces ten polegał na wykonaniu szeregu symulacji przepływu bez zabudowy, przy różnych wartościach współczynnika Manninga n charakteryzującego obszar zalewu. Wyniki obliczeń zmian głębokości w punktach kontrolnych porównywano wizualnie z wykonanymi tam pomiarami.

W celu przeprowadzenia obliczeń obszar przepływu pokryto siatką złożoną z 7430 trójkątnych komórek obliczeniowych (rys. 6.14). Długość boków trójkątnych komórek obliczeniowych zawierała się w przedziale od 0,05 m do 0,15 m.

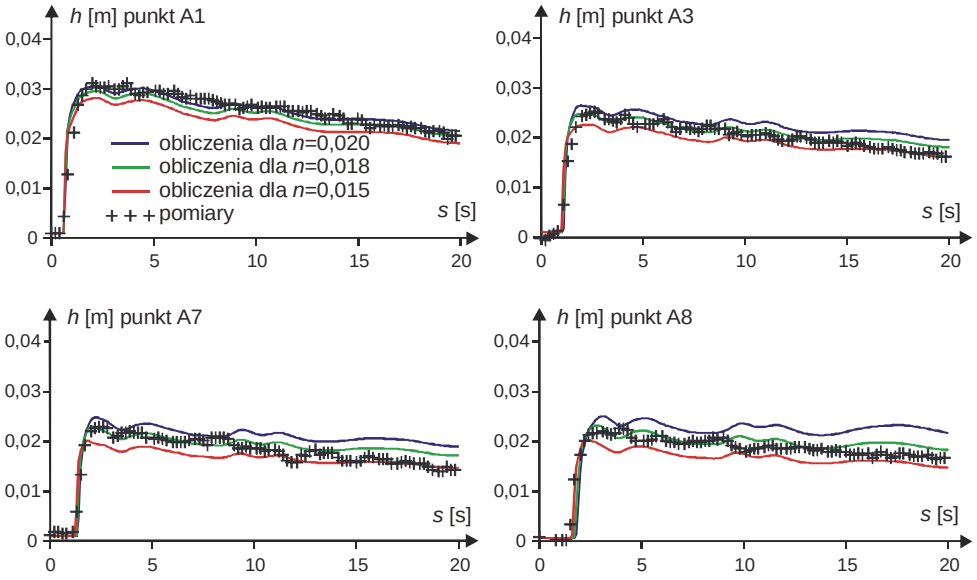


Rys. 6.14. Eksperyment E01 – siatka numeryczna

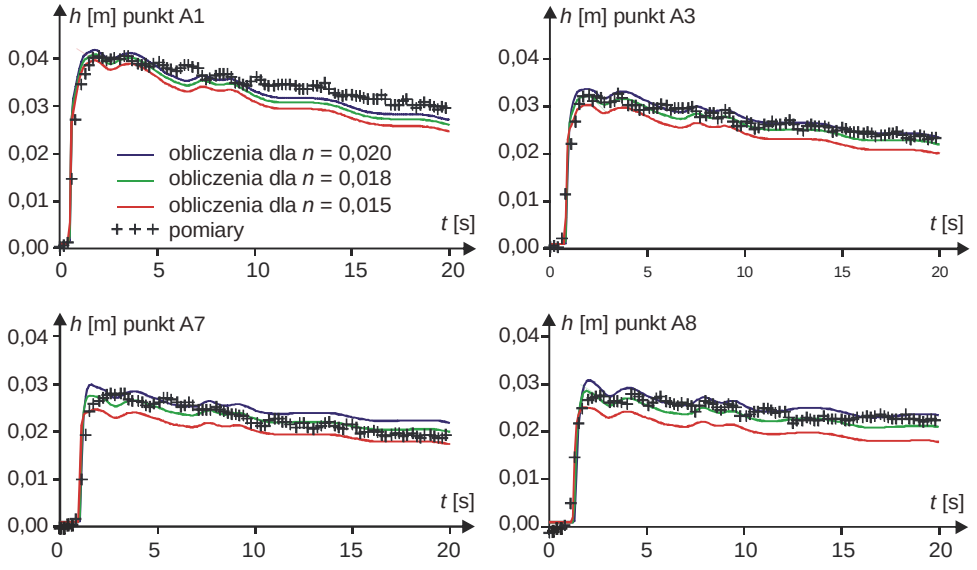
Warunki graniczne zadano zgodnie z przeprowadzonym eksperymentem. Jako warunek początkowy założono stan hydrostatyczny w całym obszarze obliczeniowym, przy czym w zbiorniku zwierciadło wody wznosiło się 0,21 m (eksperyment E01a) nad poziomem obszaru zalewu. Powierzchnia obszaru zalewu była natomiast tylko lekko zwilżona, co uwzględniono w modelu, przyjmując początkowe pokrycie tej części obszaru przepływu cienką warstwą wody o grubości 0,0001 m. Warunki brzegowe zadawano odpowiednio do rodzaju brzegu: na brzegu zamkniętym zbiornika zakładano swobodny poślizg, natomiast na otwartym brzegu obszaru zalewu swobodny odpływ poza obszar przepływu.

Obliczenia powtarzano przy różnych wartościach współczynnika Manninga z krokiem czasowym Δt = 0,01 s, kończąc symulacje po 20 sekundach trwania procesu. Wyniki zmierzonych i obliczonych zmian głębokości w czterech punktach kontrolnych przedstawiono na rysunku 6.15. Można zauważyć, że praktycznie – bez względu na lokalizację – obliczone głębokości są zgodne z wynikami pomiarów. Największą zgodność obliczonych i zmierzonych głębokości uzyskano dla współczynnika szorstkości n = 0,018 $\mathrm{m}^{-1/3}$ s. Tak określoną wartość zweryfikowano, wykonując podobny eksperyment, w którym zmieniono

początkowe napełnienie w zbiorniku na 0,31 m ponad poziom obszaru zalewu (eksperyment E01b). Badania potwierdziły poprawność wyznaczonej wartości współczynnika (rys. 6.16). We wszystkich następnych symulacjach numerycznych przyjmowano wyznaczoną wartość współczynnika szorstkości *n* jako stałą w czasie i przestrzeni.



Rys. 6.15. Eksperyment E01a – obliczone i zmierzone głębokości w wybranych punktach



Rys. 6.16. Eksperyment E01b – obliczone i zmierzone głębokości w wybranych punktach

6.3. Porównanie wyników obliczeń numerycznych z pomiarami

Przedstawione w poprzednim rozdziale pomiary głębokości na zabudowanym terenie zalewowym zostały wykorzystane do weryfikacji wyników obliczeń numerycznych wykonanych opracowanym modelem. W pracy przedstawiono porównanie wyników obliczeń z pomiarami dla 8 konfiguracji zabudowy (eksperymenty E02–E09), po dwa scenariusze przepływu w każdym eksperymencie. Pierwsze dwie symulacje dotyczą opływu pojedynczego budynku, ustawionego prostopadle i ukośnie w stosunku do osi wyrwy. Kolejne cztery zadania dotyczą modelowania przepływu przez obszar o regularnej zabudowie, w różnych konfiguracjach (eksperymenty E04–E07). Przedmiotem ostatnich dwóch symulacji jest wypływ gwałtownej fali wezbraniowej o charakterze jednowymiarowym na obszar, w którym fala nabiera cech dwuwymiarowości (eksperymenty E08 i E09). Układ taki mógłby odwzorowywać sytuację przepływu wody obustronnie zabudowaną ulicą i wypływ na miejski plac lub wydzielony kwartał zabudowy.

Wszystkie, opisane w tym rozdziale, laboratoryjne i numeryczne badania warunków przepływu przez obszar zabudowany przeprowadzono, przyjmując standardowe warunki wyjściowe. Eksperymenty wykonywano w dwóch wariantach, napełniając zbiornik retencyjny do różnych poziomów początkowych. Pierwszy wariant (a) wszystkich eksperymentów odpowiadał napełnieniu 0,21 m powyżej poziomu terenu zalewowego. W drugim wariancie (b) eksperymentów E02 i E03 początkowy poziom wody w zbiorniku wynosił 0,31 m, zaś w pozostałych doświadczeniach (E04–E09) 0,16 m. Powierzchnia zalewu przed rozpoczęciem eksperymentów była zawsze zwilżona. Wysokość prostopadłościanów imitujących zabudowę dobierano tak, aby w trakcie przepływu woda nie przelewała się nad nimi. W obliczeniach, warunki graniczne zadawano zgodnie z analizowanym eksperymentem. Jako warunek początkowy wymuszano stan hydrostatyczny, przy czym poziom wody w zbiorniku odpowiadał początkowemu napełnieniu, zaś na powierzchni zalewu przyjmowano pokrycie cienką warstwą wody o grubości 0,0001 m. Warunki brzegowe zadawano stosownie do rodzaju brzegu: na brzegu zamkniętym zbiornika zakładano swobodny poślizg, natomiast na otwartym brzegu obszaru zalewu swobodny odpływ poza obszar przepływu. Zabudowę traktowano jako obiekty o brzegach zamkniętych, wyłączając je z obszaru przepływu. Obliczenia prowadzono zawsze z krokiem czasowym Δt = 0,01 s, kończąc symulacje po 50 (eksperymenty E02 i E03) lub 20 (eksperymenty E04–E09) sekundach trwania procesu.

W przypadku symulacji numerycznych, porównanie wyników obliczeń warunków przepływu z pomiarami wymaga przyjęcia kryterium zgodności. Metody porównywania wielkości obliczonych ze zmierzonymi można podzielić na jakościowe i ilościowe. Do pierwszej grupy należy, między innymi, wizualna ocena zgodności analizowanych wielkości naniesionych na wykresy. Jednak ta subiektywna i łatwa do zastosowania metoda nie zawsze jest wystarczająca. Dokładną ocenę zgodności można wykonać, stosując metody ilościowe (Ozga-Zielińska i Brzeziński, 1994), do których zalicza się miary statystyczne.

Analizując zmiany głębokości w czasie, w wybranym punkcie kontrolnym, można rozpatrzyć dwa n-elementowe ciągi – ciąg obserwacji x_i i ciąg wyników obliczeń c_i. W tym celu, w pierwszej kolejności należy określić wartości średnich z pomiarów i obliczeń, które można zdefiniować następująco:

$$\overline{x} = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n} x_i \,, \tag{6.5}$$

$$\bar{c} = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n} c_i \,. \tag{6.6}$$

Do oceny zgodności prognoz hydrologicznych często stosowane są następujące miary statystyczne (Maidment, 1993):

— błąd systematyczny *bs* (ang. *bias*)

$$bs = \frac{1}{n}\sum_{i-1}^{n} (c_i - x_i) = \bar{c} - \bar{x}\,, \tag{6.7}$$

— średni błąd bezwzględny *sbb*

$$sbb = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n} \left|c_i - x_i\right|, \tag{6.8}$$

— średni błąd kwadratowy *sbk*

$$sbk = \sqrt{\frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n} (x_i - c_i)^2}\,, \tag{6.9}$$

— wariancja var

$$\mathrm{var} = \frac{1}{n-1}\sum_{i=1}^{n} (c_i - x_i)^2, \tag{6.10}$$

— współczynnik korelacji *wk*

$$wk = \frac{\sum_{i=1}^{n} (x_i - \bar{x})(c_i - \bar{c})}{\sqrt{\sum_{i=1}^{n} (x_i - \bar{x})^2}\sqrt{\sum_{i=1}^{n} (c_i - \bar{c})^2}}\,. \tag{6.11}$$

Wartość błędu systematycznego pozwala stwierdzić, czy wyniki wykonanej prognozy są zawyżane, czy zaniżane w czasie trwania procesu. Wariancja jest z kolei miarą zmienności lub rozrzutu ciągu wartości obliczonych w stosunku do zmierzonych głębokości wody. Charakteryzuje ona błędy przypadkowe. Pozostałe miary łączą zarówno ocenę błędów systematycznych, jak i przypadkowych. Warto zwrócić uwagę, że zastosowanie współczynnika korelacji, jako jedynej miary zgodności, może prowadzić do błędnych wniosków. Wynika to z definicji tego współczynnika (6.11). Sytuacja taka występuje, gdy mocnej korelacji (wartość współczynnika bliska jedności) towarzyszy duży błąd systematyczny. Oznacza to, że mocna korelacja może charakteryzować prognozę, której wyniki są zawyżone (bądź zaniżone) o podobną wartość w całym czasie trwania zjawiska. Stąd w takich wypadkach, do oceny zgodności lepiej jest używać średniego błędu bezwzględnego i błędu systematycznego (Maidment, 1993).

W tablicach od 6.3 do 6.5 przedstawiono podstawowe miary statystyczne zgodności obliczeń i pomiarów dla trzech przykładowych eksperymentów. Dodatkowo zamieszczono w nich wartości maksymalnego błędu bezwzględnego, rozumianego jako największa chwilowa bezwzględna różnica między wynikiem obliczeń a pomiarem. Do porównania wybrano następujące eksperymenty: E01a – w którym odtwarzano przepływ na obszarze bez zabudowań, oraz E04a i E05a, dotyczące propagacji fali wezbraniowej przez obszar o różnych konfiguracjach zabudowy.

W eksperymencie E01a (tabl. 6.3) wartości większości błędów są rzędu dokładności sond (0,003 m), a współczynnik korelacji we wszystkich punktach jest nie mniejszy niż 0,95. Stąd można uznać zgodność obliczeń i pomiarów w tym eksperymencie za dobrą. Wyniki te potwierdzają prawidłowe odtwarzanie przez model szybkozmiennego przepływu na obszarze niezabudowanym. W przypadku eksperymentów E04a i E05a jest inaczej. Przede wszystkim, w eksperymencie E04a (tabl. 6.4) można zauważyć, że w niektórych punktach obszaru przepływu (S1, A1, A6, A7, A8) błędy: systematyczne, średnie bezwzględne, średnie kwadratowe i szczególnie maksymalne bezwzględne są większe niż w pozostałych punktach. Błędy te są również większe niż w eksperymencie E01a. Świadczy to o zależności zgodności obliczeń z pomiarami od lokalizacji punktu kontrolnego. W przypadku punktów leżących w pewnych charakterystycznych miejscach przed i za zabudową lub między budynkami, tam gdzie przepływ ma złożoną strukturę i powstają lokalne zjawiska hydrauliczne, wyniki są gorsze niż w innych punktach obszaru. Jest to zrozumiałe ze względu na ograniczenia modelu matematycznego przyjętego do odwzorowania przepływu przez obszar zabudowany.

Rozbieżności błędów między eksperymentami E01a a E04a nie zawsze towarzyszy pogorszenie korelacji obliczeń i pomiarów (tabl. 6.3 i 6.4). Znaczny spadek wartości współczynnika korelacji wystąpił tylko w punktach S1 i A7, podczas gdy w pozostałych miejscach (A1, A6, A8) pozostała ona na takim samym, wysokim poziomie. Podobną cechę wartości miar można zauważyć, porównując zestawienia dla eksperymentu E04a i E05a (tabl. 6.4 i 6.5). Wartości błędów w punktach S2 i A6 w eksperymencie E04a są większe niż w E05a. Odwrotnie jest w punkcie A2. Jednak zauważalna różnica wartości błędów między eksperymentami nie łączy się z istotną zmianą korelacji obliczeń z pomiarami. Oznacza to, że w wymienionych punktach, przy większych błędach systematycznych, wyniki obliczeń były zawyżone lub zaniżone w całym czasie symulacji.

W dalszych opisach wykonanych eksperymentów nie przytacza się ilościowej oceny zgodności wyników obliczeń z pomiarami. Głównym celem przedstawionych porównań była analiza przestrzennego rozkładu niedokładności obliczeń, zależnego od konfiguracji zabudowań i lokalizacji sond pomiarowych, przyczyn powstawania rozbieżności wyników symulacji i pomiarów oraz czasu ich występowania. W związku z tym uznano, że wystarczającym kryterium porównania obliczonej i zmierzonej głębokości będzie ocena wizualna. Znalazło to potwierdzenie w trakcie wykonywanych badań. Analizując wykresy zmian zmierzonej i obliczonej głębokości, łatwo można było dostrzec zarówno chwilowe odchyłki, ciągłe przeszacowania i niedoszacowania wyników obliczeń, jak również ocenić prawidłowość odtworzenia prędkości przemieszczania się czoła fali wezbraniowej i zjawisk lokalnych. Dodatkowo, w przypadku przedstawionej wcześniej analizy błędów dla trzech wybranych eksperymentów, wizualna ocena wyników potwierdziła wszystkie wnioski wyciągnięte na podstawie miar statystycznych.

Tablica 6.3

Zestawienie podstawowych miar statystycznych dla eksperymentu E01a

Sonda	S1	S2	A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7	A8
bs [m]	–0,0017	–0,0003	–0,0009	0,0004	0,0007	–0,0009	0,0013	–0,0008	0,0009	0,0009
sbb [m]	0,0020	0,0009	0,0012	0,0009	0,0010	0,0016	0,0016	0,0014	0,0014	0,0012
mbb [m]	0,0086	0,0045	0,0093	0,0075	0,0055	0,0042	0,0060	0,0066	0,0049	0,0058
sbk [m]	0,0025	0,0011	0,0018	0,0012	0,0013	0,0019	0,0019	0,0018	0,0018	0,0015
wk [-]	0,96	0,98	0,96	0,98	0,98	0,95	0,96	0,96	0,95	0,97

Tablica 6.4

Zestawienie podstawowych miar statystycznych dla eksperymentu E04a

Sonda	S1	S2	A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7	A8
bs [m]	–0,0017	–0,0003	–0,0009	0,0004	0,0007	–0,0009	0,0013	–0,0008	0,0009	0,0009
sbb [m]	0,0020	0,0009	0,0012	0,0009	0,0010	0,0016	0,0016	0,0014	0,0014	0,0012
mbb [m]	0,0086	0,0045	0,0093	0,0075	0,0055	0,0042	0,0060	0,0066	0,0049	0,0058
sbk [m]	0,0025	0,0011	0,0018	0,0012	0,0013	0,0019	0,0019	0,0018	0,0018	0,0015
wk [-]	0,96	0,98	0,96	0,98	0,98	0,95	0,96	0,96	0,95	0,97

Tablica 6.4

Zestawienie podstawowych miar statystycznych dla eksperymentu E04a

Sonda	S1	S2	A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7	A8
bs [m]	0,0083	–0,0049	0,0085	0,0003	–0,0037	–0,0033	–0,0044	–0,0076	–0,0079	–0,0054
sbb [m]	0,0102	0,0049	0,0090	0,0017	0,0037	0,0034	0,0049	0,0077	0,0081	0,0060
mbb [m]	0,0401	0,0097	0,0354	0,0085	0,0057	0,0094	0,0090	0,0119	0,0161	0,0107
sbk [m]	0,0150	0,0057	0,0113	0,0085	0,0042	0,0041	0,0055	0,0082	0,0091	0,0067
wk [-]	0,79	0,91	0,95	0,99	0,99	0,98	0,98	0,98	0,79	0,95

Tablica 6.5

Zestawienie podstawowych miar statystycznych dla eksperymentu E05a

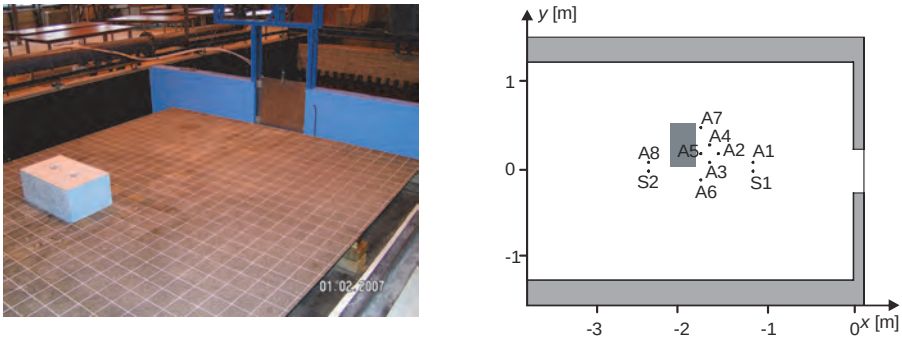
Sonda	S1	S2	A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7	A8
bs [m]	0,0012	–0,0012	0,0054	–0,0033	–0,0063	–0,0021	–0,0037	0,0001	–0,0034	–0,0004
sbb [m]	0,0067	0,0015	0,0079	0,0039	0,0066	0,0027	0,0039	0,0021	0,0037	0,0013
mbb [m]	0,0307	0,0061	0,0377	0,0113	0,0244	0,0135	0,0071	0,0083	0,0127	0,0040
sbk [m]	0,0089	0,0021	0,0103	0,0046	0,0076	0,0036	0,0043	0,0031	0,0050	0,0016
wk [-]	0,90	0,91	0,90	0,99	0,96	0,97	0,99	0,98	0,69	0,88

6.3.1. Eksperyment E02 – opływ pojedynczego budynku ustawionego prostopadle do osi wyrwy w wale

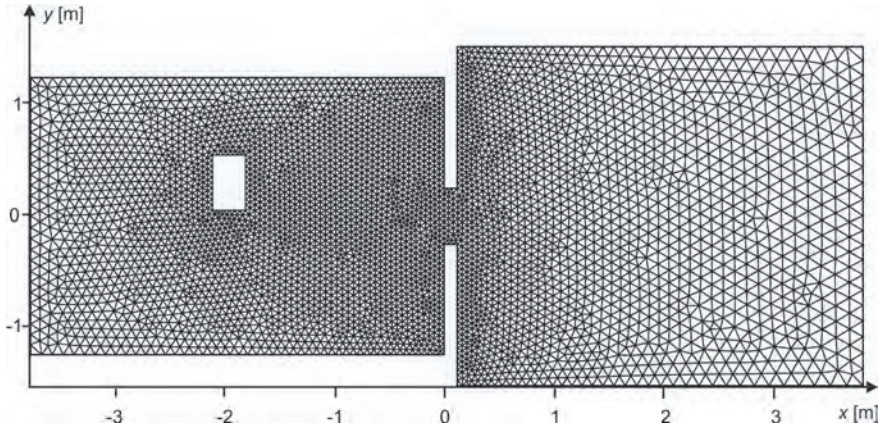
W eksperymencie E02 zbadano przepływ wokół prostopadłościanu o wymiarach w planie 0,3×0,5 m, imitującego pojedynczy budynek, którego dłuższa ściana była prostopadła do osi wyrwy. Geometrię obszaru przepływu przedstawiono na rysunku 6.17. Budynek położony był asymetrycznie względem wspomnianej osi.

Obszar przepływu w obliczeniach zastąpiono siatką złożoną z 8616 komórek (rys. 6.18). W celu zwiększenia dokładności obliczeń, w okolicach zabudowy siatka została lokalnie zagęszczona. Długość boków trójkątnych komórek obliczeniowych zawierała się w przedziale od 0,05 m do 0,15 m.

Laboratoryjne i numeryczne badania warunków przepływu przeprowadzono, przyjmując standardowe warunki wyjściowe, opisane na początku rozdziału 6.3. Wyniki pomiarów zmian głębokości w dziesięciu punktach kontrolnych przedstawiono w dalszej części tego rozdziału, zestawiając je z obliczeniami.



Rys. 6.17. Eksperyment E02 – widok ogólny i schemat obszaru zalewu z lokalizacją punktów pomiaru



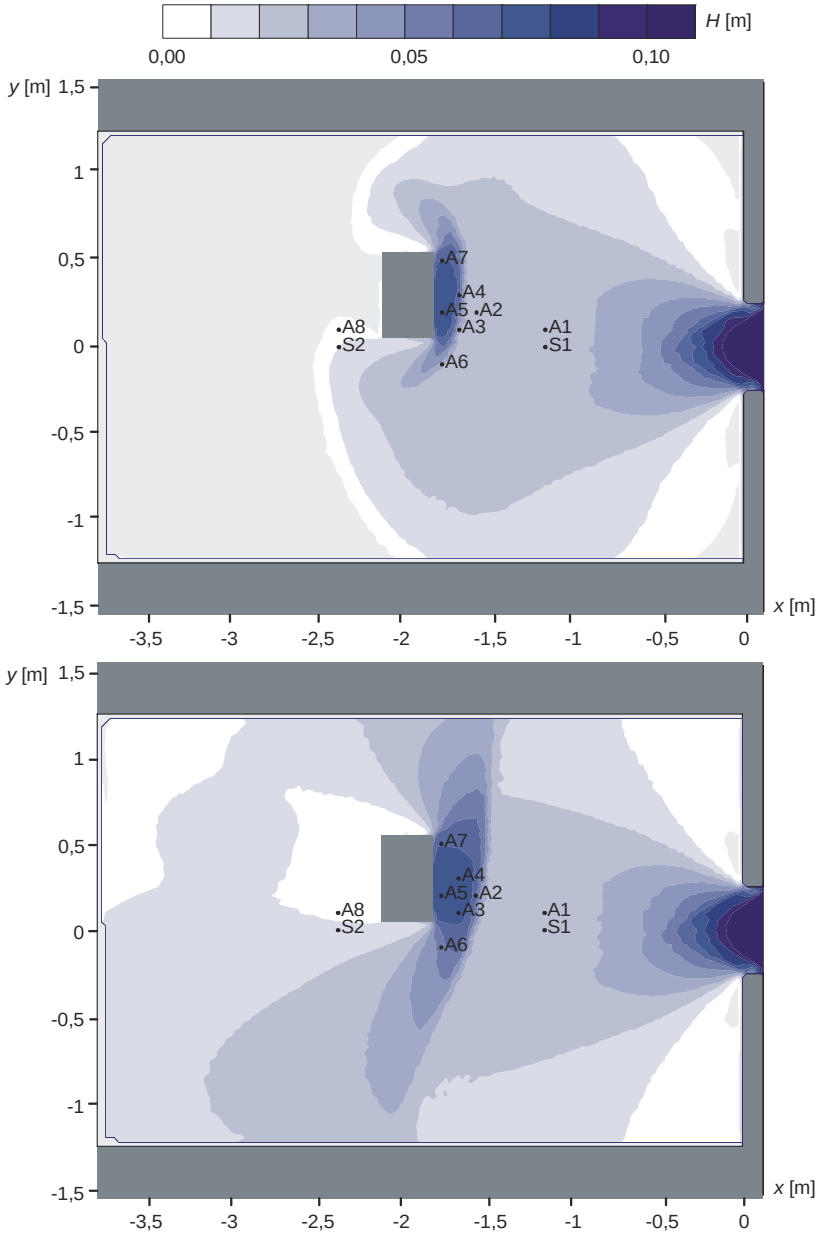
Rys. 6.18. Eksperyment E02 – siatka numeryczna

Chwilowe układy głębokości i prędkości dla dwóch wybranych momentów eksperymentu E02a pokazano na rysunkach 6.19 i 6.20. Szczegóły rozkładu parametrów przepływu wokół przeszkody dla chwili t = 5 s przedstawiono na rysunku 6.21.

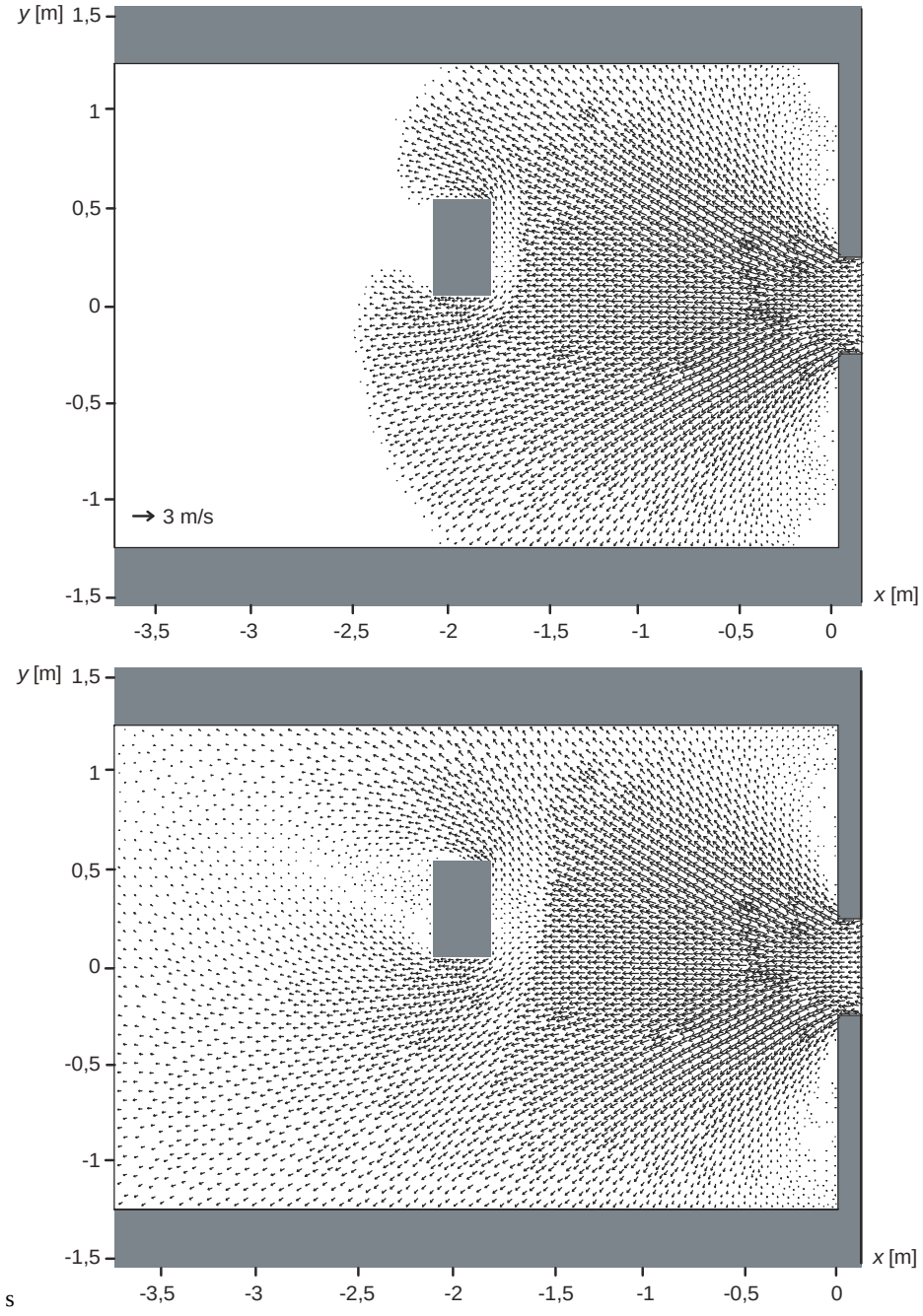
Przebieg zjawiska był następujący. Po otwarciu zamknięcia w ścianie zbiornika powstaje fala spiętrzenia, która dociera po ponad sekundzie do budynku. W wyniku zderzenia ze ścianą następuje przed budynkiem znaczne spiętrzenie wody i wyhamowanie czoła fali. Spiętrzona przed przeszkodą woda opływa budynek, przyspieszając w rejonie narożników budynku, czemu towarzyszy znaczna depresja zwierciadła. Za przeszkodą wytwarza się najpierw tzw. strefa cienia, a później, po zalaniu tego obszaru, można tam zaobserwować strefę cyrkulacji.

Można też zauważyć, że przepływ wody w obszarze terenu zalewowego ma charakter szybkozmienny, któremu towarzyszą przejścia z ruchu spokojnego w rwący i odwrotnie. Strefy ruchu spokojnego i rwącego można wyznaczyć, badając rozkład przestrzenny liczby Froude'a. Na rysunku 6.22 przedstawiono pola wartości tej liczby w dwóch wybranych chwilach. Na rysunkach kolorem zielonym oznaczono strefę ruchu spokojnego, która obejmuje także obszary praktycznie niepokryte wodą oraz te, w których woda jest nieruchoma. Jak widać, w wyrwie, przy wypływie wody ze zbiornika retencyjnego, następuje przejście z ruchu spokojnego w rwący. Po dotarciu czoła fali do przeszkody formuje się przed nią

odskok hydrauliczny, reprezentujący lokalne przejście do ruchu spokojnego. Woda, opływając budynek, ponownie zaczyna płynąć ruchem rwącym, co wiąże się z gwałtownym przyspieszeniem i wzrostem depresji zwierciadła. Również w strefie cienia, za przeszkodą, obserwuje się ruch spokojny, który w tym regionie występuje lokalnie, tworząc widoczne cyrkulacje (rys. 6.21).

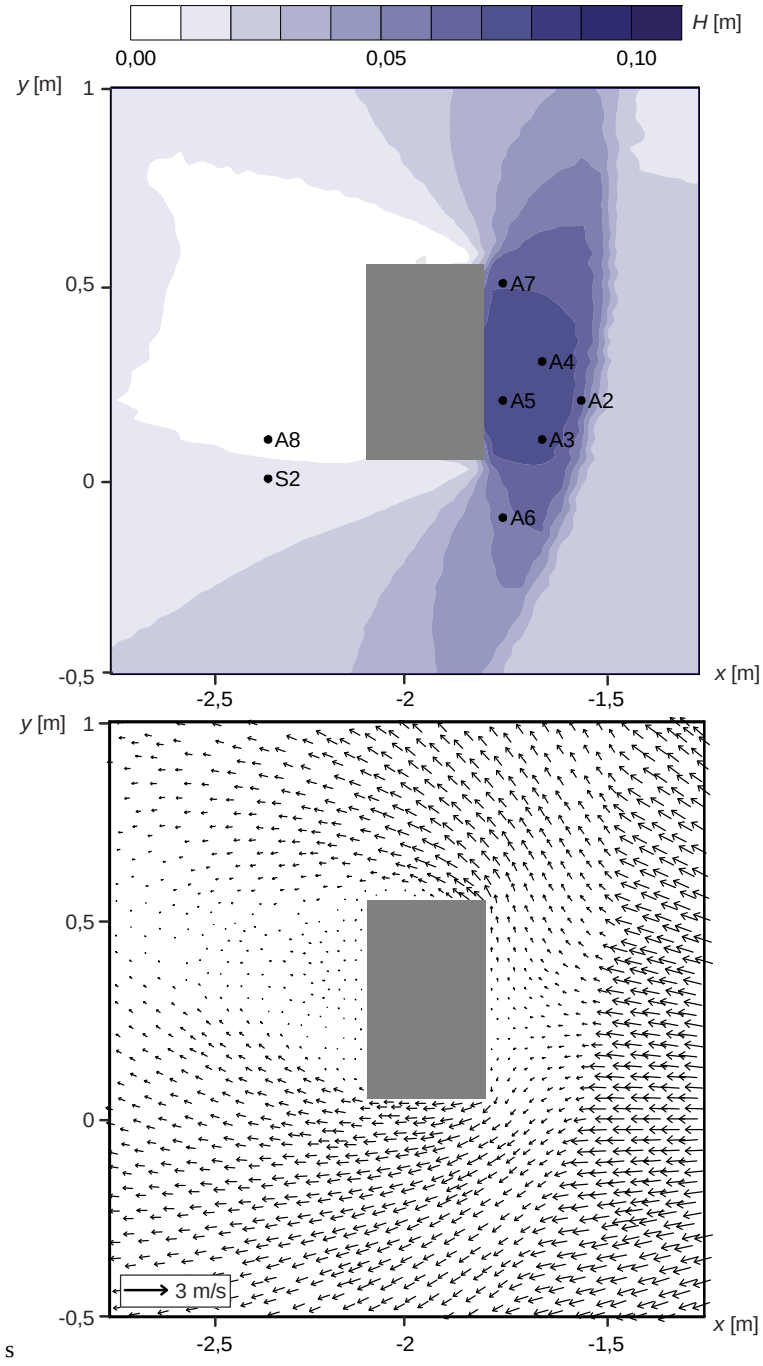


Rys. 6.19. Eksperyment E02a – rozkład głębokości na obszarze zalewu po czasie t = 2 s i t = 5

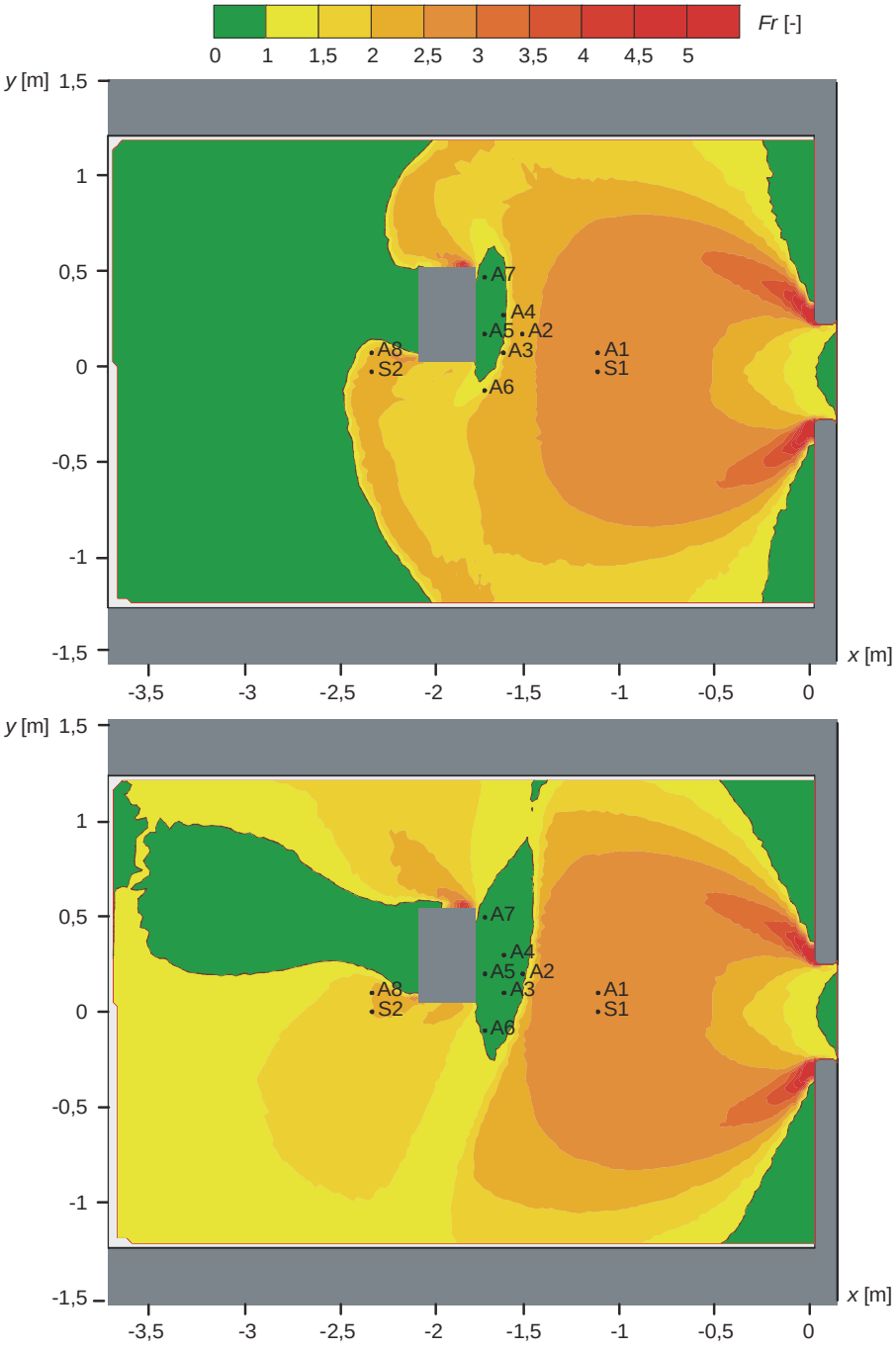


s

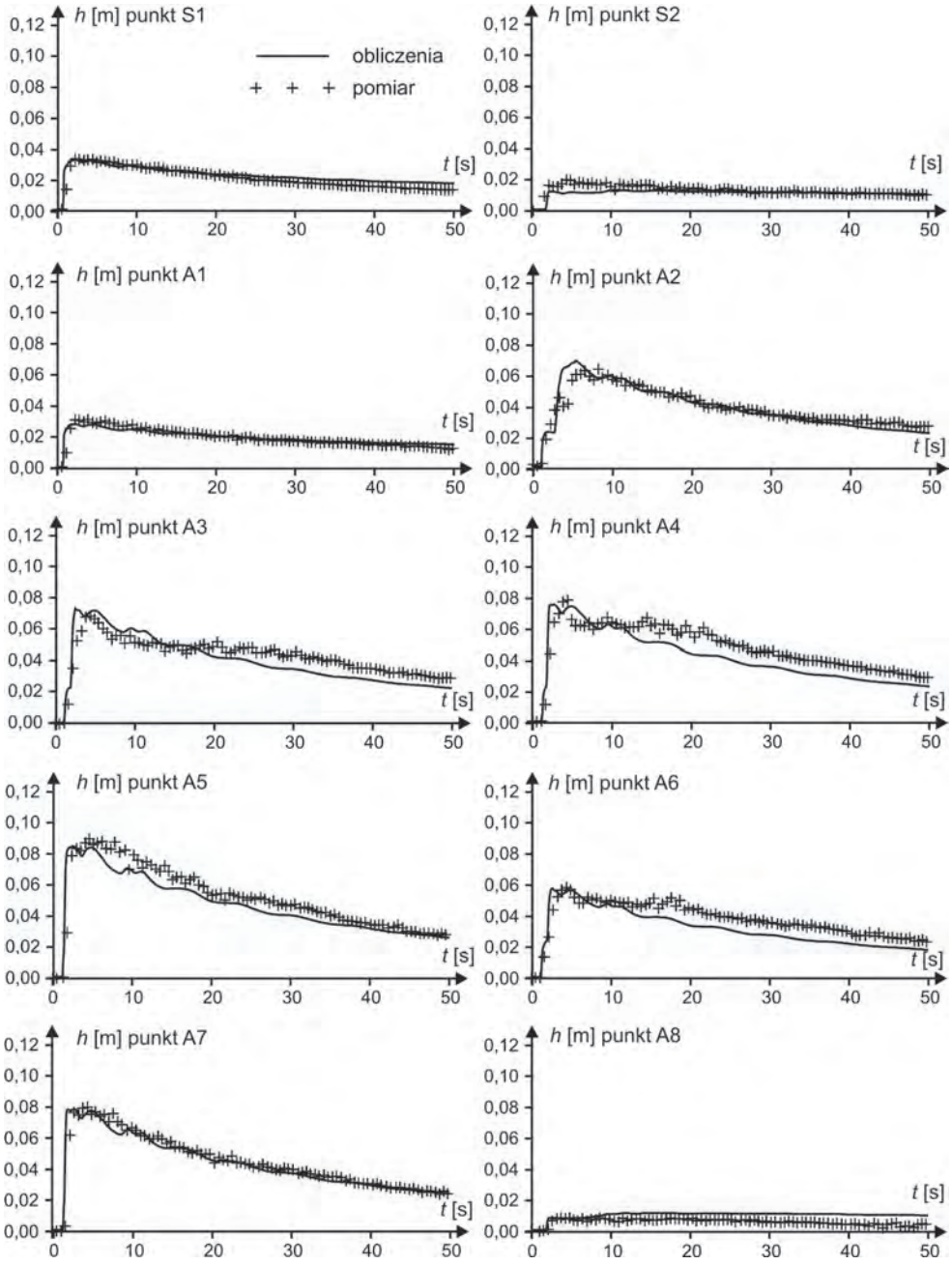
Rys. 6.20. Eksperyment E02a – rozkład prędkości na obszarze zalewu po czasie $t = 2$ s i $t = 5$



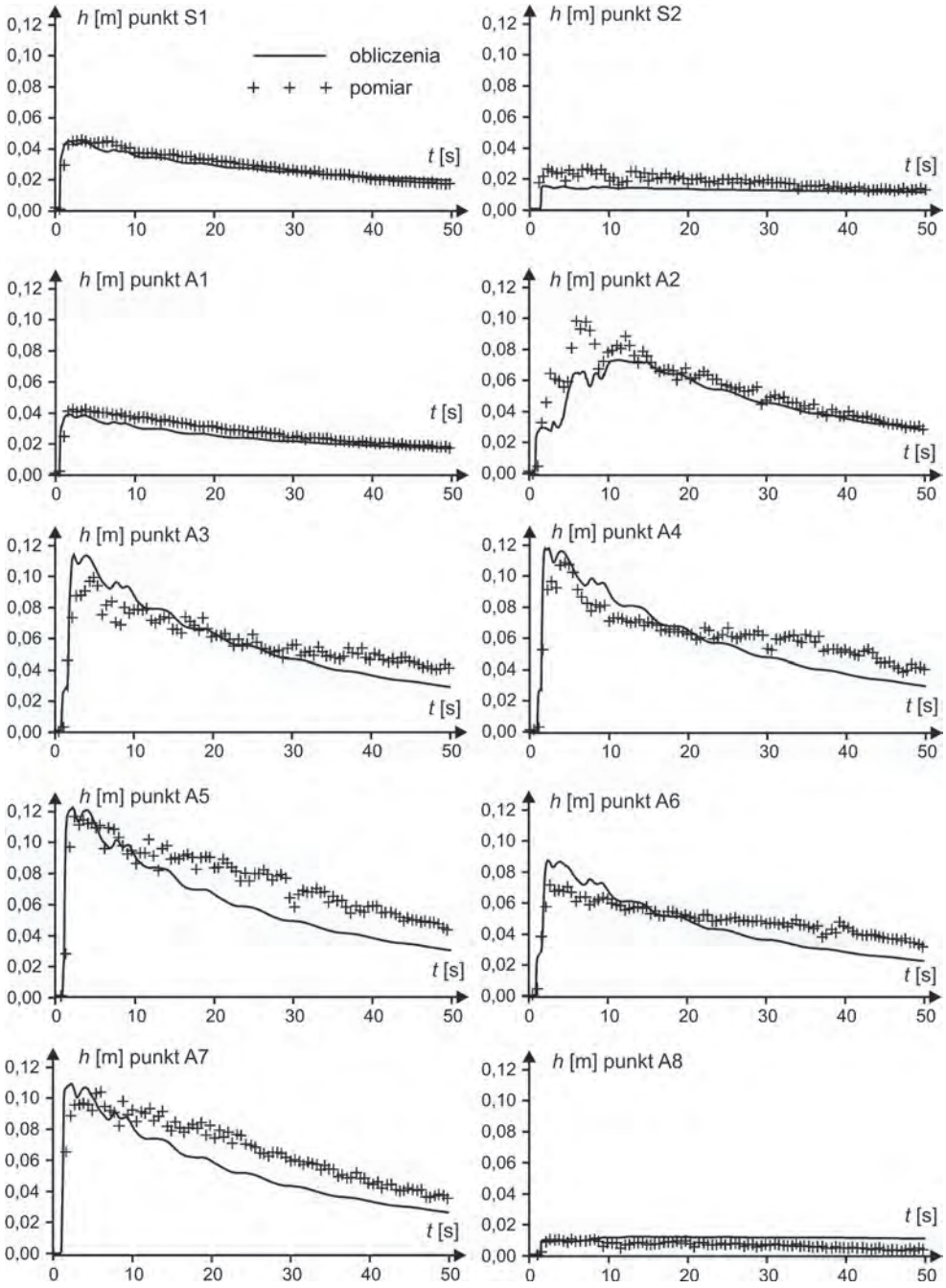
Rys. 6.21. Eksperyment E02a – rozkład głębokości i prędkości w okolicy budynku po czasie t = 5 s



Rys. 6.22. Eksperyment E02a – rozkład liczby Froude'a na obszarze zalewu po czasie t = 2 s i t = 5 s



Rys. 6.23. Eksperyment E02a – obliczone i zmierzone głębokości w punktach kontrolnych



Rys. 6.24. Eksperyment E02b – obliczone i zmierzone głębokości w punktach kontrolnych

Przedstawione w formie graficznej wyniki numerycznej symulacji, chociaż nie są bezpośrednią weryfikacją obliczeń, to jednak pomagają rozpoznać zjawiska hydrauliczne zachodzące w trakcie przepływu. Szczególnie w przypadku wykorzystania modelu do identyfikacji zagrożeń, niesionych przez gwałtowną powódź w mieście, dają one dość przejrzystą ocenę występujących głębokości i prędkości na terenie zalewowym. Dodatkowo, do wyznaczania map zagrożenia powodziowego, można wykorzystywać także przestrzenne rozkłady maksymalnych wartości głębokości i prędkości oraz minimalnych czasów docierania czoła fali powodziowej do poszczególnych miejsc leżących w obrębie terenu zalewu. Tego typu wyniki zostaną zaprezentowane w rozdziale dotyczącym zastosowań modelu do symulacji realnych zdarzeń powodziowych.

Dla eksperymentów E02a i E02b, zmierzone i obliczone głębokości w punktach kontrolnych przedstawiono odpowiednio na rysunkach 6.23 i 6.24. Analizując wykresy zmian głębokości, można uznać, że pomiary i obliczenia są zbieżne w zadowalającym stopniu. Najlepszą zgodność uzyskano w punktach S1 i A1, które leżą poza zasięgiem oddziaływania przeszkody na przepływ (rys. 6.19), co potwierdza prawidłowe odtwarzanie w modelu zjawiska propagacji fali wezbraniowej na obszarze niezabudowanym. Punkty od A2 do A7 są zlokalizowane przed przeszkodą, w strefie odbicia fali od ściany budynku, czyli w miejscu formującego się i ewoluującego w czasie odskoku hydraulicznego (rys. 6.22). Obliczona w tym rejonie głębokość nieco odbiega od pomiarów, jednak można uznać, że zarówno maksymalne wartości głębokości, jak i zmienność w czasie są zgodne z obserwacjami. W obszarze tym ruch cechuje się złożoną strukturą przestrzenną, niestacjonarnością lokalnych zjawisk hydraulicznych i nie opowiada klasycznym założeniom wolnozmienności. Stąd można uznać, że wyniki obliczeń uzyskanych modelem ruchu płaskiego są zadowalające. Dobrą zbieżność obliczeń z pomiarami można zaobserwować także w punktach S2 i A8, chociaż głębokości są tutaj dużo mniejsze, ze względu na umiejscowienie punktów w strefie cienia za przeszkodą.

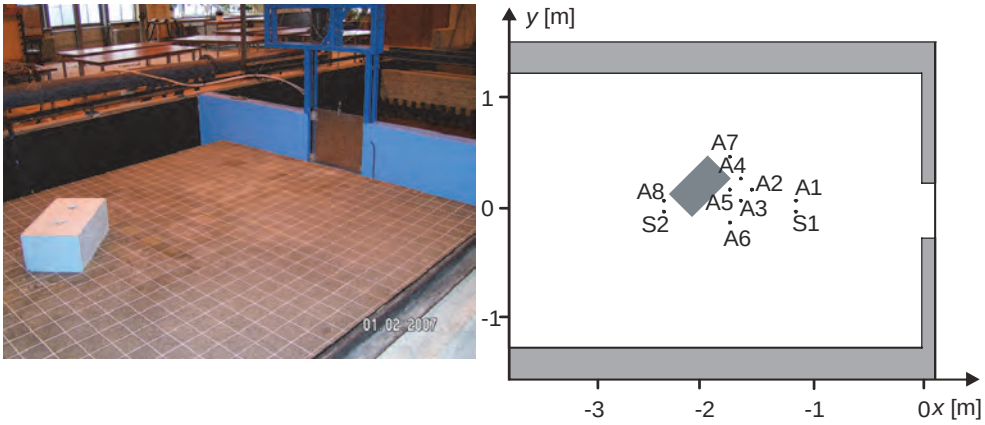
6.3.2. Eksperyment E03 – opływ pojedynczego budynku ustawionego ukośnie do osi wyrwy w wale

W eksperymencie E03 przebadano przepływ wokół tego samego prostopadłościanu, co w poprzednim zadaniu. Dłuższa ściana imitacji pojedynczego budynku była tym razem ustawiona ukośnie w stosunku do osi wyrwy, pod kątem około 45°. Geometrię obszaru przepływu przedstawiono na rysunku 6.25.

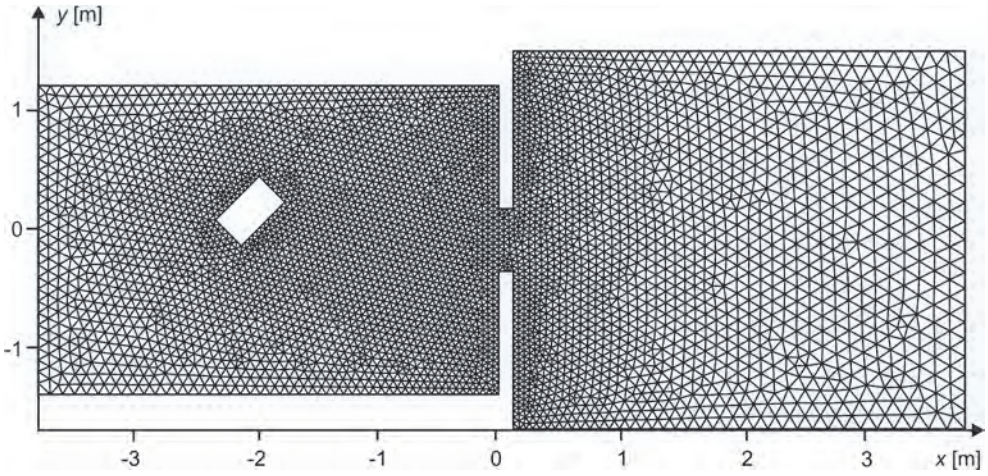
Do obliczeń obszar przepływu zastąpiono siatką numeryczną złożoną z 8534 komórek (rys. 6.26). Analogicznie, jak w przykładzie poprzednim, w celu zwiększenia dokładności obliczeń, w okolicach budynku siatka została zagęszczona. Długość boków trójkątnych komórek obliczeniowych zawierała się w przedziale od 0,05 m do 0,15 m.

Laboratoryjne i numeryczne badania warunków przepływu przeprowadzono, przyjmując standardowe warunki wyjściowe, opisane na początku rozdziału 6.3. Wyniki pomiarów zmian głębokości, w tych samych, co poprzednio, punktach kontrolnych, przedstawiono w dalszej części tego rozdziału, porównując je z obliczeniami.

Chwilowe układy głębokości i prędkości dla dwóch wybranych momentów eksperymentu E03a pokazano na rysunkach 6.27 i 6.28. Szczegóły rozkładu parametrów przepływu wokół przeszkody dla chwili t = 5 s zaprezentowano na rysunku 6.29.

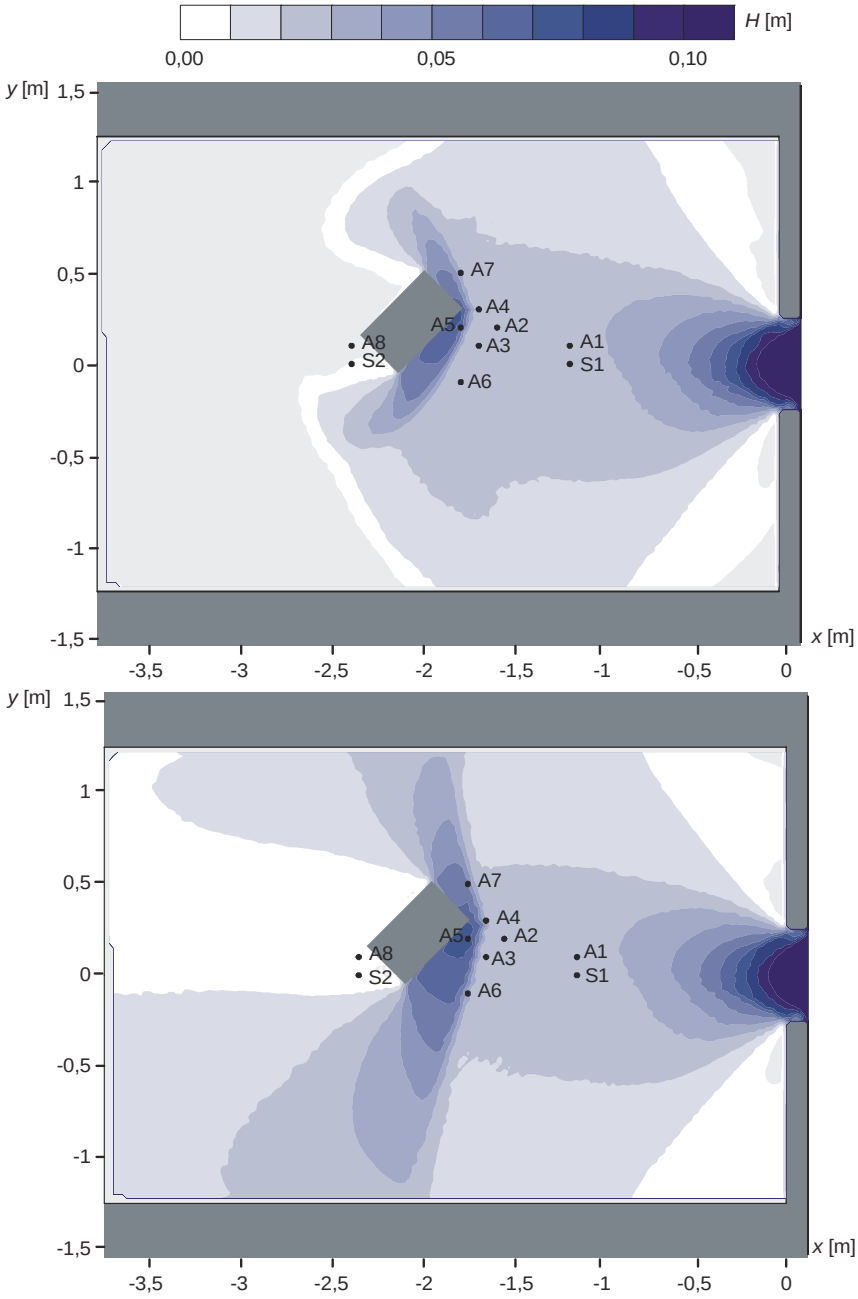


Rys. 6.25. Eksperyment E03 – widok ogólny i schemat obszaru zalewu z lokalizacją punktów pomiaru

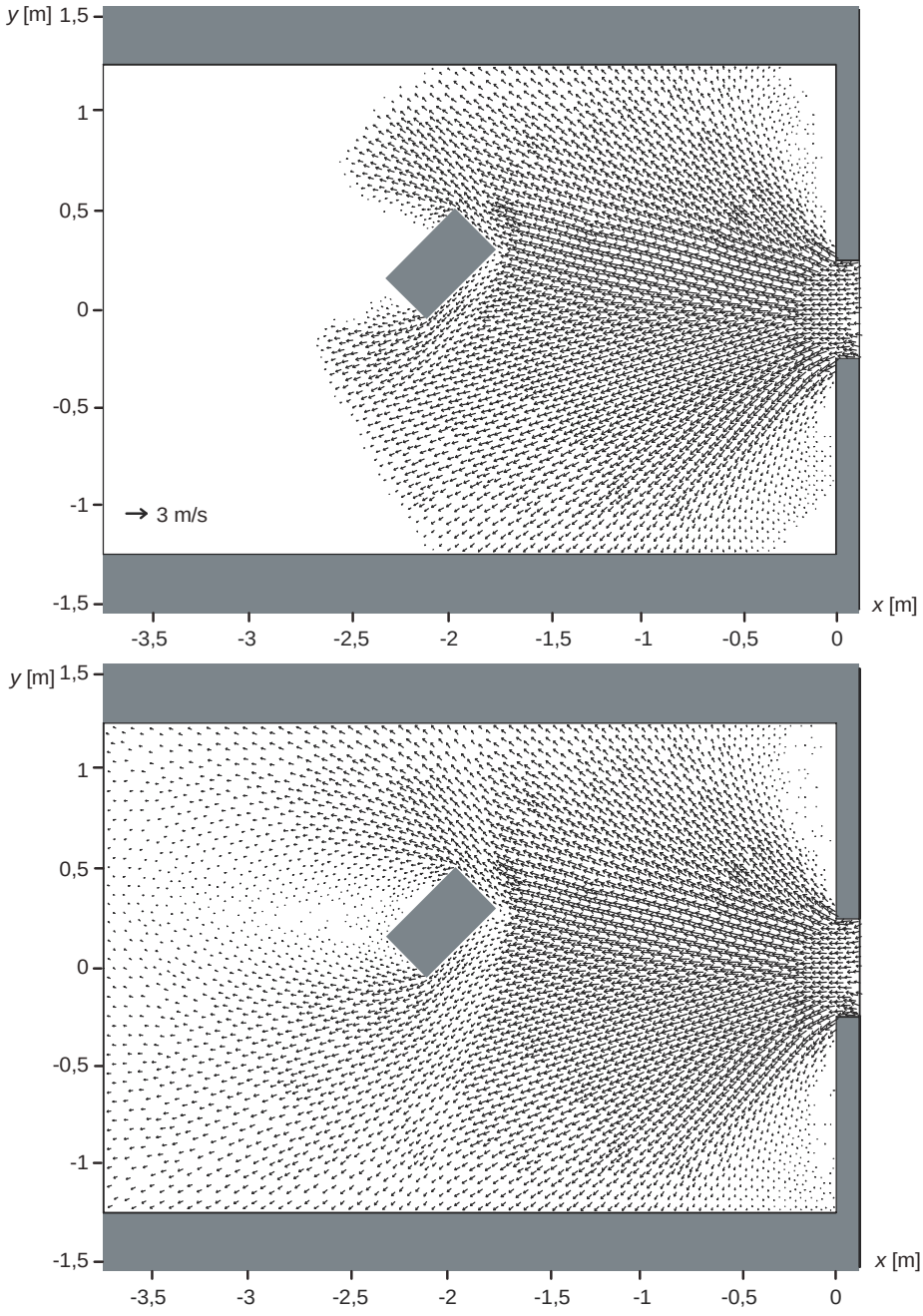


Rys. 6.26. Eksperyment E03 – siatka numeryczna

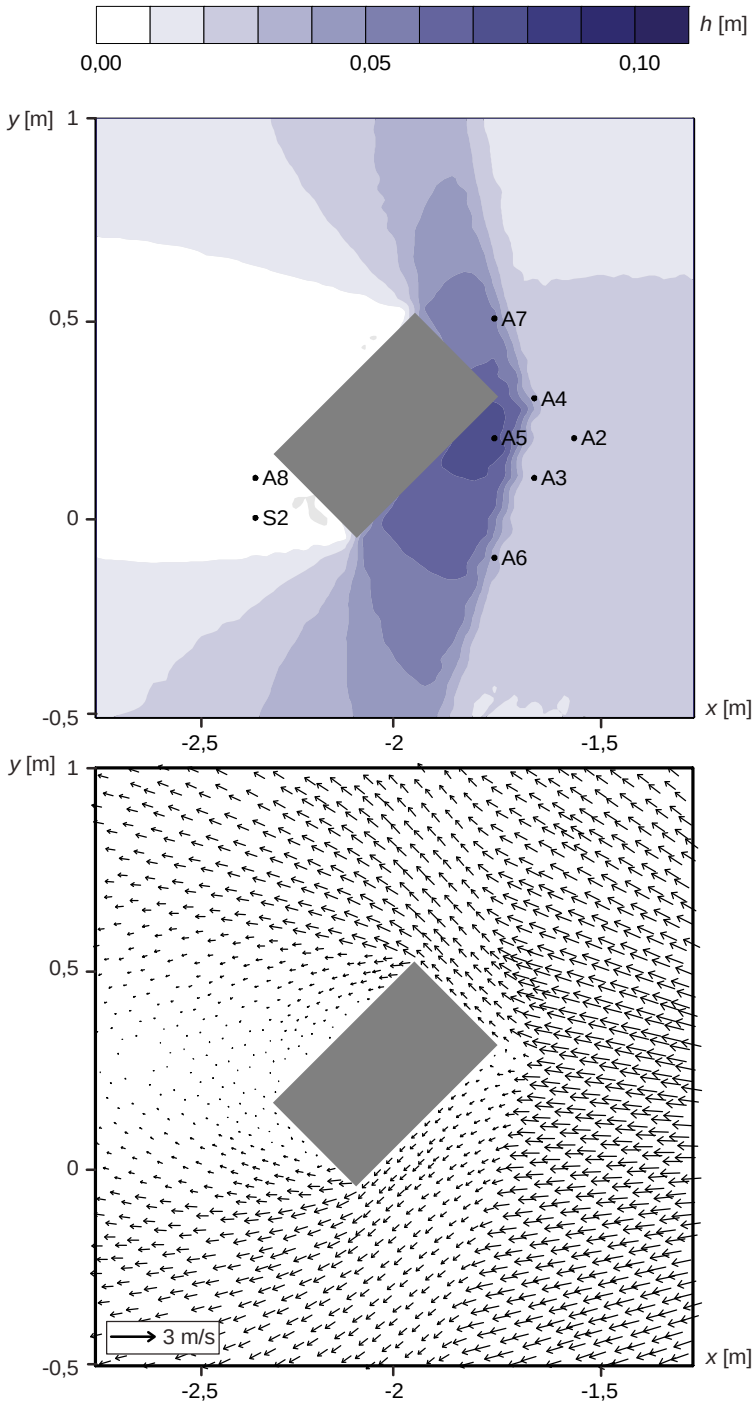
Przebieg zjawiska był następujący. Po uwolnieniu masy wody ze zbiornika fala spiętrzenia dociera po około sekundzie do budynku. Wskutek ukośnego ustawienia przeszkody względem głównego kierunku propagacji następuje rozdzielenie fali na narożniku budynku. Przed budynkiem pojawia się spiętrzenie wody, które w postaci dwóch ukośnych odskoków hydraulicznych rozciąga się do granic obszaru przepływu. Spiętrzona przed przeszkodą woda opływa budynek, przyspieszając wzdłuż dwóch czołowych ścian budynku. Przyspieszeniu towarzyszy widoczna depresja zwierciadła. Za przeszkodą wytwarza się najpierw strefa cienia, a po zalaniu tego obszaru pojawia się strefa cyrkulacji.



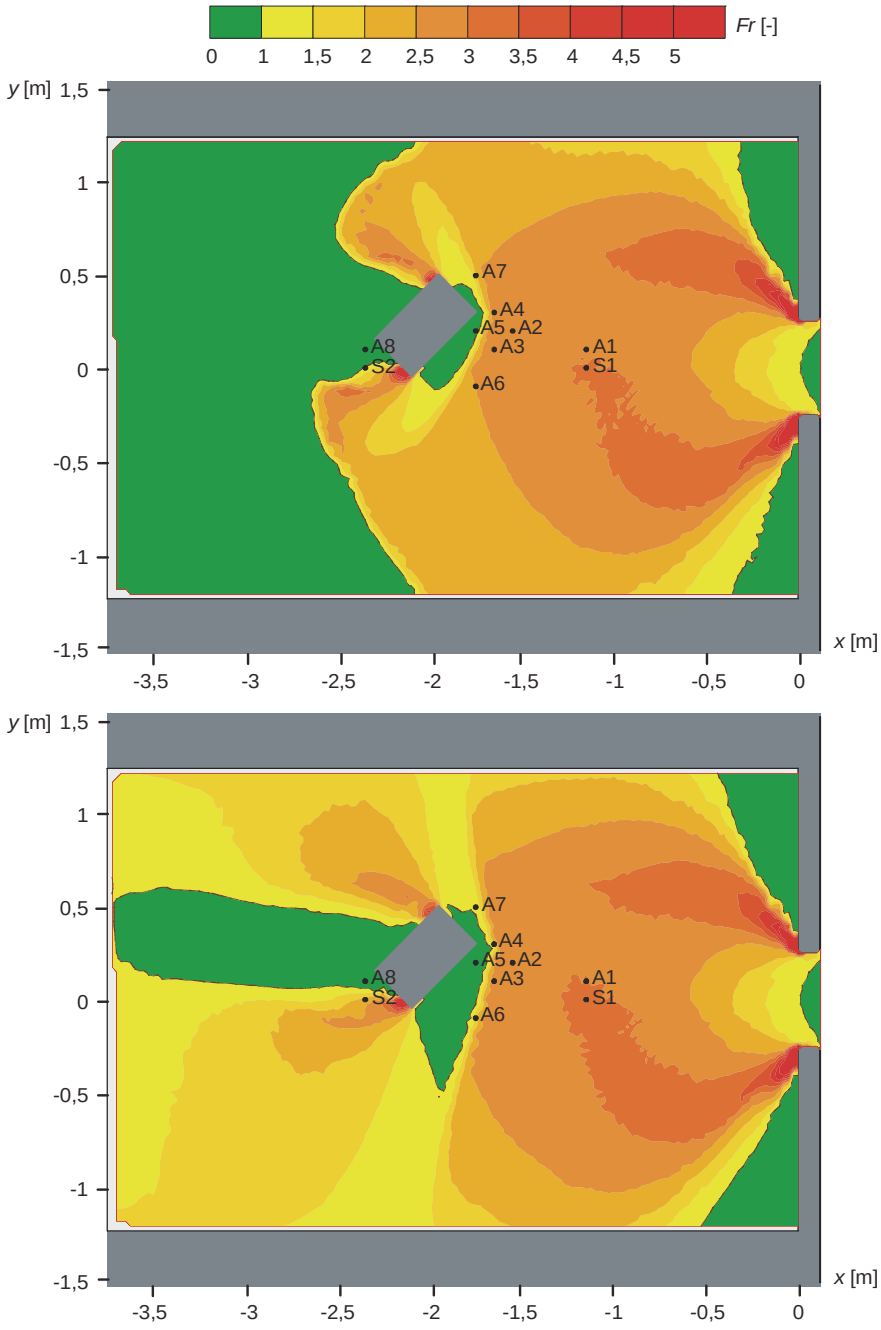
Rys. 6.27. Eksperyment E03a – rozkład głębokości na obszarze zalewu po czasie $t = 2$ s i $t = 5$ s



Rys. 6.28. Eksperyment E03a – rozkład prędkości na obszarze zalewu po czasie t = 2 s i t = 5 s



Rys. 6.29. Eksperyment E03a – rozkład głębokości i prędkości w okolicy budynku po czasie t = 5 s



Rys. 6.30. Eksperyment E03a – rozkład liczby Froude'a na obszarze zalewu po czasie t = 2 s i t = 5 s

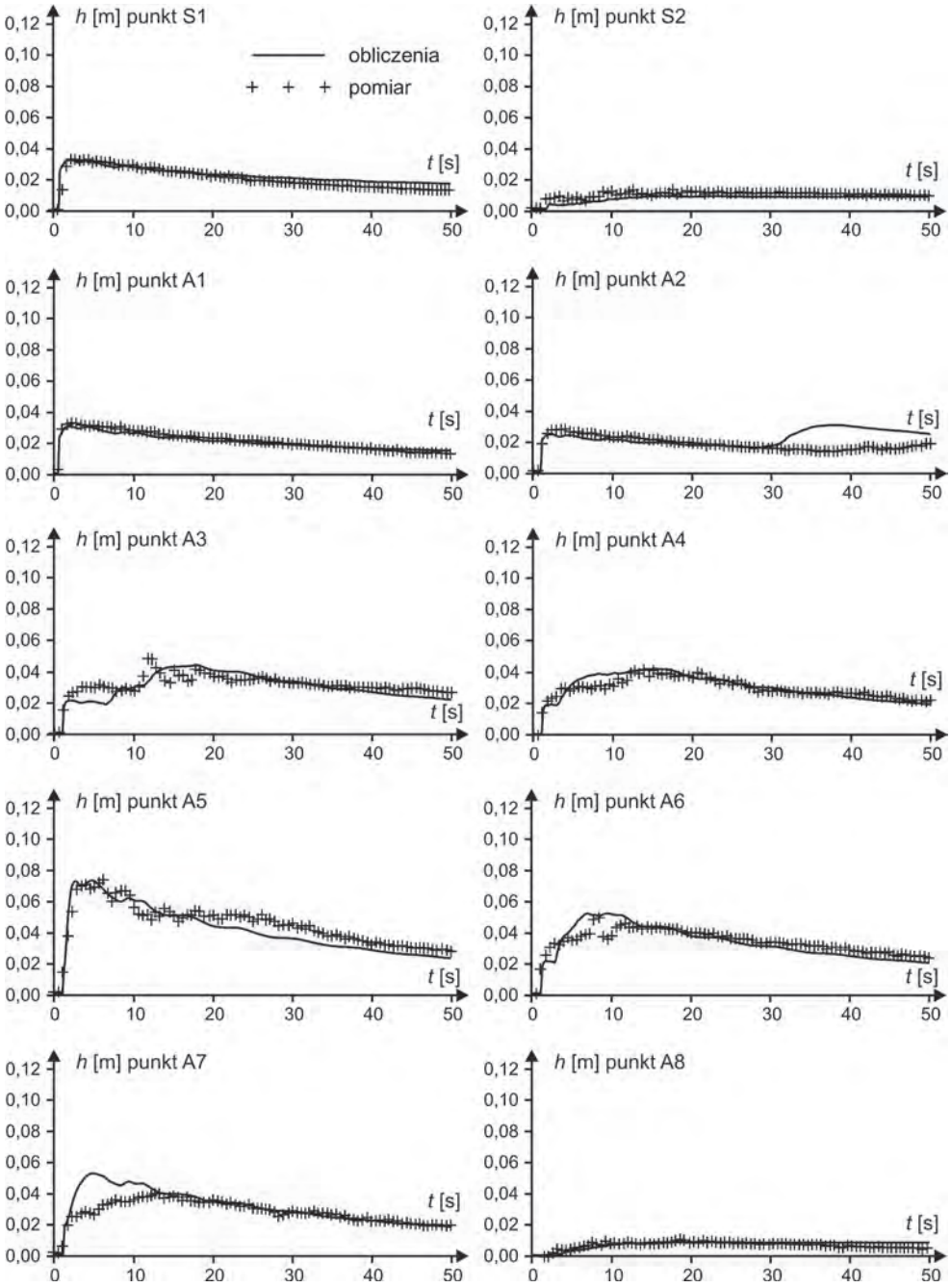
Identycznie, jak w zadaniu poprzednim, przepływ wody na terenie zalewu ma charakter szybkozmienny, któremu towarzyszą przejścia przez ruch krytyczny. Na rysunku 6.30

przedstawiono zmiany wartości liczby Froude'a w obszarze zalewu w dwóch opisywanych chwilach. Na rysunkach, w kolorze zielonym, oznaczono strefę ruchu spokojnego, a pozostałe kolory odpowiadają ruchowi rwącemu. W trakcie wypływu wody ze zbiornika retencyjnego, w wyrwie następuje przejście z ruchu spokojnego w rwący. Po dotarciu czoła fali do przeszkody formuje się przed nią odskok hydrauliczny, reprezentujący lokalne przejście do ruchu spokojnego. Odskok ten, przyjmując postać dwóch spiętrzeń o charakterze rwącym, rozciąga się aż do brzegów płyty wypadowej. W trakcie opływania budynku ruch wody przechodzi w rwący, co wiąże się z gwałtownym przyspieszeniem i depresją zwierciadła. W strefie cienia, za przeszkodą, można znowu obserwować ruch spokojny.

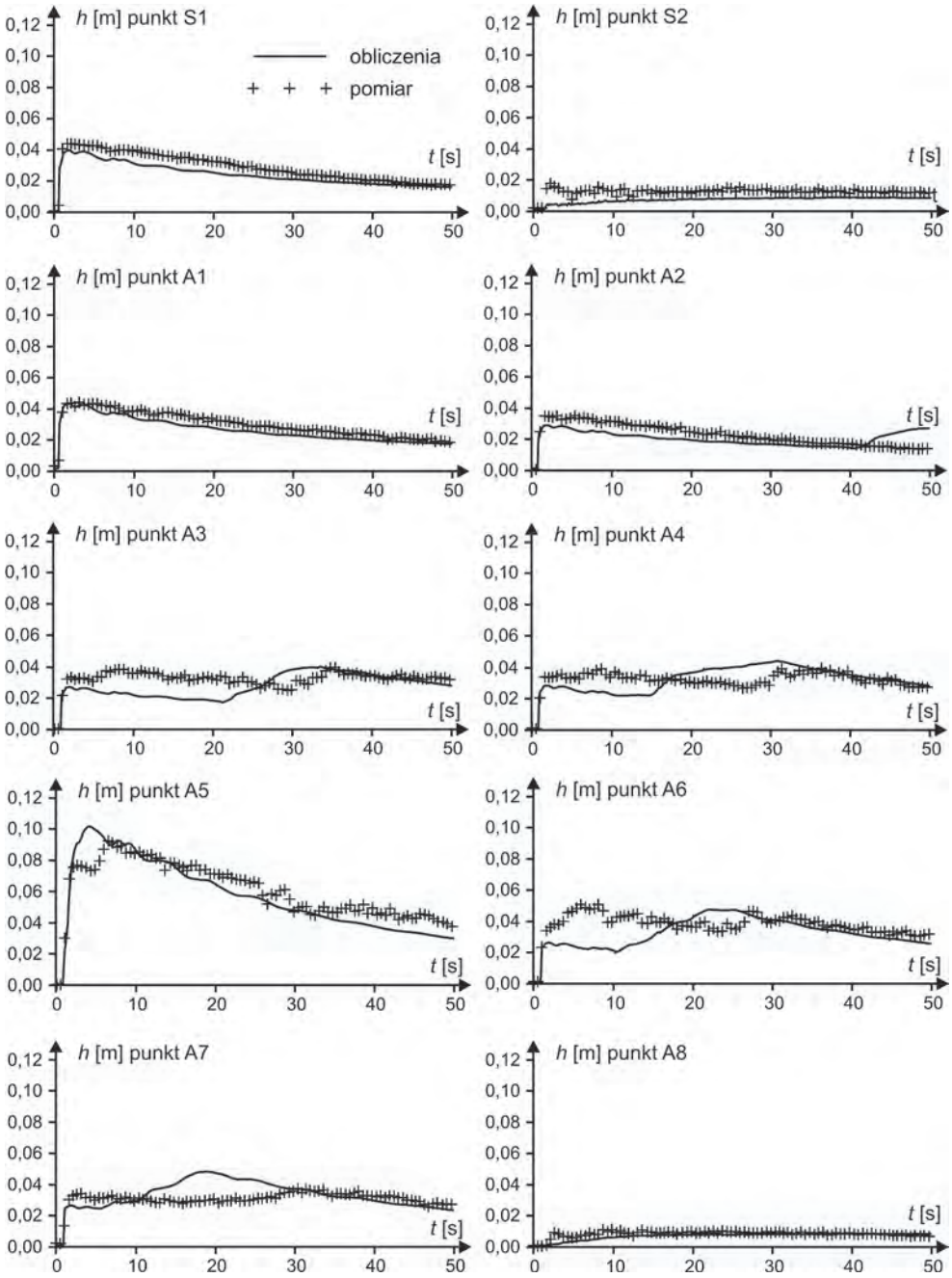
Zmierzone i obliczone głębokości w punktach kontrolnych przedstawiono na rysunkach 6.31 i 6.32, odpowiednio dla eksperymentu E03a i E03b. Ogólne porównanie otrzymanych wyników potwierdza dobrą zgodność pomiarów i obliczeń.

Dla obu scenariuszy przepływu, ponownie najlepszą zgodność zmiennej w czasie głębokości uzyskano w punktach S1 i A1, które leżą poza zasięgiem oddziaływania przeszkody na przepływ (rys. 6.27). Punkty od A2 do A7 leżą przed przeszkodą, w strefie wpływu tworzącego się i przemieszczającego pod prąd spiętrzenia w formie odskoku hydraulicznego. Na rysunku 6.30, prezentującym dwa momenty zmieniającego się w czasie rozkładu liczby Froude'a, można zauważyć jak wspomniany odskok – w postaci linii wyznaczającej granicę obszaru ruchu spokojnego, zbliża się do punktów kontrolnych, by później przekroczyć je pod prąd. Zjawisko to widoczne jest na wykresach zmian głębokości w postaci znacznego chwilowego przyrostu głębokości. Na rysunku 6.31 efekt ten można zaobserwować wyraźnie w punktach A3 i A6, gdzie przemieszczające się spiętrzenie zarejestrowano przyrządami, a także dość dobrze odwzorowano w obliczeniach. W punkcie A2 odtworzony w symulacji numerycznej odskok pojawia się jednak znacznie wcześniej niż to wynika z pomiarów. Tu moment przejścia spiętrzenia rozpoczyna się nieco przed 50 sekundą trwania przepływu, co świadczy o rozbieżności rzeczywistej i modelowanej prędkości przemieszczania się pod prąd frontu spiętrzenia. Jednocześnie można zauważyć, że podstawowe parametry hydrauliczne odskoku, do których należą między innymi głębokości sprzężone, są w modelu odwzorowane poprawnie. Niezgodność czasu pojawiania się spiętrzenia w punktach kontrolnych jest jeszcze bardziej widoczna w przypadku drugiego scenariusza przepływu – E03b, w którym ruch odbywa się z większą prędkością i przy większych liczbach Froude'a. Na rysunku 6.32 różnice wartości głębokości z pomiarów i obliczeń widoczne są praktycznie we wszystkich punktach, w których obserwuje się przejście odskoku (A2, A3, A4, A6, A7). Z poczynionych obserwacji wynika, że w strefie bliskiej tworzącej się nieciągłości przepływu, gdzie następuje przejście z ruchu silnie rwącego do spokojnego, pominięcie złożonej struktury przestrzennej odskoku w modelu ruchu płaskiego może prowadzić do niedokładności obliczeń. Wydaje się również, że przyczyną niezgodności zmierzonych i obliczonych prędkości przemieszczania się strefy spiętrzenia może być przyjęcie stałego współczynnika szorstkości bez względu na rodzaj ruchu, co może być wątpliwe w warunkach ruchu szybkozmiennego. W niniejszej pracy nie wykonywano badania wpływu wartości wspomnianego współczynnika na uzyskiwane wyniki, zakładając, że nie jest on parametrem służącym do tarowania modelu, a jedynie stałą wielkością fizyczną, której wartość określono doświadczalnie w przypadku przepływu bez zabudowy (rozdz. 6.2.5).

W pozostałych punktach kontrolnych (S2, A8) ponownie uzyskano dość dobrą zbieżność obliczeń z pomiarami. Punkty te zlokalizowano w strefie cienia za budynkiem, gdzie głębokości są znacznie mniejsze niż w pozostałych miejscach i nie występują zjawiska lokalne związane z ruchem przejściowym.



Rys. 6.31. Eksperyment E03a – obliczone i zmierzone głębokości w punktach kontrolnych



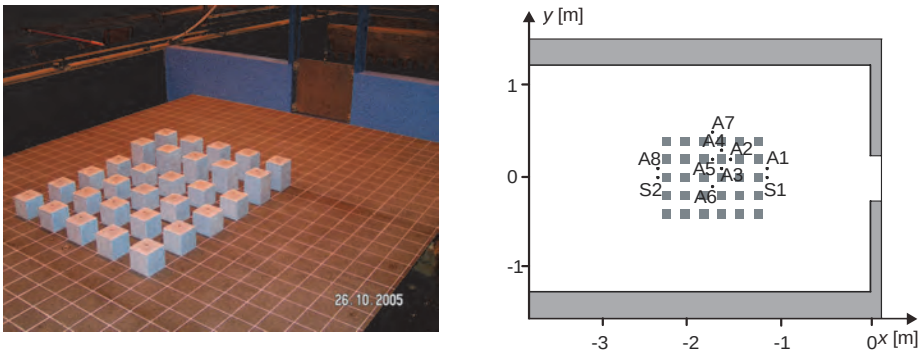
Rys. 6.32. Eksperyment E03b – obliczone i zmierzone głębokości w punktach kontrolnych

6.3.3. Eksperyment E04 – przepływ przez obszar z budynkami w układzie szeregowym

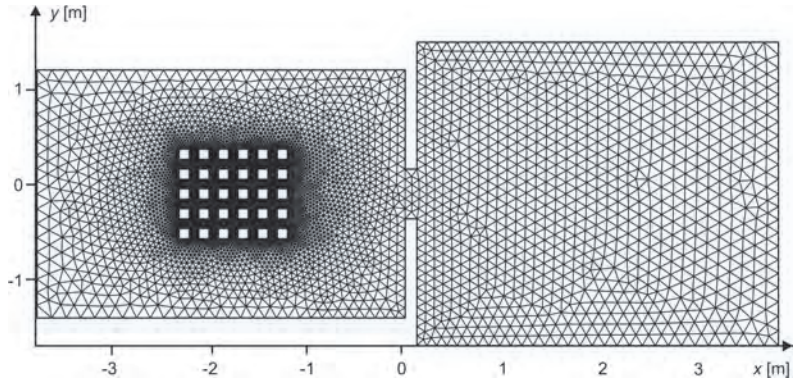
W eksperymencie E04 zbadano przepływ przez schematyczny model zabudowy, w którym bloczki o wymiarach w planie 0,1 m × 0,1 m imitujące budynki, ustawione były w regularne szeregi, tworzące system prostopadłych względem siebie kanałów odwzorowujących układ ulic (rys. 6.33).

Do obliczeń obszar przepływu zastąpiono siatką złożoną z 11860 komórek (rys. 6.34). W celu zwiększenia dokładności obliczeń, w okolicach zabudowy siatka została lokalnie zagęszczona. Długość boków trójkątnych komórek obliczeniowych zawierała się w przedziale od 0,02 m między i wokół zabudowań do 0,15 m na brzegach obszaru przepływu.

Laboratoryjne i numeryczne badania warunków przepływu przeprowadzono, przyjmując standardowe warunki wyjściowe, opisane na początku rozdziału 6.3. Wyniki pomiarów zmian głębokości w punktach kontrolnych przedstawiono w dalszej części tego rozdziału, porównując je z obliczeniami.



Rys. 6.33. Eksperyment E04 – widok ogólny i schemat obszaru zalewu z lokalizacją punktów pomiaru



Rys. 6.34. Eksperyment E04 – siatka numeryczna

Chwilowe układy głębokości i prędkości dla dwóch wybranych momentów eksperymentu E04a pokazano na rysunkach 6.35 i 6.36. Szczegóły rozkładu parametrów przepływu w obszarze zabudowanym dla chwili t = 5 s zaprezentowano na rysunku 6.37.

Przebieg zjawiska był następujący. Po uwolnieniu masy wody ze zbiornika fala dociera do pierwszego szeregu zabudowań po około 0,5 s. W wyniku zderzenia ze ścianami

budynków, w przekroju charakteryzującym się nagłą miejscową zmianą przekroju czynnego, następuje spiętrzenie wody. Wskutek słabnącego zasilania (ciągłe opróżnianie zbiornika) przesuwa się ono pod prąd w kierunku wyrwy, przybierając postać odskoku hydraulicznego. Spiętrzona przed obszarem zabudowanym woda wpływa częściowo pomiędzy budynki lub opływa ten obszar od zewnątrz. Dominującym kierunkiem przepływu wewnątrz obszaru zabudowanego jest kierunek równoległy do osi wyrwy, a przepływ nabiera tu cech ruchu jednowymiarowego w równoległych kanałach.

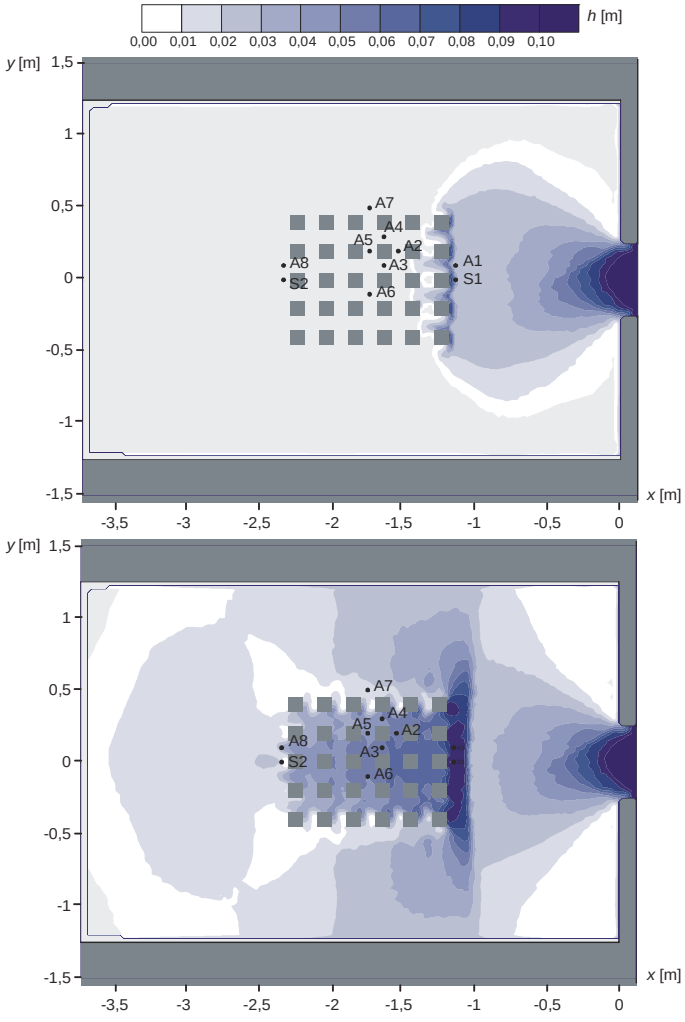
Przed budynkami – w poszczególnych rzędach zabudowy – od strony wyrwy tworzą się lokalne spiętrzenia, zaś za nimi depresje i cyrkulacje. Wskutek lokalnych zmian przekrojów czynnych strumieni wzdłuż głównego kierunku przepływu powstają regularne spiętrzenia i depresje zwierciadła o znacznych spadkach. Poniżej zabudowy fala wezbraniowa ponownie nabiera cech dwuwymiarowości.

Podobnie jak w przykładach dotyczących opływu pojedynczego budynku (rozdz. 6.3.1 i 6.3.2), przepływ wody na terenie zalewu ma charakter szybkozmienny. Na rysunku 6.38 przedstawiono rozkład wartości liczby Froude'a w dwóch wybranych momentach czasu. Na rysunkach w kolorze zielonym oznaczono strefę ruchu spokojnego, a pozostałe kolory odpowiadają ruchowi rwącemu. W wyrwie, podobnie jak poprzednio, następuje przejście z ruchu spokojnego w rwący. Po dotarciu czoła fali do pierwszego rzędu zabudowań woda wdziera się między budynki w warunkach ruchu rwącego. Następnie, przed budynkami powstaje spiętrzenie wody, formując odskok hydrauliczny. Ostatecznie bezpośrednio przed, a także wewnątrz obszaru zabudowanego, woda płynie ruchem spokojnym, co jest skutkiem utraty energii mechanicznej strumienia w tym rejonie oraz zamiany energii kinetycznej w potencjalną. Strefa ruchu spokojnego rozciąga się również poza wspomniany obszar wzdłuż głównego kierunku przepływu. Tylko lokalnie, w miejscach wypływu wody poza budynki, można obserwować przejścia do ruchu rwącego, związane ze znaczną depresją zwierciadła i przyspieszeniem przepływu. Ruch rwący występuje także poniżej ostatniego szeregu zabudowań, przy rozszerzeniu przekroju czynnego, uprzednio ograniczonego budynkami, a co za tym idzie, z gwałtownym przyspieszeniem przepływu i spadkiem głębokości poniżej głębokości krytycznej.

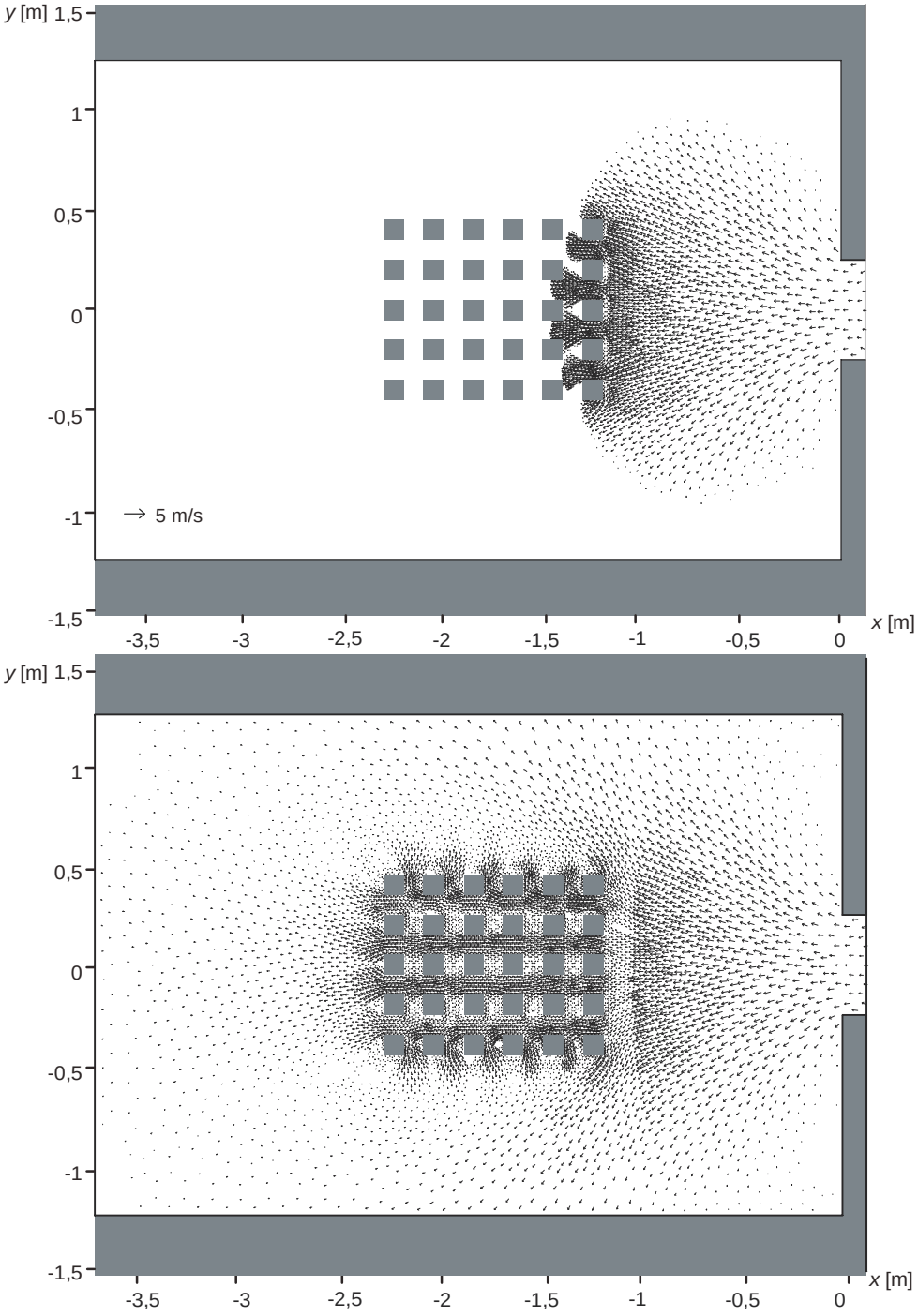
Zmierzone i obliczone głębokości w punktach kontrolnych przedstawiono na rysunkach 6.39 i 6.40, odpowiednio dla eksperymentu E04a i E04b. Porównanie otrzymanych wyników potwierdza dobrą zgodność pomiarów i obliczeń.

Największe różnice zmierzonych i obliczonych zmian głębokości w czasie można zaobserwować w przypadku eksperymentu E04a w punktach S1 i A1, leżących bezpośrednio przed pierwszym rzędem zabudowy. Jednocześnie rozbieżność ta nie wystąpiła w obliczeniach dla eksperymentu E04b, w którym odtwarzano przepływ wywołany mniejszym napełnieniem początkowym w zbiorniku retencyjnym. Przyczyn niezgodności można doszukiwać się w tym wypadku w różnicy przebiegu obserwowanego i modelowanego zjawiska w przypadku odbicia się czoła fali wezbraniowej od budynków. Mianowicie, w trakcie eksperymentu E04a zaraz po uderzeniu czoła fali w budynki, można było zaobserwować rozbryzg wody, czyli odrywanie się pewnej części masy wody od objętości płynnej. Powodowało to chwilowe odciążenie hydrostatycznych czujników pomiaru ciśnienia, stąd prawdopodobnie pomierzona w punktach S1 i A1 głębokość była zaniżona. Z drugiej strony, zjawisko rozbryzgu nie jest uwzględnione w modelu przepływu płaskiego i nie może być tym samym odwzorowane w obliczeniach. Problem ten nie był jednak szczegółowo badany w trakcie prowadzonych prac, stąd nie musi być jedynym wyjaśnieniem wspomnianej rozbieżności. Uzyskane wyniki wskazują, że model przepływu z parametrami uśrednionymi w pionie, nie odtwarzając trójwymiarowej struktury zjawisk lokalnych, nie zapewnia pełnej

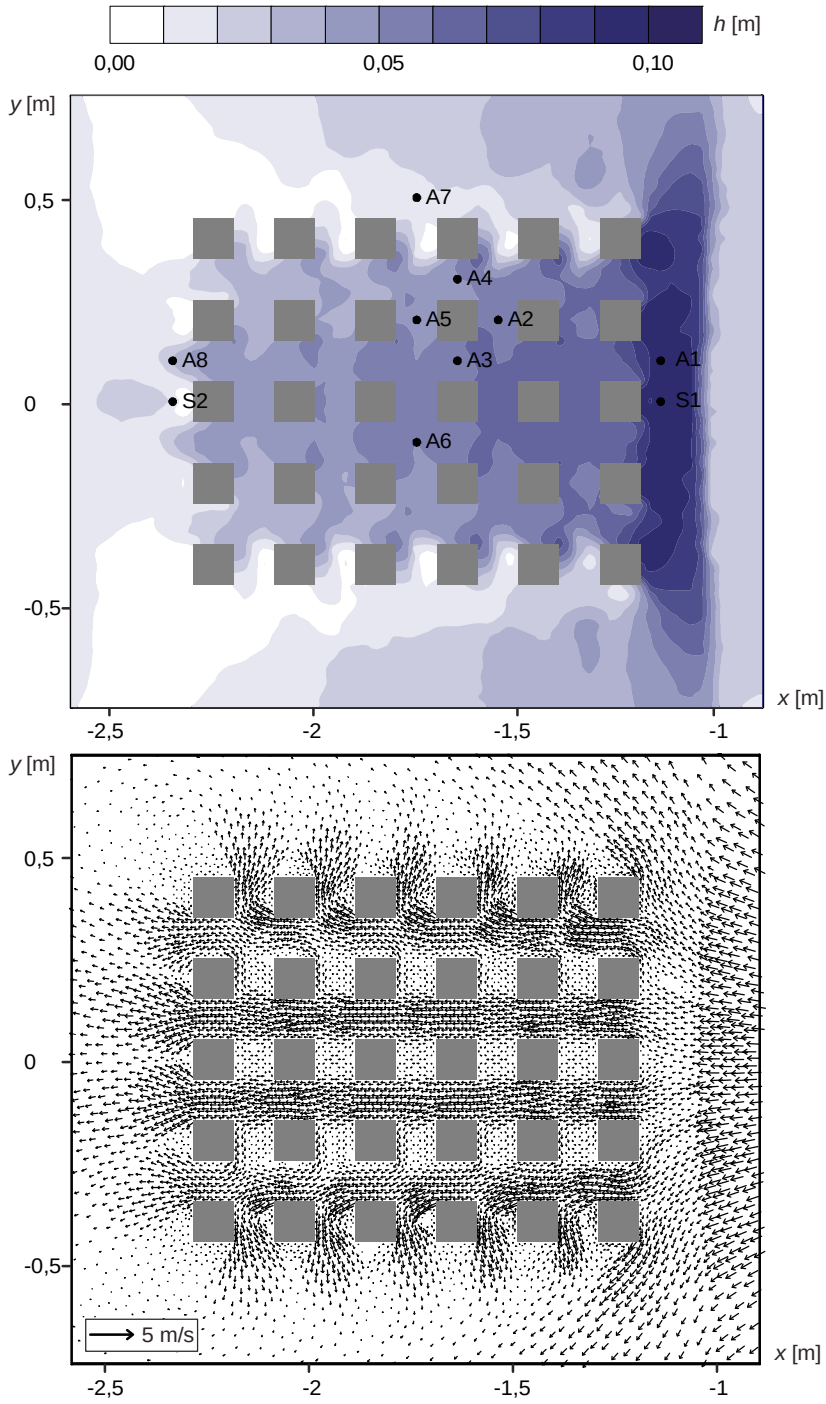
zgodności obliczeń z obserwacjami w rejonie bliskim wspomnianych zjawisk. Wydaje się jednak, że obserwowane rozbieżności nie są na tyle istotne, by znacząco deformowały symulacje rzeczywistych zdarzeń powodziowych. Odmiennie niż przed obszarem zabudowy, w punktach zlokalizowanych wewnątrz rejonu budynków (od A2 do A6), jak i w miejscach wypływu wody poza budynki (A7, A8, S2) obliczone głębokości są, niemal wszędzie, nieco niższe od zmierzonych. Przyczyną tego jest prawdopodobnie zbyt mała wartość oporów przepływu ujęta w modelu. W założeniach modelu uwzględniono jedynie szorstkość powierzchni terenu, natomiast zaniedbano lokalne straty energii wywoływane przez zabudowę. W przyjętych równaniach nie występują ani człony reprezentujące straty lokalne związane z nagłymi zmianami przekrojów strumieni, ani z siłami tarcia o ściany budynków. Wydaje się, że uzupełnienie modelu o te elementy mogłoby poprawić dokładność obliczeń, ale wymaga to odrębnych, pogłębionych badań, mocno wykraczających poza przyjęty plan niniejszej pracy.



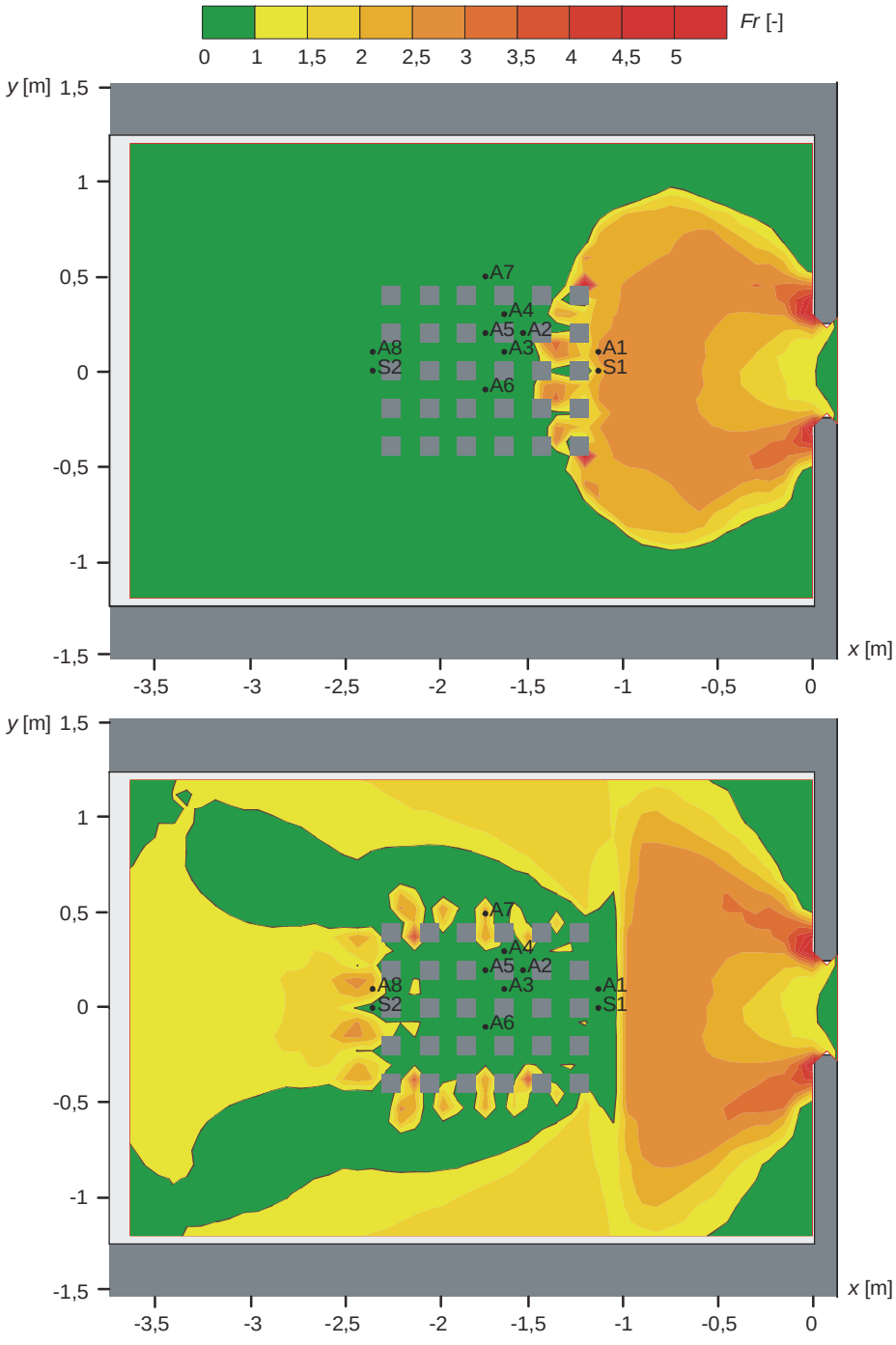
Rys. 6.35. Eksperyment E04a – rozkład głębokości na obszarze zalewu po czasie t = 1 s i t = 5 s



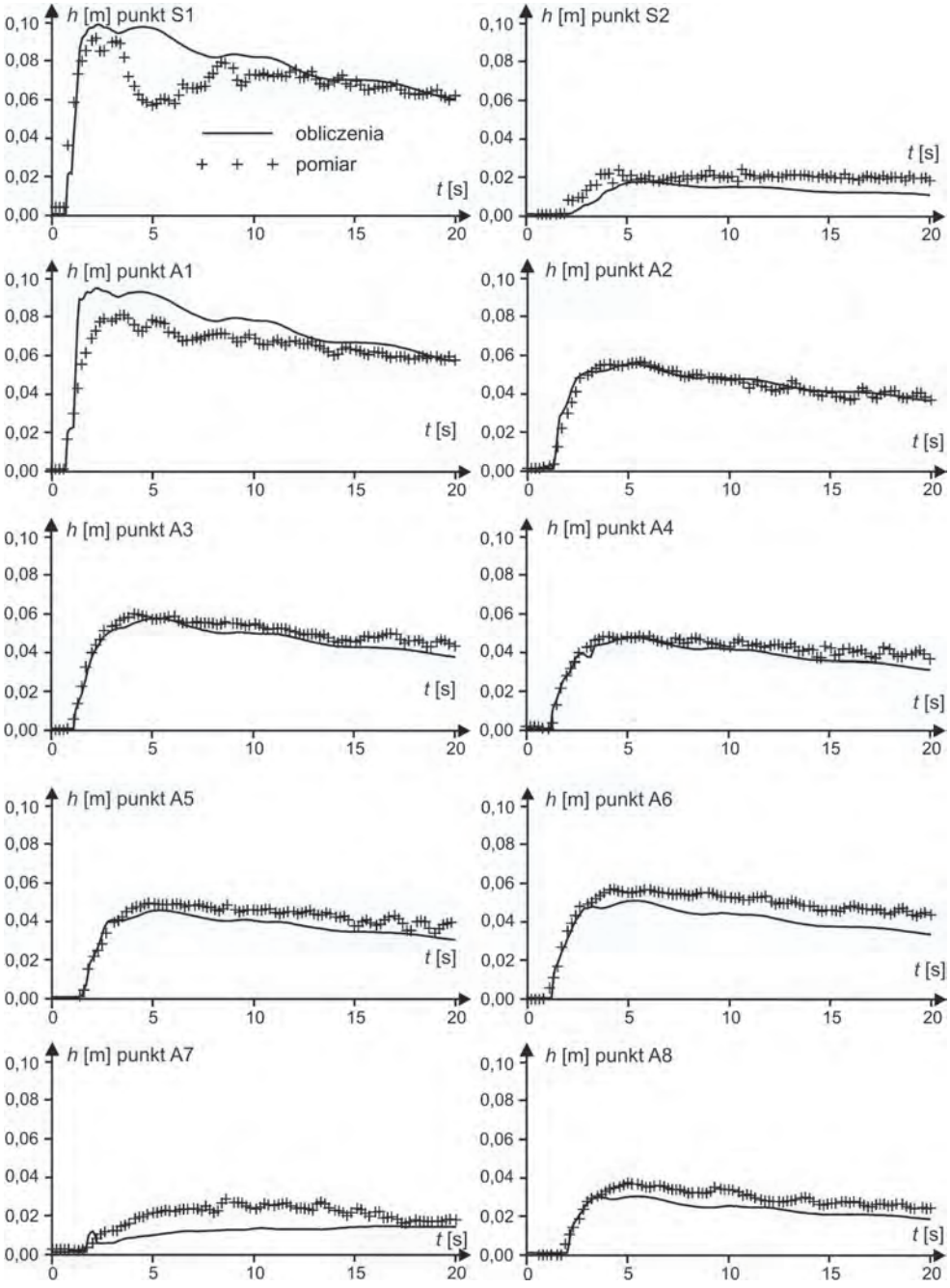
Rys. 6.36. Eksperyment E04a – rozkład prędkości na obszarze zalewu po czasie $t = 1$ s i $t = 5$



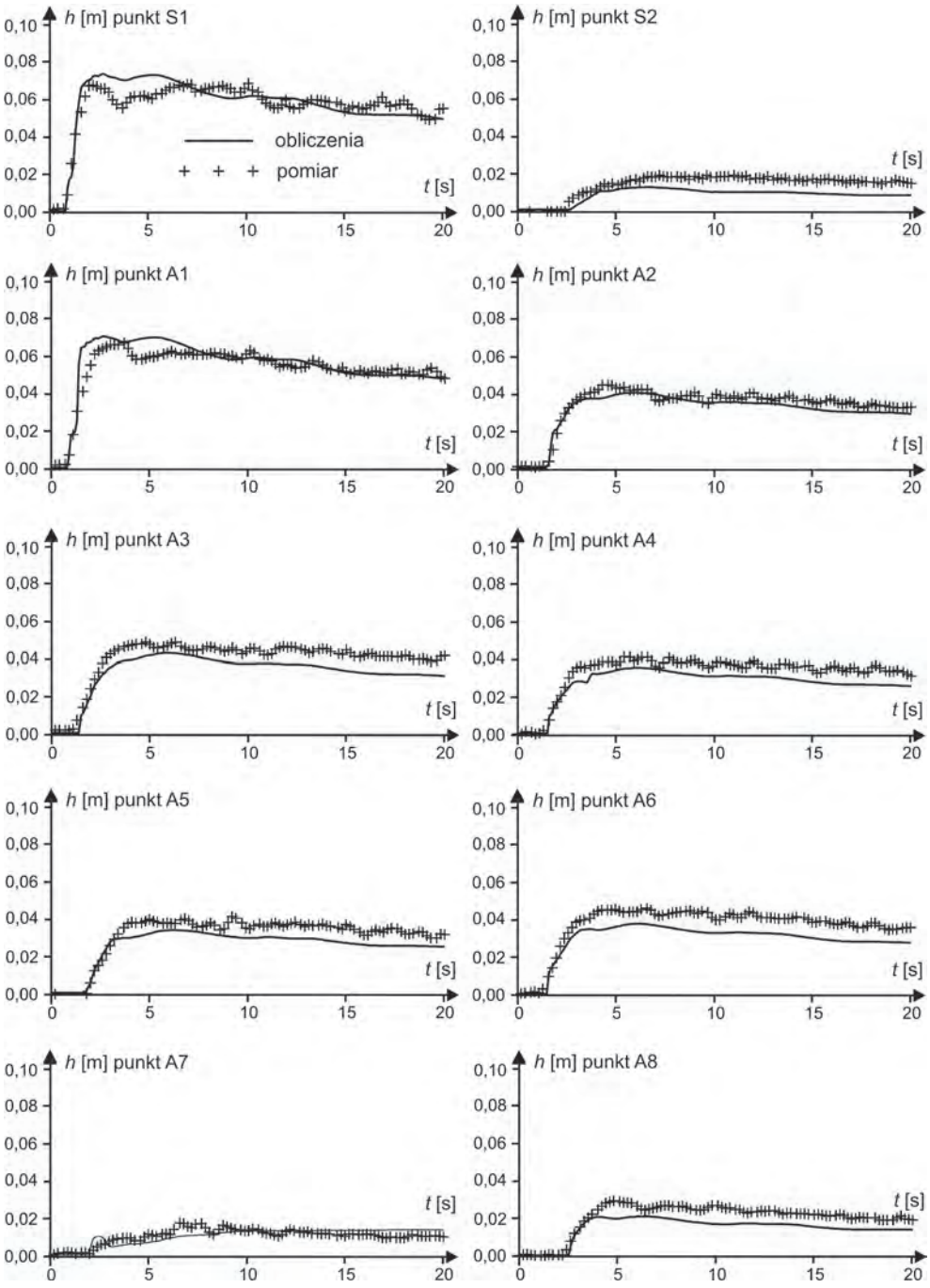
Rys. 6.37. Eksperyment E04a – rozkład głębokości i prędkości w rejonie zabudowy po czasie t = 5 s



Rys. 6.38. Eksperyment E04a – rozkład liczby Froude'a na obszarze zalewu po czasie t = 1 s i t = 5 s



Rys. 6.39. Eksperyment E04a – obliczone i zmierzone głębokości w punktach kontrolnych



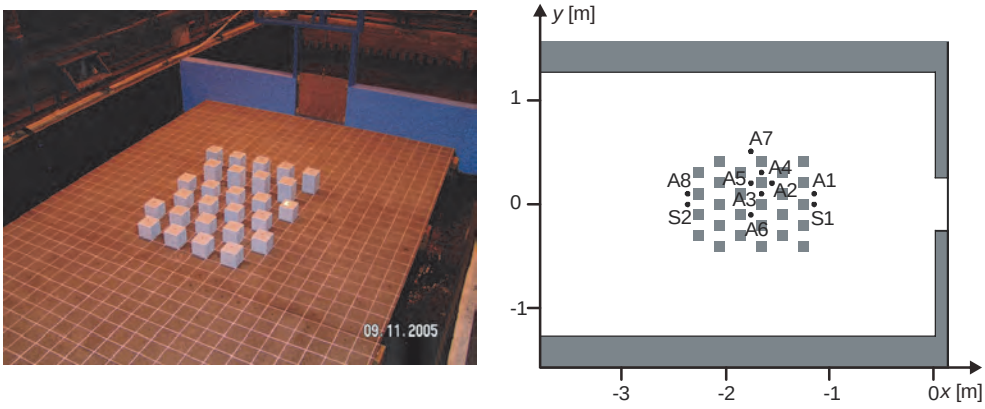
Rys. 6.40. Eksperyment E04b – obliczone i zmierzone głębokości w punktach kontrolnych

6.3.4. Eksperyment E05 – przepływ przez obszar z budynkami w układzie w szachownicę

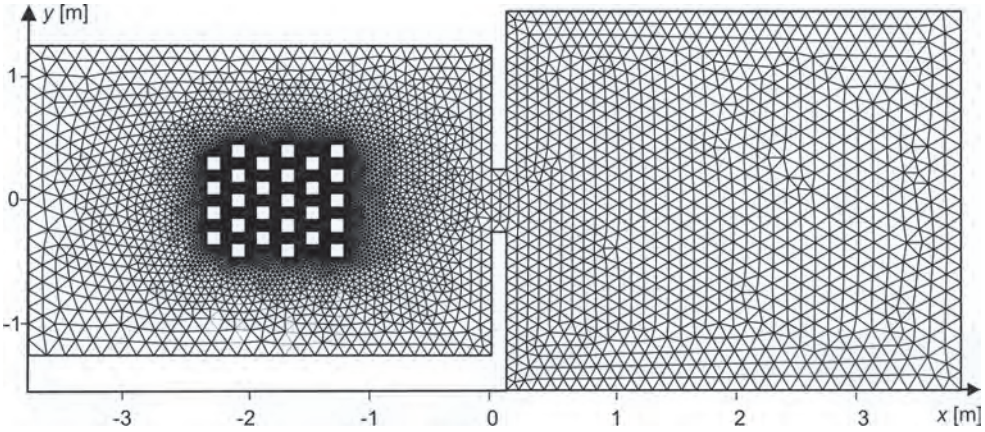
W eksperymencie E05 zbadano przepływ przez schematyczny model zabudowy, w którym bloczki o wymiarach w planie 0,1 m × 0,1 m imitujące budynki ustawione były w regularne szeregi, przesunięte względem siebie, tworząc układ podobny do szachownicy (rys. 6.41).

Na potrzeby obliczeń obszar przepływu pokryto siatką złożoną z 11474 komórek (rys. 6.42). W celu zwiększenia dokładności obliczeń, w okolicy budynków siatka została lokalnie zagęszczona. Długość boków trójkątnych komórek obliczeniowych zawierała się w przedziale od 0,02 m wokół i między zabudowaniami do 0,15 m na brzegach obszaru przepływu.

Laboratoryjne i numeryczne badania warunków przepływu przeprowadzono, przyjmując standardowe warunki wyjściowe, opisane na początku rozdziału 6.3. Wyniki pomiarów zmian głębokości, w tych samych, co poprzednio, punktach kontrolnych, przedstawiono w dalszej części tego rozdziału, porównując je z obliczeniami.



Rys. 6.41. Eksperyment E05 – widok ogólny i schemat obszaru zalewu z lokalizacją punktów pomiaru



Rys. 6.42. Eksperyment E05 – siatka numeryczna

Chwilowe układy głębokości i prędkości dla dwóch wybranych momentów eksperymentu E05a pokazano na rysunkach 6.43 i 6.44. Szczegóły rozkładu parametrów przepływu w obszarze zabudowanym dla chwili t = 5 s zaprezentowano na rysunku 6.45.

Przebieg zjawiska był w początkowej fazie podobny do eksperymentu opisanego poprzednio. Po uwolnieniu masy wody ze zbiornika fala dociera do pierwszego szeregu zabudowań po około 0,5 s. W wyniku zderzenia ze ścianami budynków, w przekroju charakteryzującym się nagłą miejscową zmianą przekroju czynnego następuje spiętrzenie wody. Następnie, wskutek zmniejszającego się zasilania ze zbiornika, spiętrzenie przesuwa się pod prąd w kierunku wyrwy, przybierając postać odskoku hydraulicznego. Spiętrzona przed obszarem zabudowanym woda wpływa częściowo pomiędzy budynki lub opływa obszar zbudowany od zewnątrz.

Kierunki przepływu wody wewnątrz obszaru zabudowanego wynikają z ułożenia budynków względem siebie. Przed budynkami – od strony wyrwy – tworzą się lokalne spiętrzenia, zaś za nimi depresje i cyrkulacje. Wskutek lokalnych zmian przekrojów czynnych strumieni, wzdłuż głównego kierunku przepływu powstają systematyczne spiętrzenia i depresje zwierciadła o znacznych spadkach. Strumienie wody rozdzielają się przed każdym budynkiem w sposób prawie symetryczny, powodując regularne zakrzywianie się torów ruchu. Poniżej zabudowy, poszczególne strumienie łączą się i ponownie wykształca się dwuwymiarowa fala wezbraniowa.

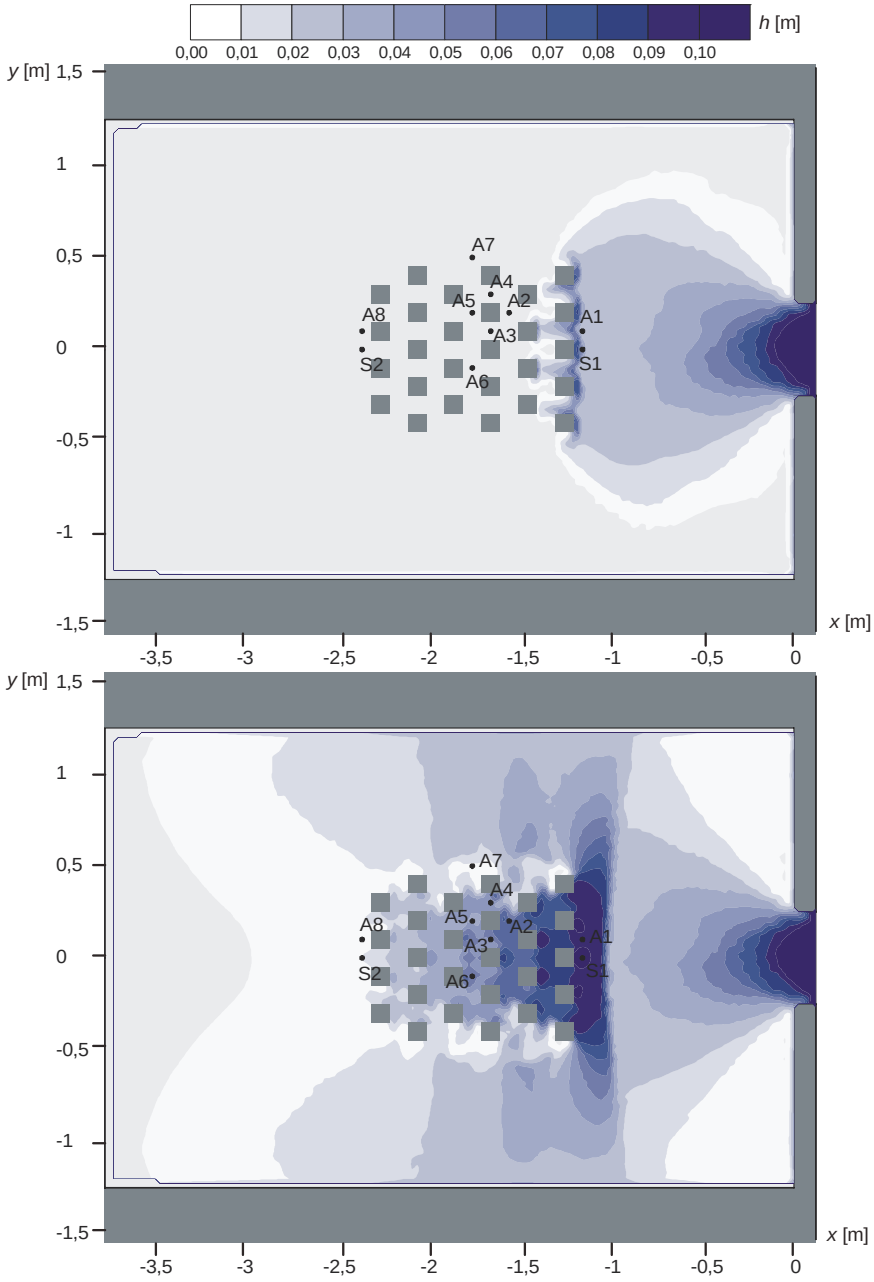
Podobnie jak w przykładzie poprzednim (rozdz. 6.3.3), przepływ wody na terenie zalewu ma charakter szybkozmienny. Na rysunku 6.46 przedstawiono rozkład wartości liczby Froude'a w obszarze zalewu w dwóch wybranych momentach czasu. Na rysunkach w kolorze zielonym oznaczono strefę ruchu spokojnego, a pozostałe kolory odpowiadają ruchowi rwącemu. W wyrwie, jak zwykle, następuje przejście z ruchu spokojnego w rwący.

Po dotarciu czoła fali do pierwszego rzędu zabudowań woda wdziera się między budynki w warunkach ruchu rwącego. Przed budynkami powstaje spiętrzenie wody, formując ruchomy odskok hydrauliczny. Ostatecznie przed obszarem zabudowanym woda płynie ruchem spokojnym. Strefa ruchu spokojnego rozciąga się również wewnątrz wspomnianego obszaru z pewnymi lokalnymi wyjątkami. W miejscach nagłego zwiększania się pól przekrojów czynnych można obserwować przejścia do ruchu rwącego, związane ze znaczną depresją zwierciadła i przyspieszeniem przepływu. Podobnie jest w rejonach wypływu wody poza obszar zabudowań, gdzie występują gwałtowne przyspieszenia przepływu i obniżenia zwierciadła poniżej głębokości krytycznej.

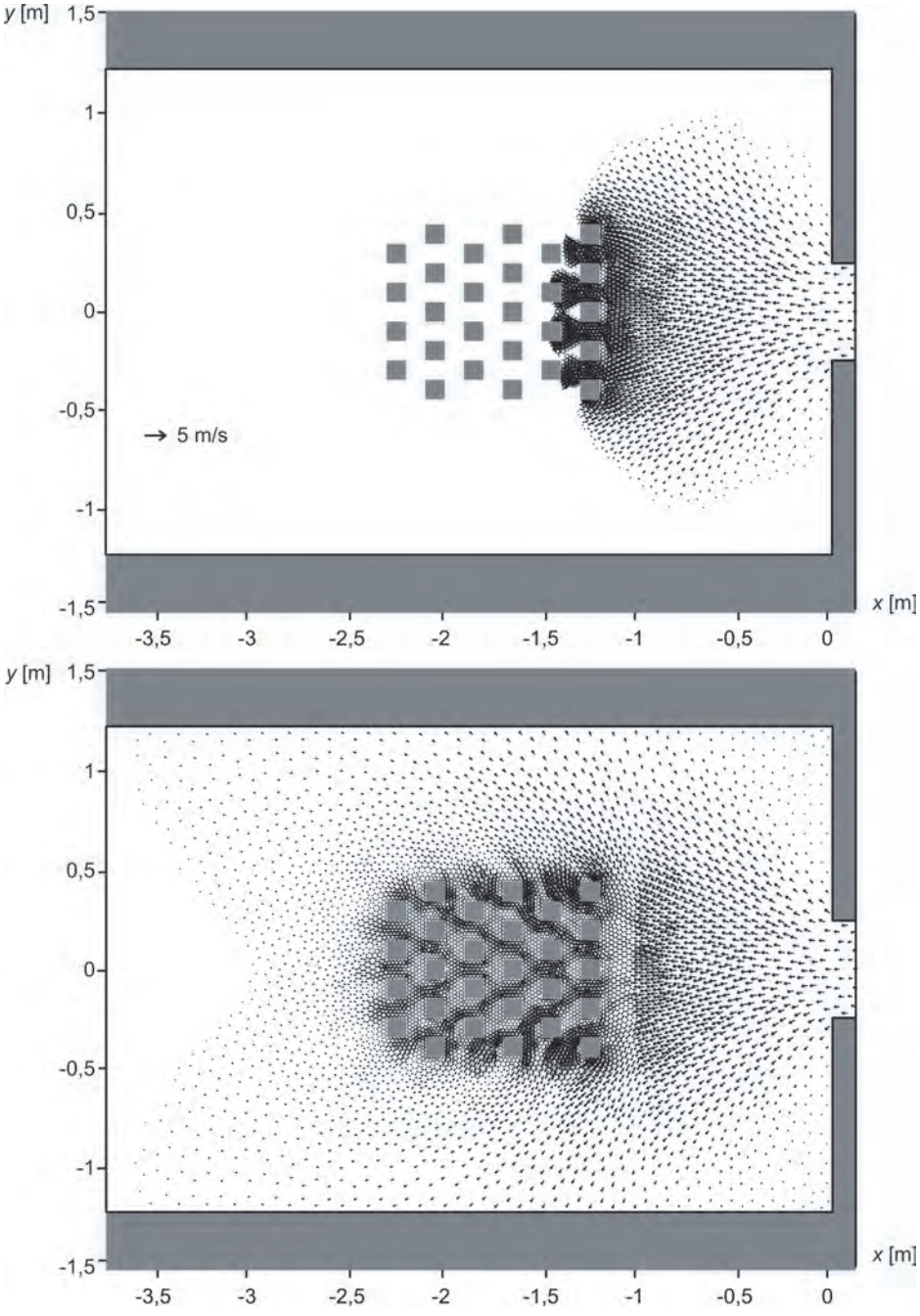
Zmierzone i obliczone głębokości w punktach kontrolnych przedstawiono na rysunkach 6.47 i 6.48, odpowiednio dla eksperymentu E05a i E05b. Ogólnie dobra zgodność pomiarów i obliczeń potwierdza prawidłowość odtworzenia hydrodynamiki przepływu, chociaż na wykresach można zauważyć także pewne rozbieżności. Analogicznie do eksperymentu E04a, największa niezgodność zmierzonych i obliczonych głębokości w przypadku eksperymentu E05a występuje w punktach S1 i A1, leżących bezpośrednio przed zabudowaniami. Także tutaj, przeszacowanie wyników jest mniej widoczne w obliczeniach dla eksperymentu E05b, w którym odtwarzano przepływ wywołany mniejszym napełnieniem początkowym w zbiorniku retencyjnym. Prawdopodobne źródła niedokładnego odtworzenia historii głębokości w tym miejscu naświetlono w poprzednim podrozdziale.

W przypadku niektórych punktów zlokalizowanych wewnątrz obszaru zabudowanego (od A2 do A6), tak samo jak w eksperymencie poprzednim, obliczone głębokości są zaniżone. Jednocześnie, obliczenia wykonane dla scenariusza przepływu E05b są nieco dokładniejsze (rys. 6.47 i 6.48 – punkty A2, A3 i A5), co wskazuje, że przy mniejszych prędkościach przepływu uzyskuje się lepszą zgodność obserwacji z symulacją numeryczną.

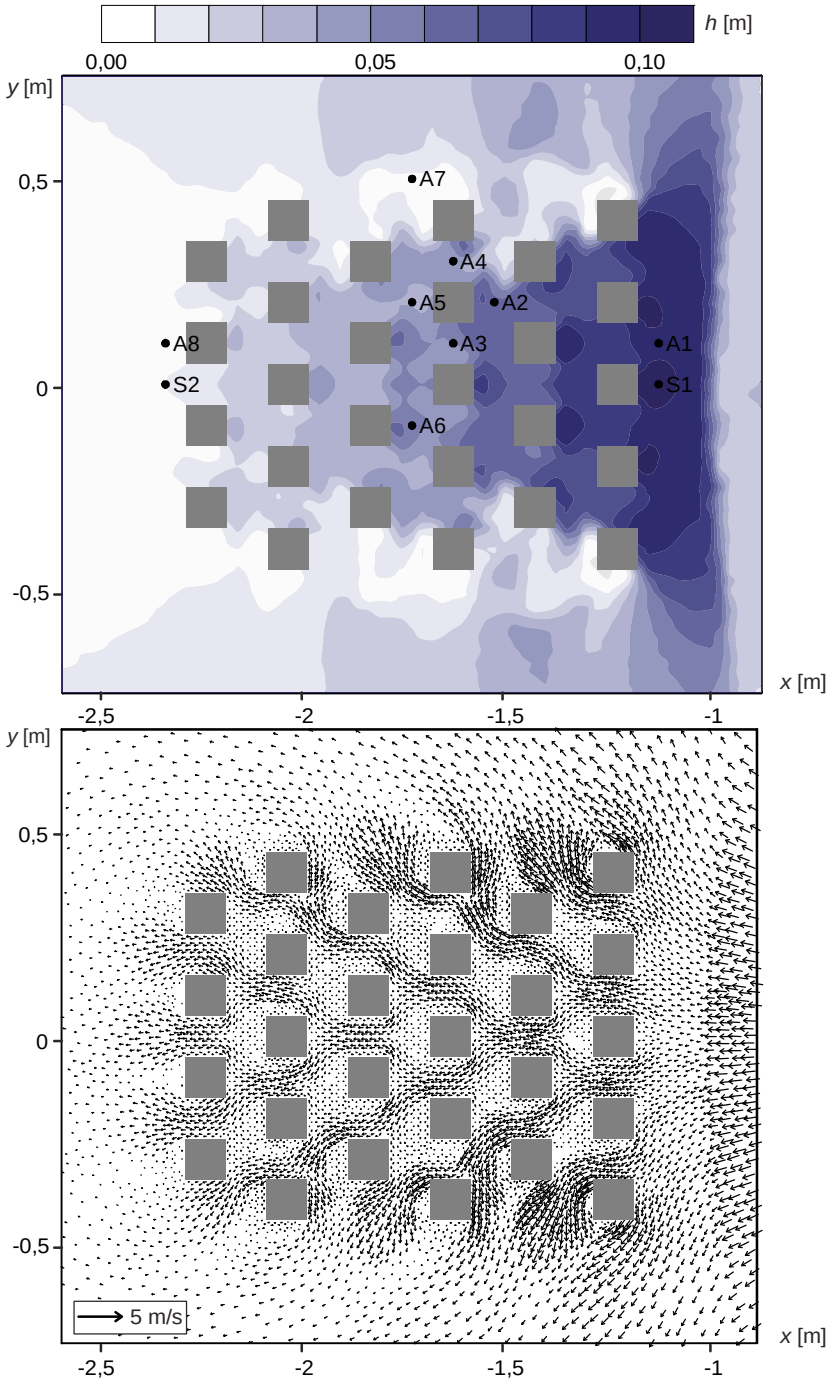
Potwierdza to wcześniejszy wniosek o niepełnej reprezentacji zjawiska oporu przepływu w przyjętym modelu matematycznym. Zwiększenie oporów ruchu wywołałoby zmniejszenie prędkości przepływu z jednoczesnym podniesieniem rzędnej zwierciadła wody.



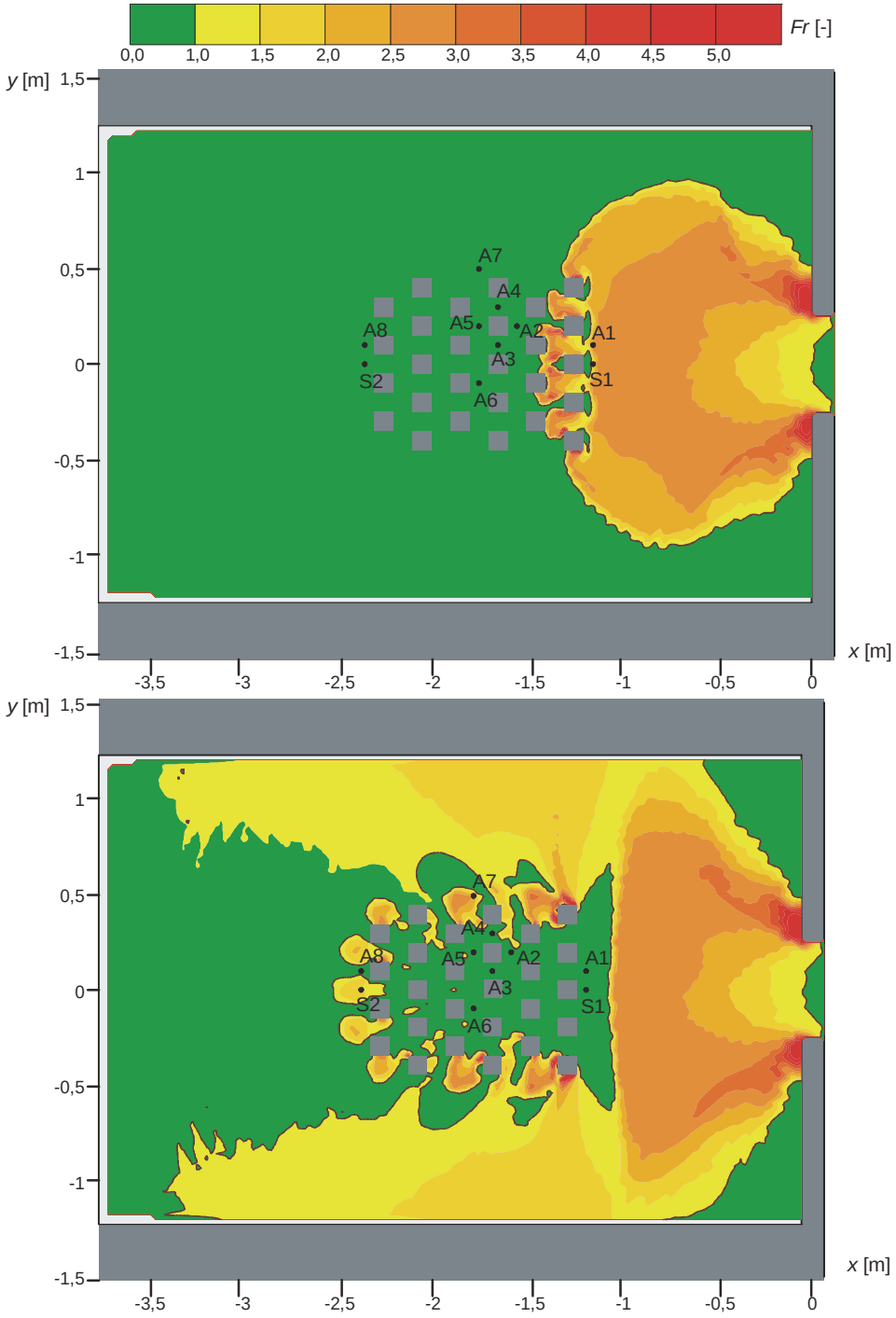
Rys. 6.43. Eksperyment E05a – rozkład głębokości na obszarze zalewu po czasie t = 1 s i t = 5 s



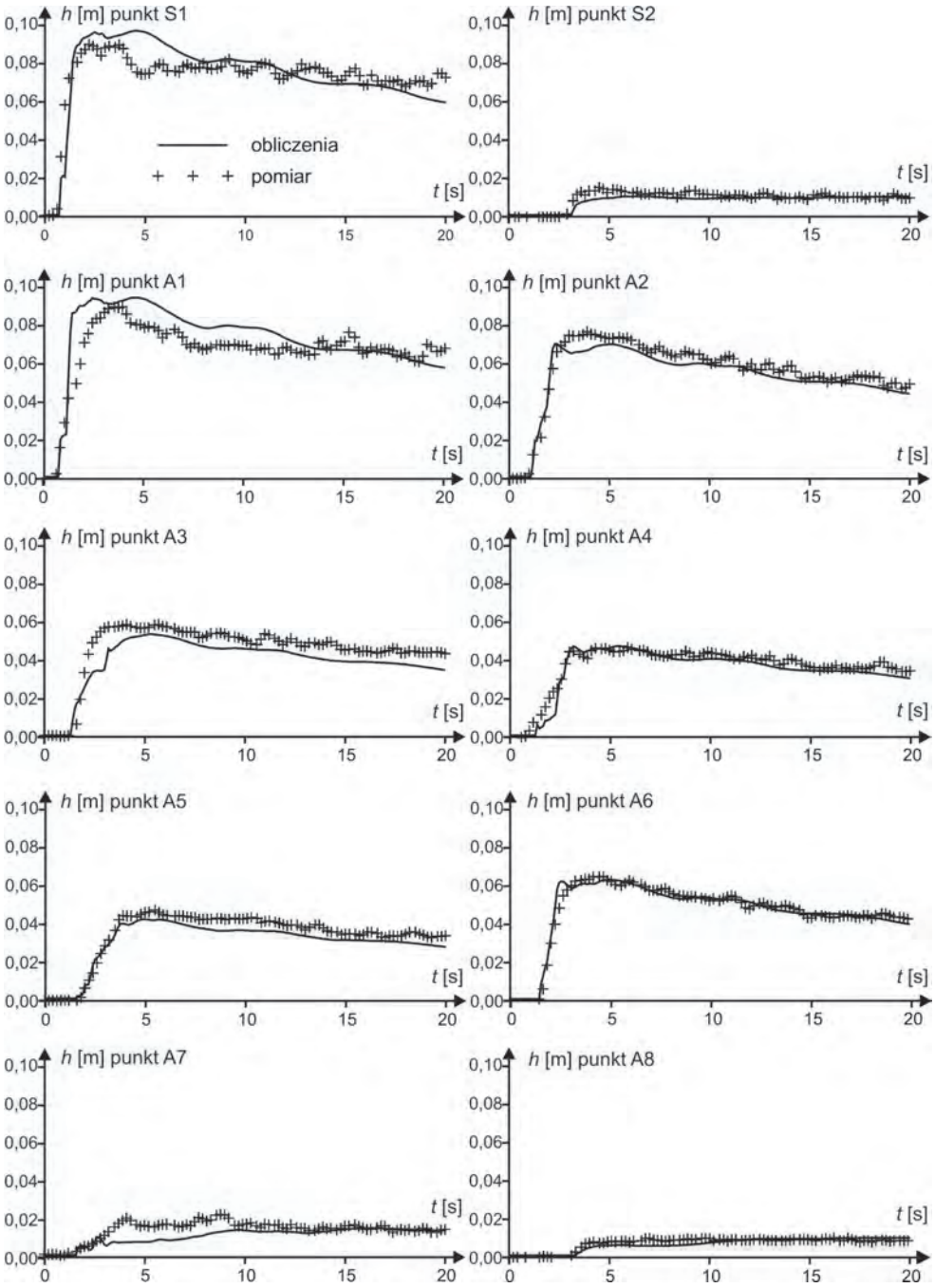
Rys. 6.44. Eksperyment E05a – rozkład prędkości na obszarze zalewu po czasie $t = 1$ s i $t = 5$ s



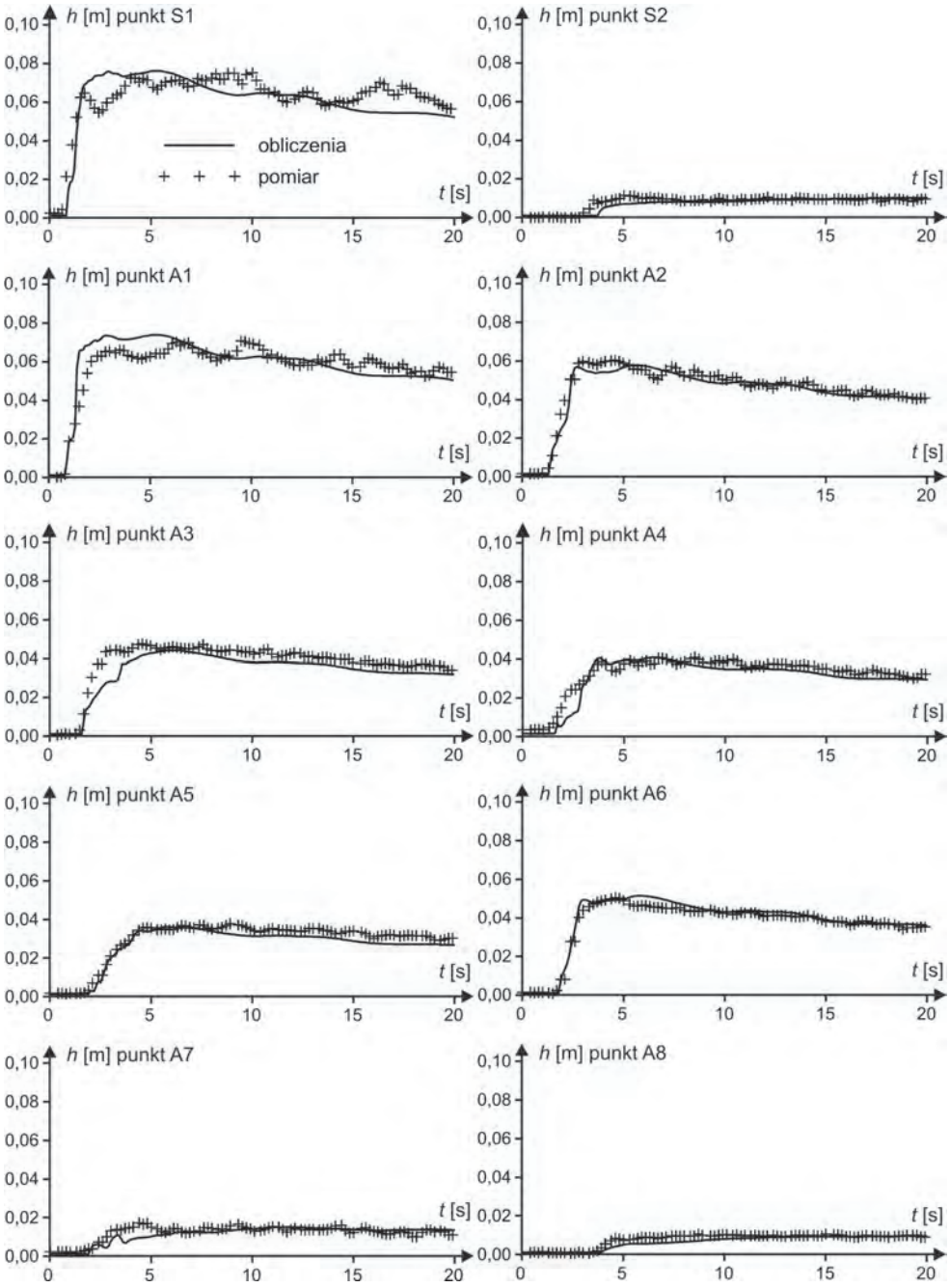
Rys. 6.45. Eksperyment E05a – rozkład głębokości i prędkości w rejonie zabudowy po czasie t = 5 s



Rys. 6.46. Eksperyment E05a – rozkład liczby Froude'a na obszarze zalewu po czasie t = 1 s i t = 5 s



Rys. 6.47. Eksperyment E05a – obliczone i zmierzone głębokości w punktach kontrolnych



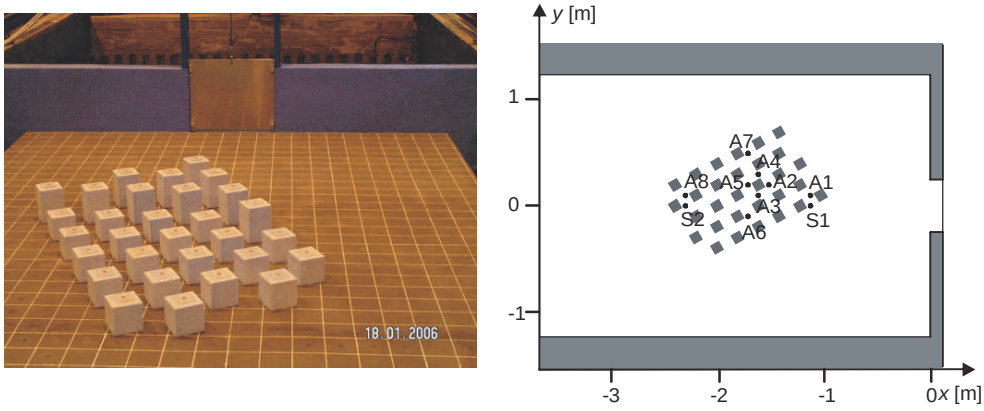
Rys. 6.48. Eksperyment E05b – obliczone i zmierzone głębokości w punktach kontrolnych

6.3.5. Eksperyment E06 – przepływ przez obszar z budynkami ustawionymi ukośnie do osi wyrwy w wale (wersja 1)

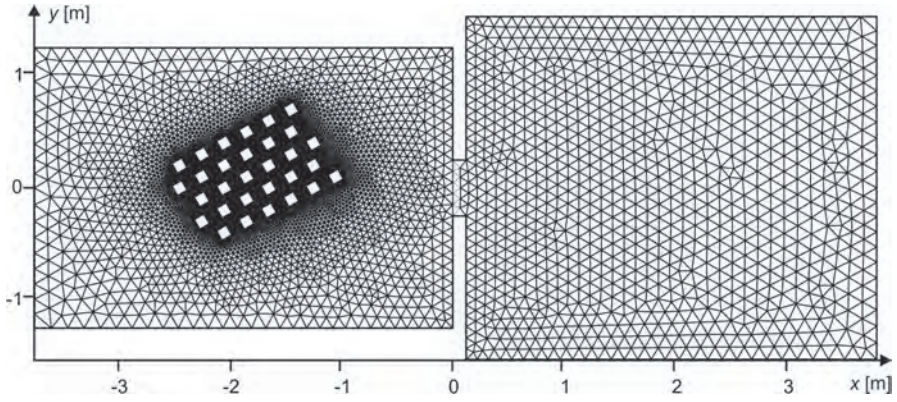
W eksperymencie E06 przebadano przepływ przez schematyczny model zabudowy, w którym bloczki o wymiarach w planie 0,1 m × 0,1 m, imitujące budynki, ustawione były w regularne szeregi, przesunięte względem siebie i nachylone w osi wyrwy pod kątem około 30° (rys. 6.49).

Na potrzeby obliczeń obszar przepływu pokryto siatką złożoną z 11 447 komórek obliczeniowych (rys. 6.50). W celu zwiększenia dokładności obliczeń, w okolicy budynków, siatka została lokalnie zagęszczona. Długość boków trójkątnych komórek obliczeniowych zawierała się w przedziale od 0,02 m wokół i między zabudowaniami do 0,15 m na brzegach obszaru przepływu.

Laboratoryjne i numeryczne badania warunków przepływu przeprowadzono, przyjmując standardowe warunki wyjściowe, opisane na początku rozdziału 6.3. Wyniki pomiarów zmian głębokości, w tych samych, co poprzednio, punktach kontrolnych, przedstawiono w dalszej części tego rozdziału, porównując je z obliczeniami.



Rys. 6.49. Eksperyment E06 – widok ogólny i schemat obszaru zalewu z lokalizacją punktów pomiaru



Rys. 6.50. Eksperyment E06 – siatka numeryczna

Chwilowe układy głębokości i prędkości dla dwóch wybranych momentów eksperymentu E06a pokazano na rysunkach 6.51 i 6.52. Szczegóły rozkładu parametrów przepływu w obszarze zabudowanym dla chwili t = 5 s zaprezentowano na rysunku 6.53.

W przypadku eksperymentu E06 przebieg zjawiska był nieco inny od scenariuszy opisanych wcześniej. Tym razem, uwolniona ze zbiornika woda dociera do pierwszego budynku po około 0,4 s. Po zetknięciu się z zabudowaniami, podobnie jak poprzednio, następuje spiętrzenie wody, ale wskutek ukośnego ustawienia poszczególnych szeregów zabudowań względem głównego kierunku przepływu następuje rozdzielenie fali na narożniku pierwszego budynku. Jednocześnie, odmiennie w stosunku do eksperymentów E04 i E05, spiętrzenie nie przesuwa się w kierunku wyrwy, lecz w postaci dwóch ukośnych odskoków hydraulicznych rozciąga się do granic obszaru przepływu. Układ ten wygląda podobnie jak w eksperymencie E03, dotyczącym ukośnie ustawionego pojedynczego budynku. Spiętrzona przed obszarem zabudowanym woda wpływa częściowo pomiędzy budynki lub opływa obszar zabudowany od zewnątrz, przyspieszając wzdłuż czołowych szeregów zabudowań. Przyspieszeniom towarzyszy widoczna depresja zwierciadła. Zgodnie z oczekiwaniami za obszarem zabudowanym wytwarza się strefa cienia.

Kierunki przepływu wody wewnątrz obszaru zabudowanego wynikają z ułożenia budynków względem siebie. Przed budynkami, od strony wyrwy, tworzą się lokalne spiętrzenia, zaś za nimi depresje i cyrkulacje. Tory ruchu są zgodne z konfiguracją zabudowy. Głównym kierunkiem przepływu jest kierunek wyznaczony przez prostoliniowe kanały, utworzone między poszczególnymi szeregami budynków. W kanałach tych przepływ nabiera cech ruchu jednowymiarowego. Jednocześnie, praktycznie na narożniku każdego z budynków, strumień wody rozdziela się, powodując przemieszczanie się strumieni pomiędzy głównymi kanałami. Przepływ w tym eksperymencie łączy w sobie cechy ruchu, zaobserwowane w dwóch poprzednich przykładach.

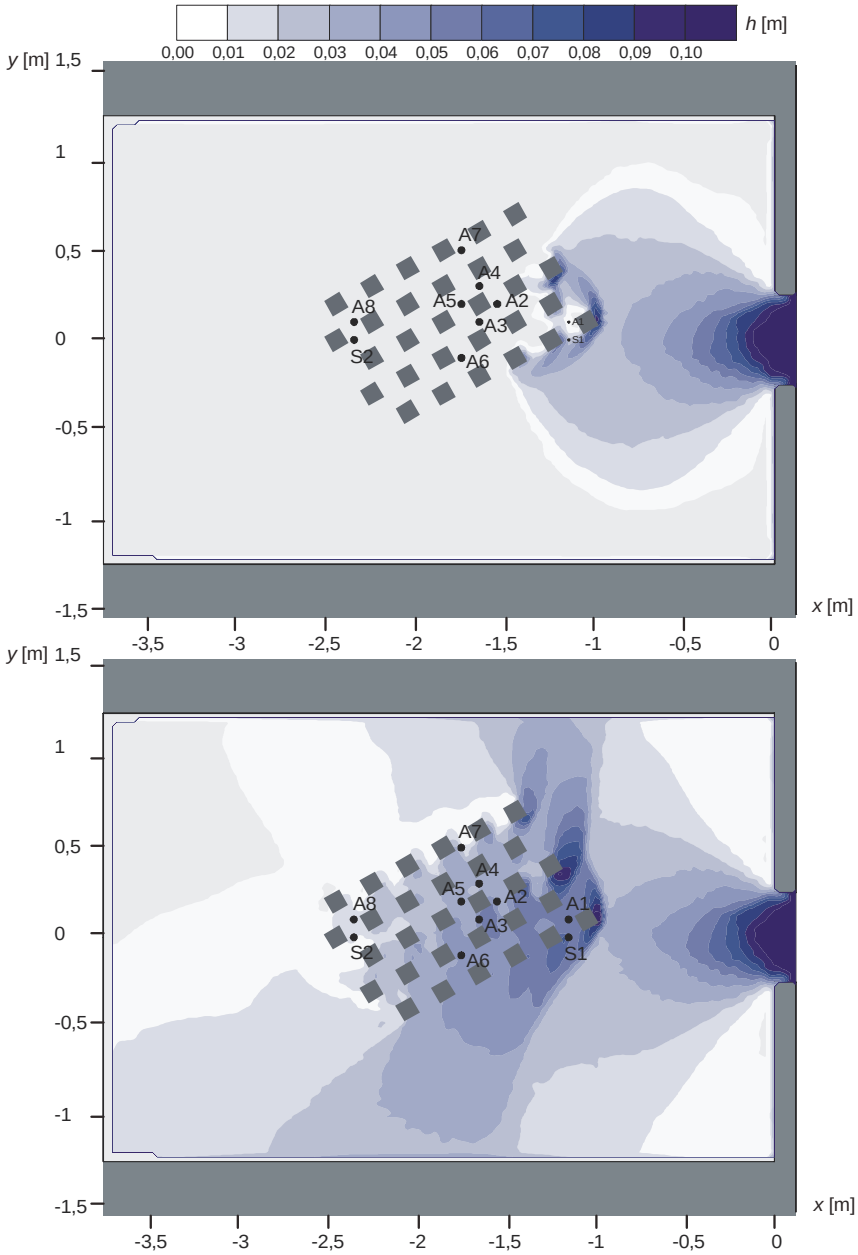
Podobnie jak w poprzednich eksperymentach, przepływ wody na terenie zalewu ma charakter szybkozmienny, o czym świadczy przedstawiony na rysunku 6.54 rozkład wartości liczby Froude'a w dwóch analizowanych w przykładzie momentach czasu. Na rysunkach, kolorem zielonym oznaczono strefę ruchu spokojnego, a pozostałe kolory odpowiadają ruchowi rwącemu. W wyrwie, jak zwykle, następuje przejście z ruchu spokojnego w rwący. Po dotarciu czoła fali do pierwszego rzędu zabudowań, woda wdziera się między budynki w warunkach ruchu rwącego.

Ukośne ustawienie budynków względem głównego kierunku propagacji fali wezbraniowej powoduje, że początkowo spiętrzenia o charakterze ruchu spokojnego powstają tylko lokalnie, w okolicy narożników budynków w pierwszych szeregach zabudowy od strony dopływu.

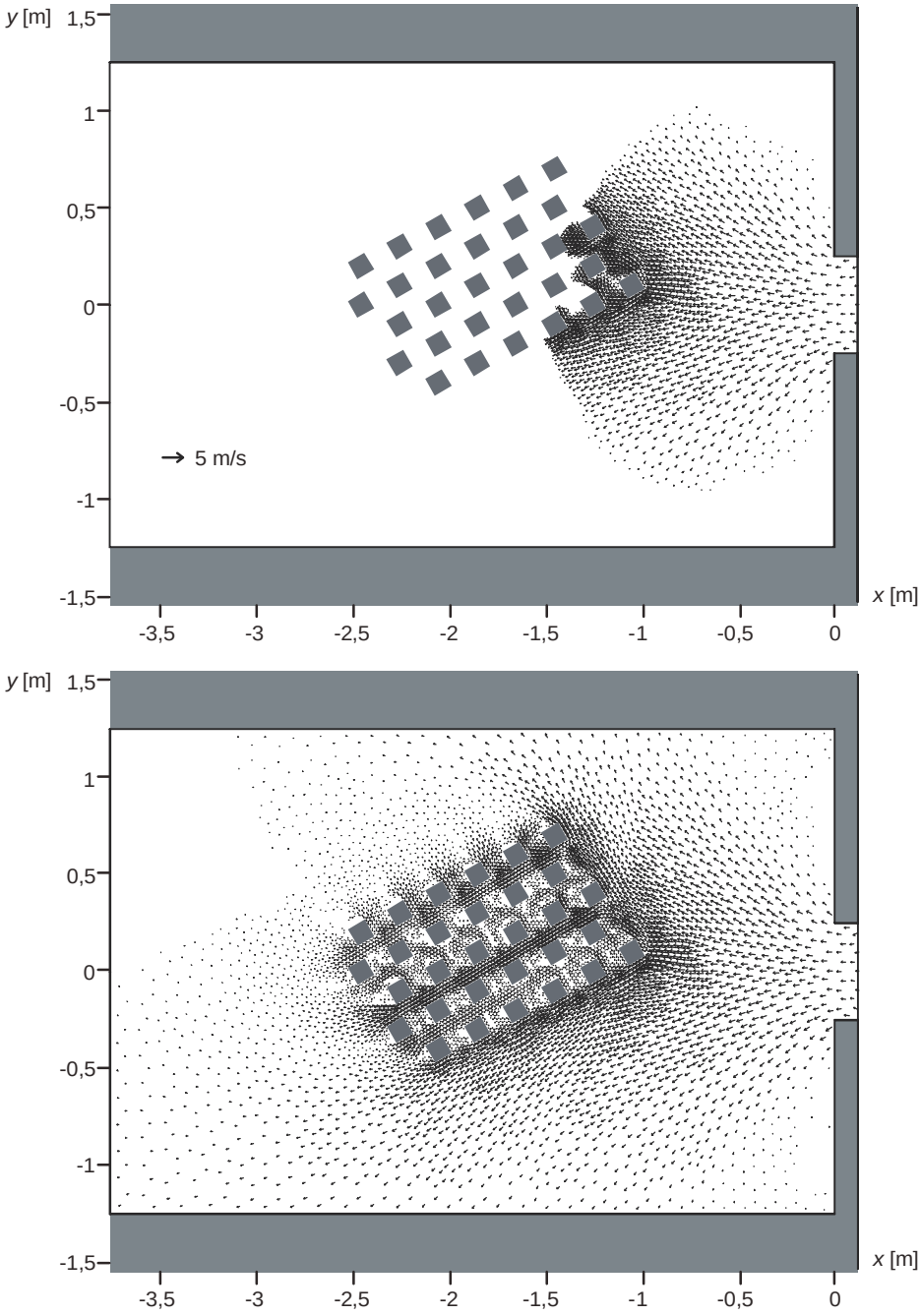
W trakcie trwania zjawiska woda płynie ruchem spokojnym, w niemal całej strefie ograniczonej zarysem obszaru zabudowanego. Wewnątrz tego obszaru, tylko lokalnie w miejscach nagłych przyspieszeń, można zauważyć przejścia do ruchu rwącego. Podobnie, w rejonach wypływu wody poza obszar zabudowań, tam gdzie występują nagłe rozszerzenia przekrojów, występują gwałtowne obniżenia zwierciadła poniżej głębokości krytycznej, powodujące zmianę rodzaju ruchu. Ruch spokojny występuje również poniżej obszaru zabudowanego – w strefie cienia.

Zmierzone i obliczone głębokości w punktach kontrolnych przedstawiono na rysunkach 6.55 i 6.56, odpowiednio dla eksperymentu E06a i E06b. Ponownie uzyskano dość dobrą zgodność pomiarów i obliczeń. Na wykresach można zauważyć pewne powtarzające się rozbieżności, które wystąpiły także w przypadku poprzednich konfiguracji zabudowy. Podobnie jak we wcześniejszych eksperymentach, w niektórych punktach zlokalizowanych

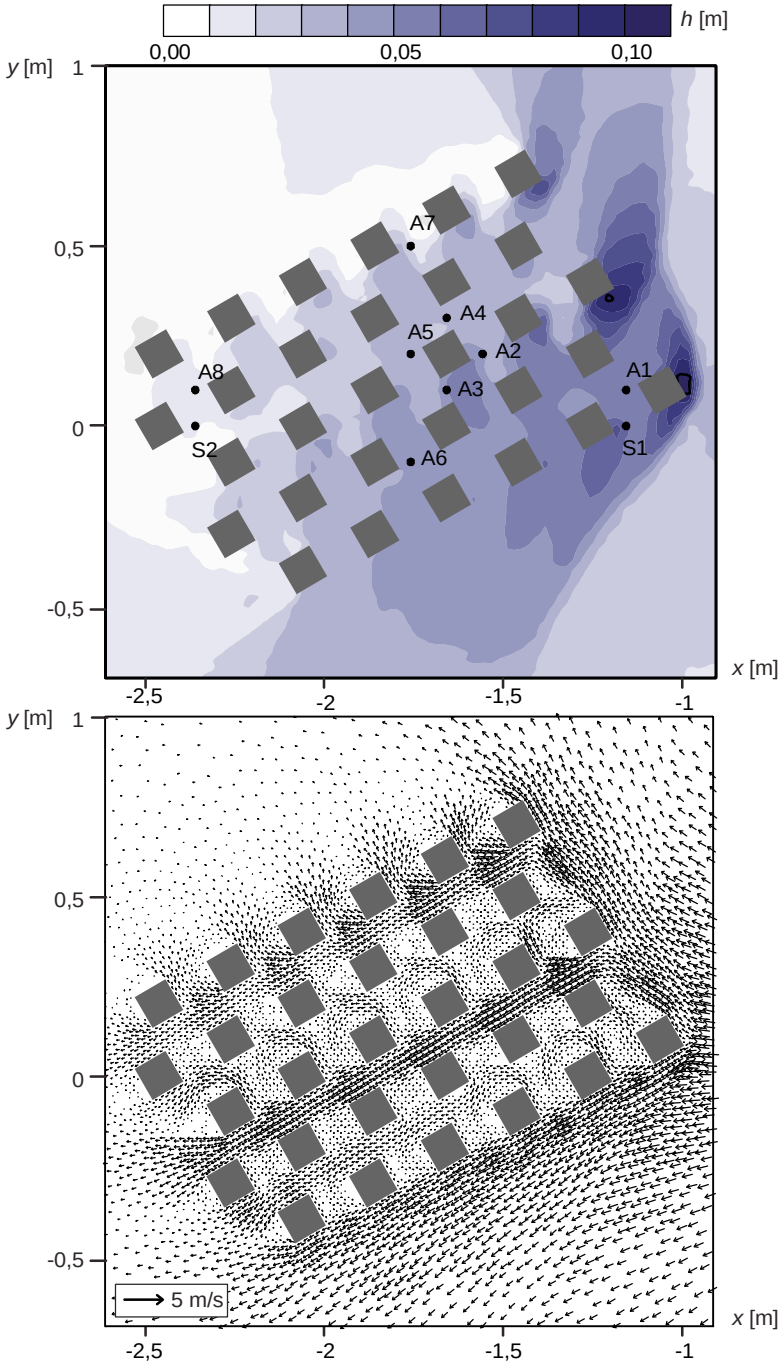
wewnątrz obszaru zabudowanego (np. A1, A4, A5) można zauważyć niedoszacowanie obliczonych głębokości. To powtarzające się – w każdym z analizowanych układów zabudowy – zaniżenie wyników obliczeń potwierdza wniosek o niepełnej reprezentacji oporów ruchu w przyjętym matematycznym modelu przepływu.



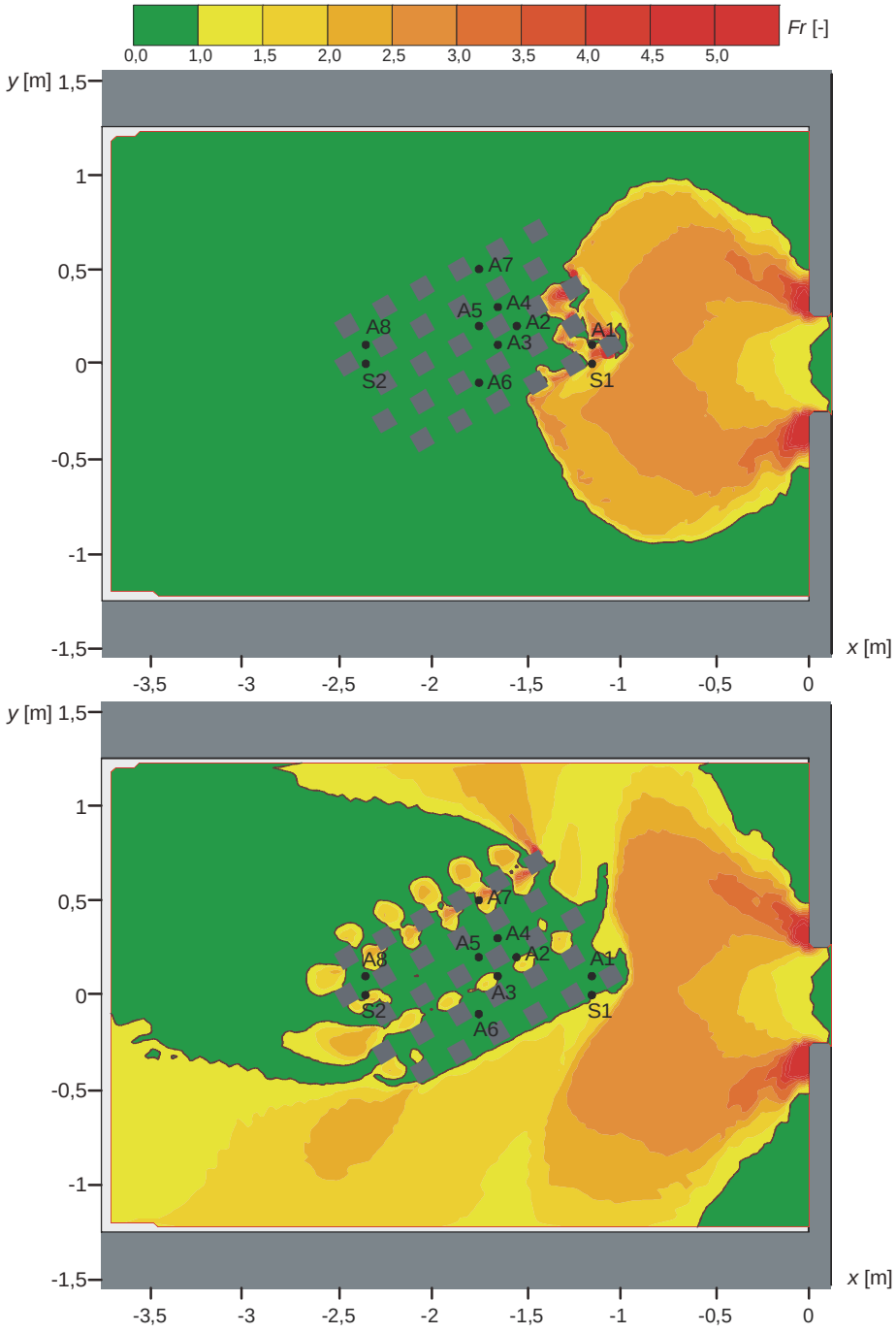
Rys. 6.51. Eksperyment E06a – rozkład głębokości na obszarze zalewu po czasie t = 1 s i t = 5 s



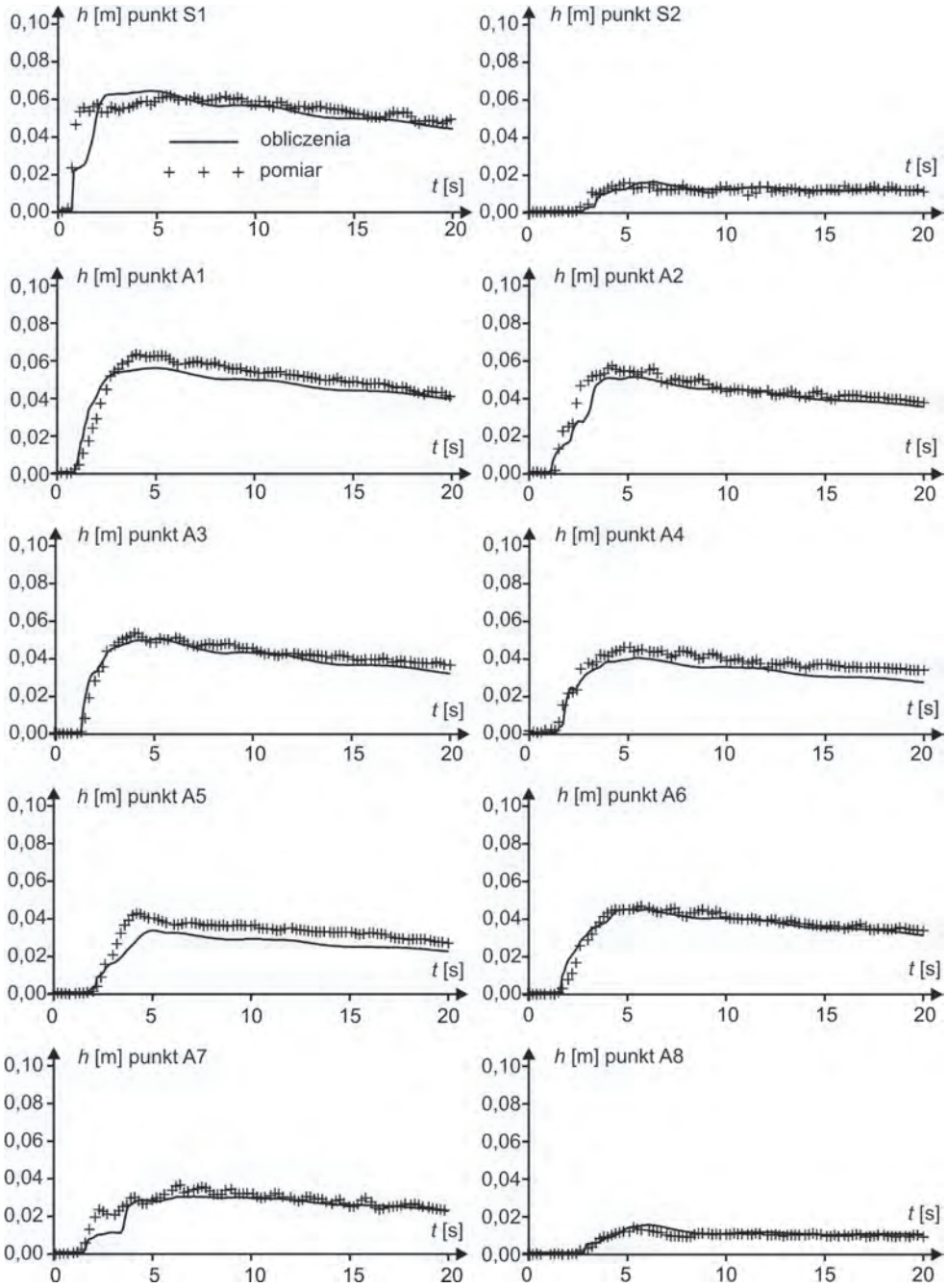
Rys. 6.52. Eksperyment E06a – rozkład prędkości na obszarze zalewu po czasie t = 1 s i t = 5 s



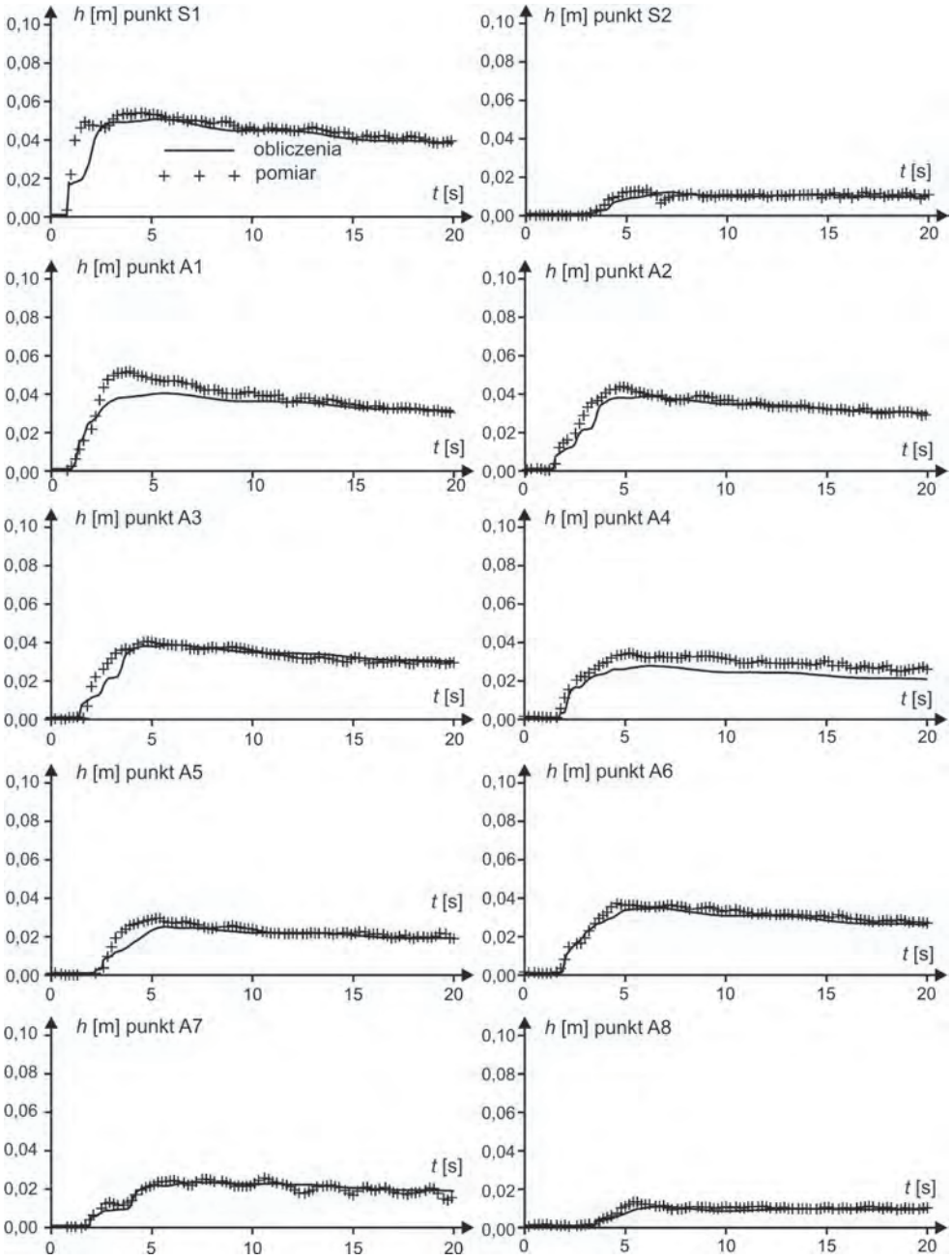
Rys. 6.53. Eksperyment E06a – rozkład głębokości i prędkości w rejonie zabudowy po czasie t = 5 s



Rys. 6.54. Eksperyment E06a – rozkład liczby Froude'a na obszarze zalewu po czasie t = 1 s i t = 5 s



Rys. 6.55. Eksperyment E06a – obliczone i zmierzone głębokości w punktach kontrolnych

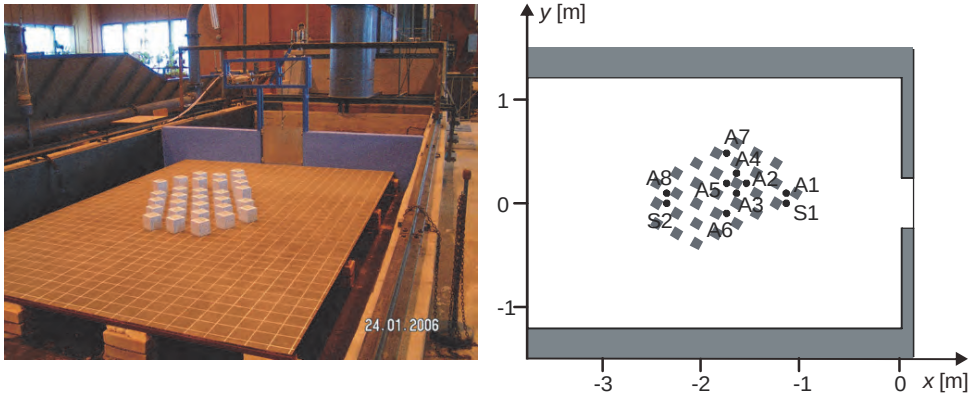


Rys. 6.56. Eksperyment E06b – obliczone i zmierzone głębokości w punktach kontrolnych

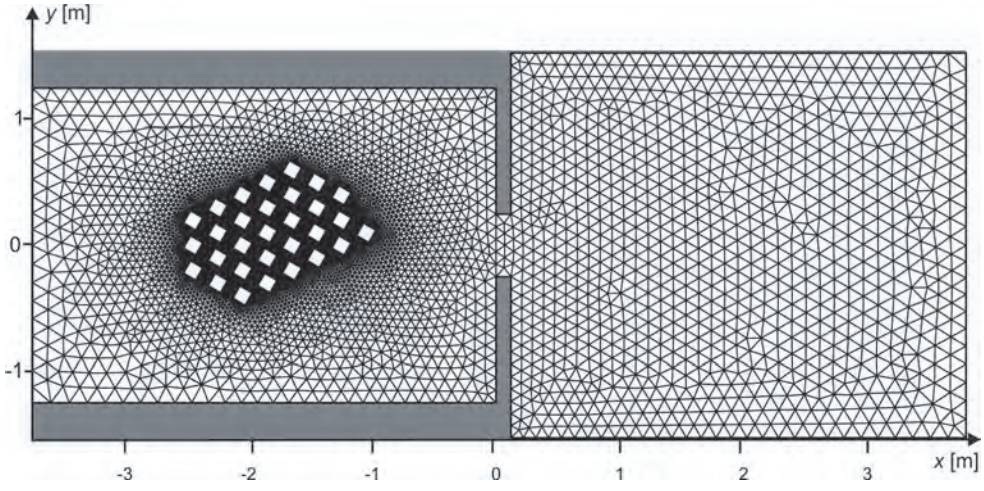
6.3.6. Eksperyment E07 – przepływ przez obszar z budynkami ustawionymi ukośnie do osi wyrwy w wale (wersja 2)

W eksperymencie E07 zbadano przepływ przez schematyczny model zabudowy, w którym bloczki o wymiarach w planie 0,1 m × 0,1 m, imitujące budynki, ustawione były w regularne szeregi, przesunięte względem siebie i nachylone w osi wyrwy pod kątem około 150° (rys. 6.57).

Na potrzeby obliczeń obszar przepływu pokryto siatką złożoną z 11510 komórek obliczeniowych (rys. 6.58). W celu zwiększenia dokładności obliczeń, w okolicy budynków, siatka została lokalnie zagęszczona. Długość boków trójkątnych komórek obliczeniowych zawierała się w przedziale od 0,02 m wokół i między zabudowaniami do 0,15 m na brzegach obszaru przepływu.



Rys. 6.57. Eksperyment E07 – widok ogólny i schemat obszaru zalewu z lokalizacją punktów pomiaru



Rys. 6.58. Eksperyment E07 – siatka numeryczna

Laboratoryjne i numeryczne badania warunków przepływu przeprowadzono, przyjmując standardowe warunki wyjściowe, opisane na początku rozdziału 6.3. Wyniki pomiarów zmian głębokości, w tych samych, co poprzednio, punktach kontrolnych, przedstawiono w dalszej części tego rozdziału, porównując je z obliczeniami.

Chwilowe układy głębokości i prędkości dla dwóch wybranych momentów eksperymentu E07a pokazano na rysunkach 6.59 i 6.60. Szczegóły rozkładu parametrów przepływu w obszarze zabudowanym dla chwili $t = 5$ s zaprezentowano na rysunku 6.61.

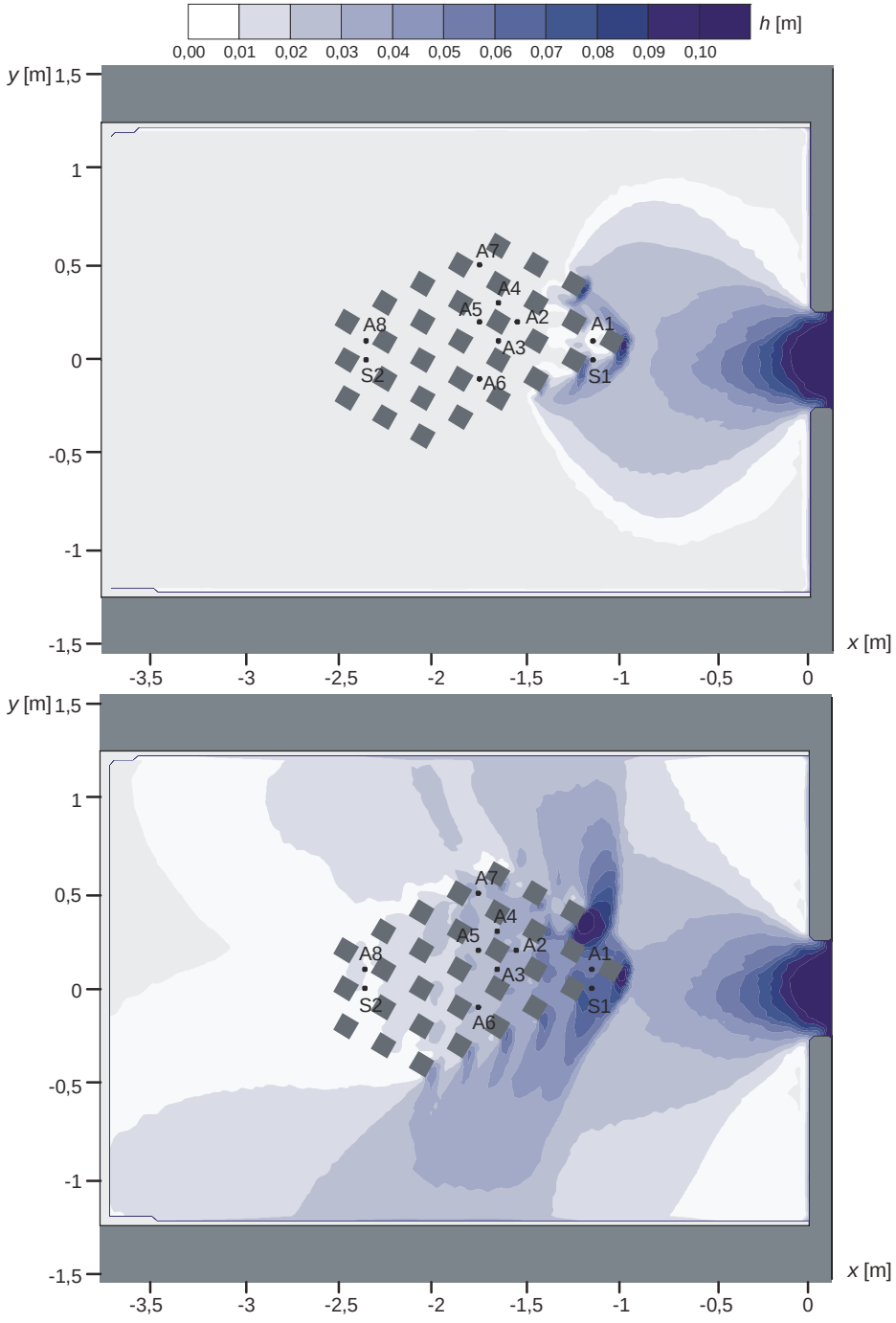
Przebieg eksperymentu E07 był ogólnie podobny do scenariusza poprzedniego – E06. Identycznie jak wcześniej, uwolniona ze zbiornika woda dociera do pierwszego budynku po około 0,4 s. Po zetknięciu się z pierwszymi zabudowaniami, wskutek ukośnego ustawienia szeregów zabudowań, następuje rozdzielenie fali na dwie części opływające obszar zabudowany od zewnątrz. Powstające przed terenem zabudowanym spiętrzenie nie przesuwa się w kierunku wyrwy, lecz w postaci dwóch ukośnych odskoków hydraulicznych rozciąga się do granic obszaru przepływu. Kształt spiętrzenia jest bardzo zbliżony do zaobserwowanego w poprzednim eksperymencie. Spiętrzona przed obszarem zabudowanym woda wpływa częściowo pomiędzy budynki lub opływa obszar zbudowany od zewnątrz, przyspieszając wzdłuż czołowych szeregów zabudowań. Przyspieszeniom towarzyszy widoczna depresja zwierciadła. Za obszarem zabudowanym wytwarza się strefa cienia.

Jest widoczne, że kierunki przepływu wody wewnątrz obszaru zabudowanego wynikają z ułożenia budynków względem siebie i w związku z tym są inne niż w eksperymencie E06. Odmienna konfiguracja kanałów powoduje nieco mniejsze niż poprzednio napełnienia na obszarze zabudowanym. Przed budynkami, od strony wyrwy, tworzą się lokalne spiętrzenia, zaś za nimi depresje i cyrkulacje. Pole prędkości jest zgodne z konfiguracją zabudowy. Podstawowym kierunkiem przepływu jest kierunek wyznaczony przez prostoliniowe kanały. Jednocześnie w początkowych odcinkach tory ruchu przecinają poszczególne równoległe kanały, powodując przepływ wody między nimi.

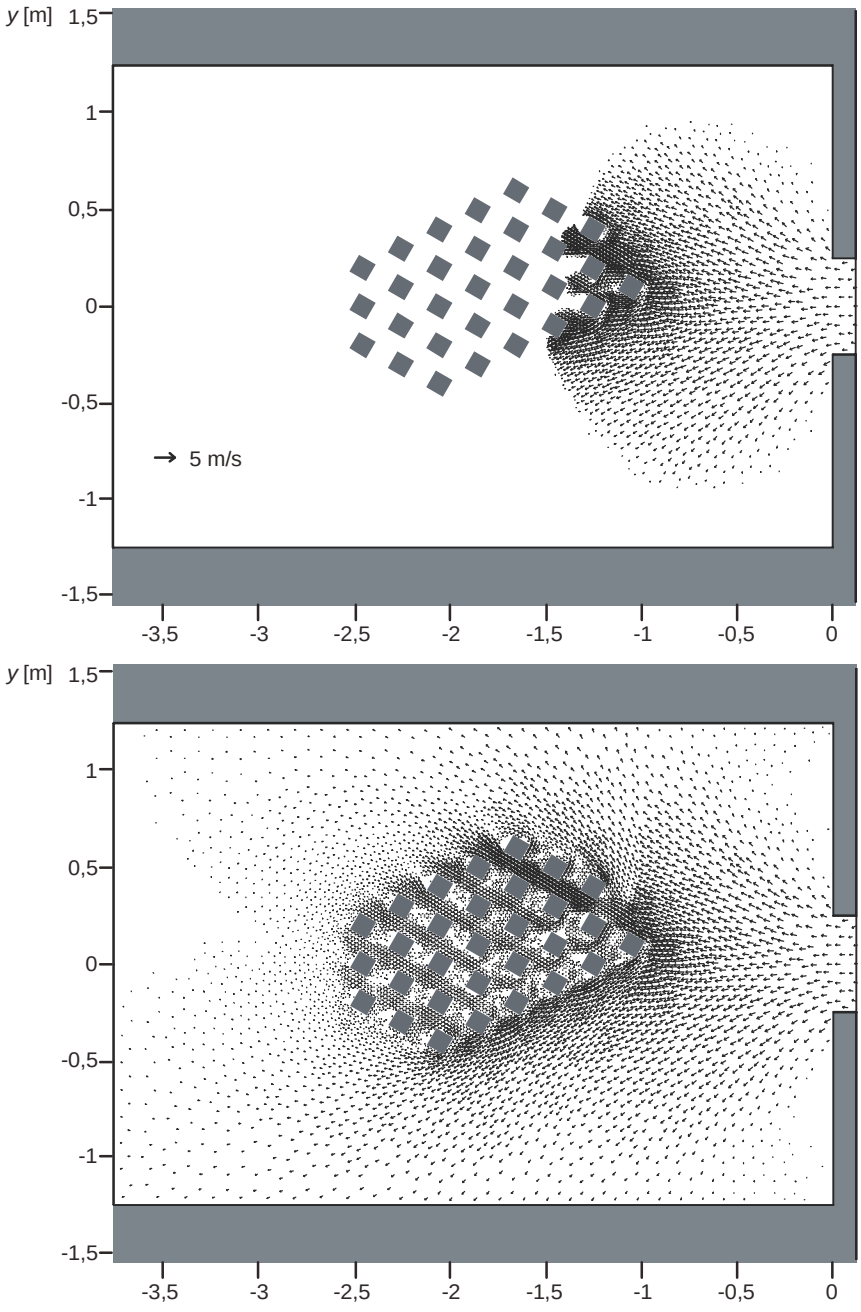
Podobnie jak w eksperymencie E06, przepływ wody na terenie zalewu ma charakter szybkozmienny. Na rysunku 6.62 przedstawiono rozkład wartości liczby Froude'a w dwóch rozważanych w przykładzie momentach czasu. Na rysunkach, w kolorze zielonym, oznaczono strefę ruchu spokojnego, a pozostałe kolory odpowiadają ruchowi rwącemu. W wyrwie następuje przejście z ruchu spokojnego w rwący. Po dotarciu czoła fali do pierwszego rzędu zabudowań, woda wdziera się między budynki w warunkach ruchu rwącego. Ustawienie budynków powoduje, że spiętrzenia o charakterze ruchu spokojnego powstają lokalnie, przed budynkami, w pierwszych szeregach zabudowy od strony dopływu.

W trakcie trwania zjawiska woda płynie ruchem spokojnym na większej części obszaru zabudowanego. Wewnątrz tego obszaru, wzdłuż prostoliniowych kanałów, można zaobserwować przejścia do ruchu rwącego. W miejscach tych występują nagłe przyspieszenia i depresje zwierciadła. W rejonach wypływu wody poza obszar zabudowań również występują gwałtowne obniżenia zwierciadła poniżej głębokości krytycznej, powodujące zmianę rodzaju ruchu. Ruch spokojny cechuje również przepływ poniżej obszaru zabudowanego – w strefie cienia.

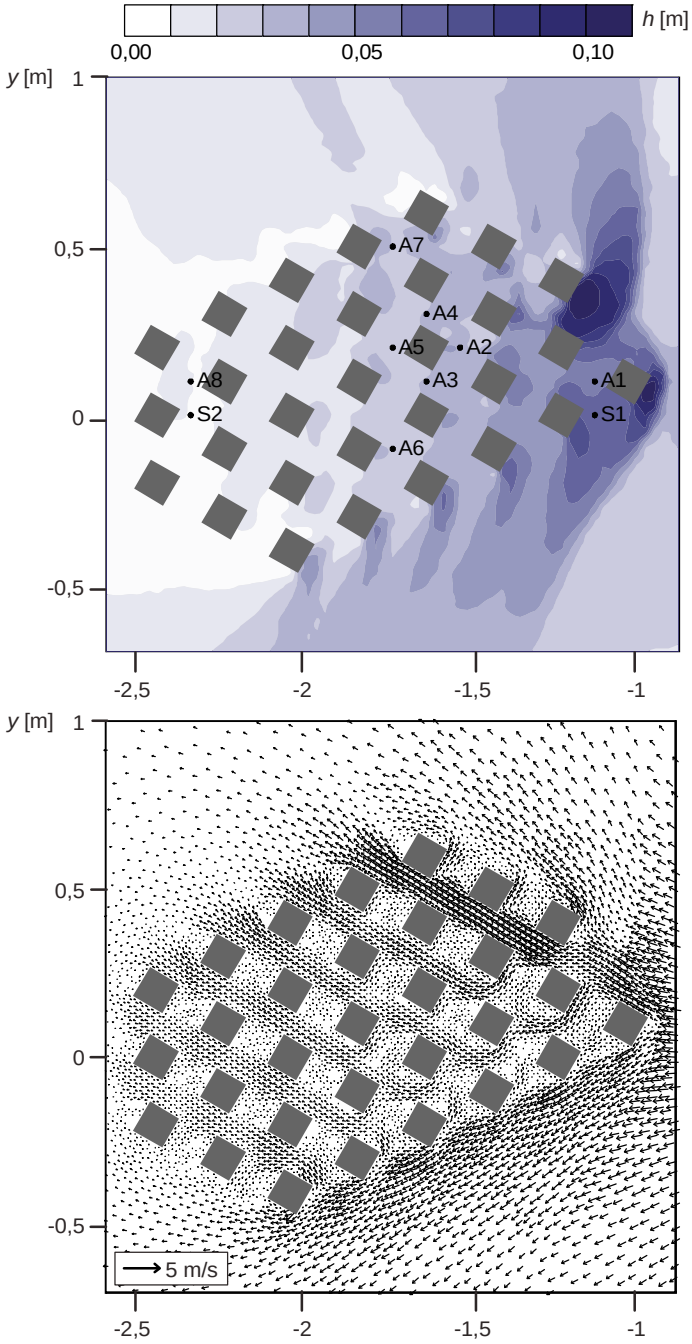
Zmierzone i obliczone głębokości w punktach kontrolnych przedstawiono na rysunkach 6.63 i 6.64, odpowiednio dla eksperymentu E07a i E07b. Ponownie uzyskano dość dobrą zgodność pomiarów i obliczeń. Tak samo, jak we wcześniejszych eksperymentach, w punktach zlokalizowanych wewnątrz obszaru zabudowanego zwykle obserwuje się niedoszacowanie obliczonych wielkości głębokości. Jak wspomniano wcześniej, zaniżenie wyników obliczeń wynika prawdopodobnie z uproszczonego opisu oporów ruchu w przyjętym modelu przepływu.



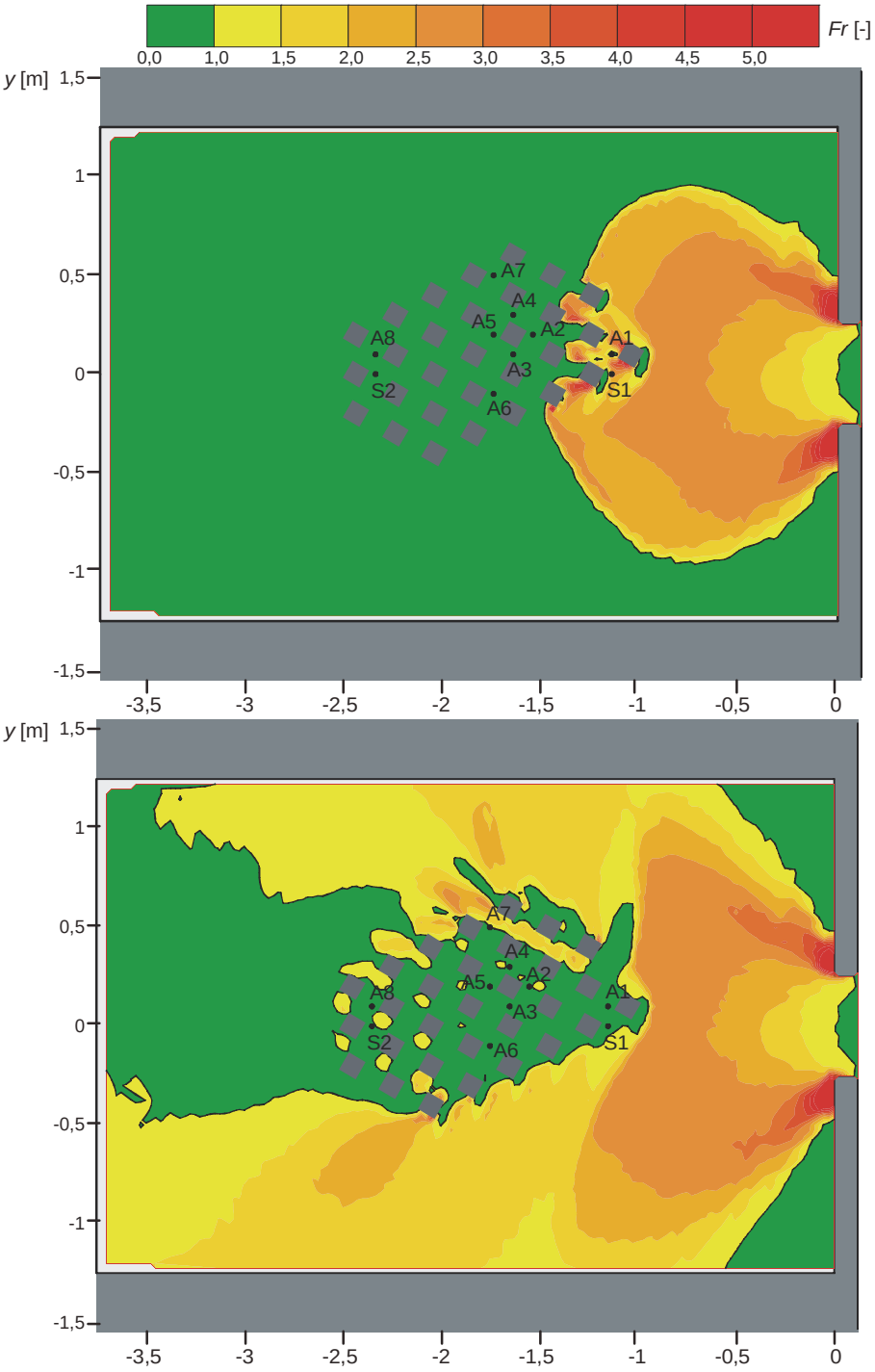
Rys. 6.59. Eksperyment E07a – rozkład głębokości na obszarze zalewu po czasie t = 1 s i t = 5 s



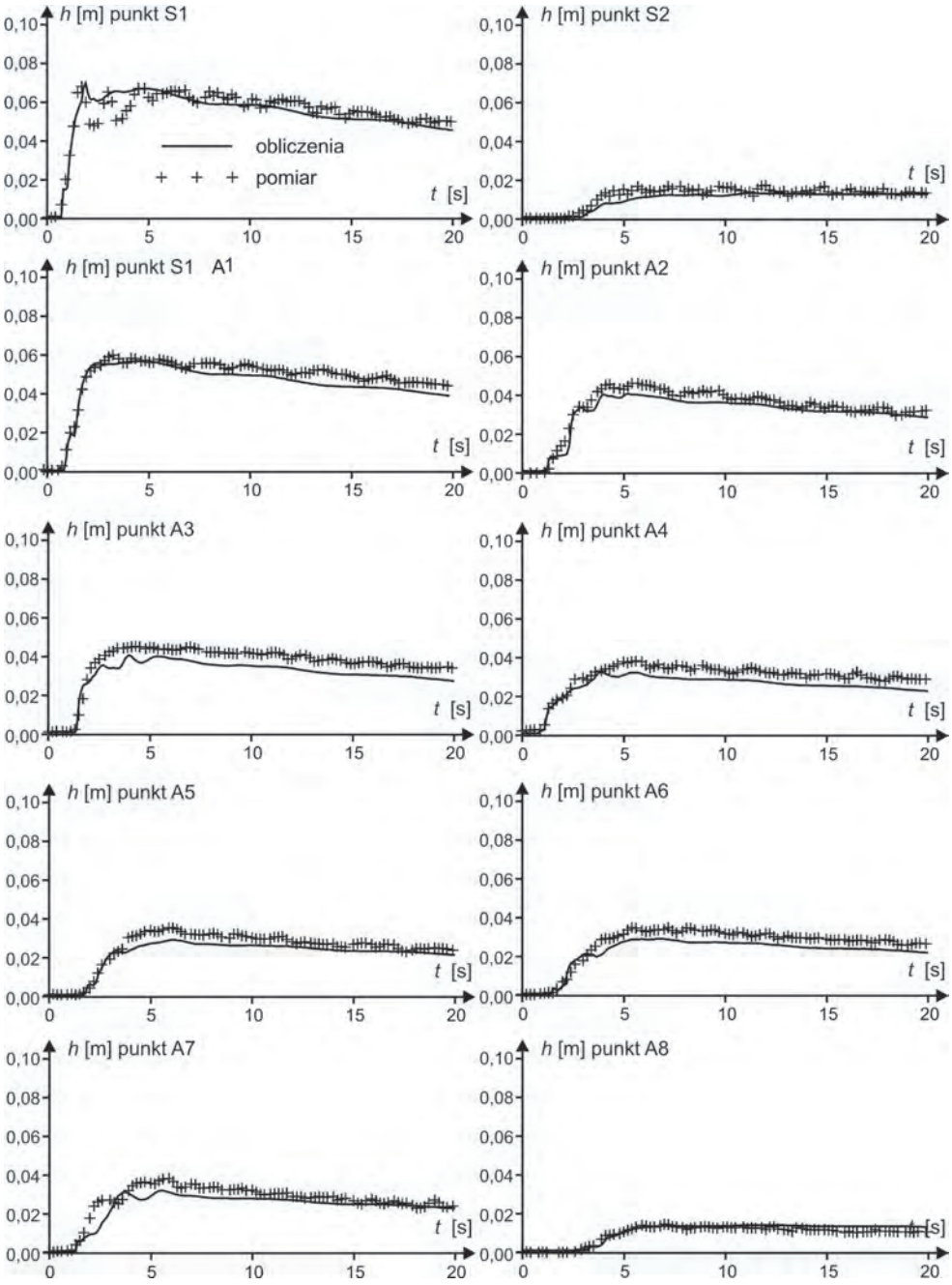
Rys. 6.60. Eksperyment E07a – rozkład prędkości na obszarze zalewu po czasie t = 1 s i t = 5 s



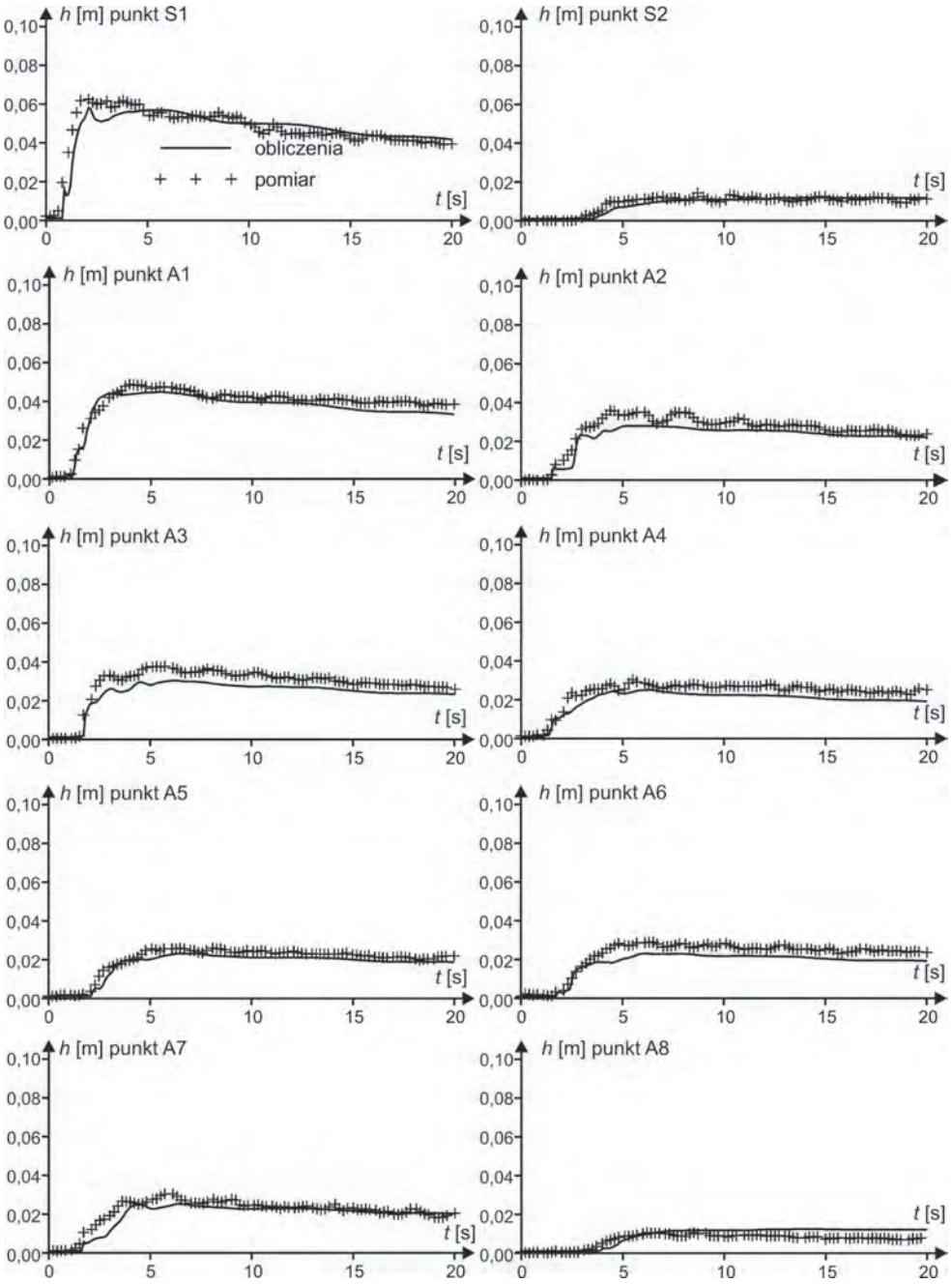
Rys. 6.61. Eksperyment E07a – rozkład głębokości i prędkości w rejonie zabudowy po czasie t = 5 s



Rys. 6.62. Eksperyment E07a – rozkład liczby Froude'a na obszarze zalewu po czasie t = 1 s i t = 5 s



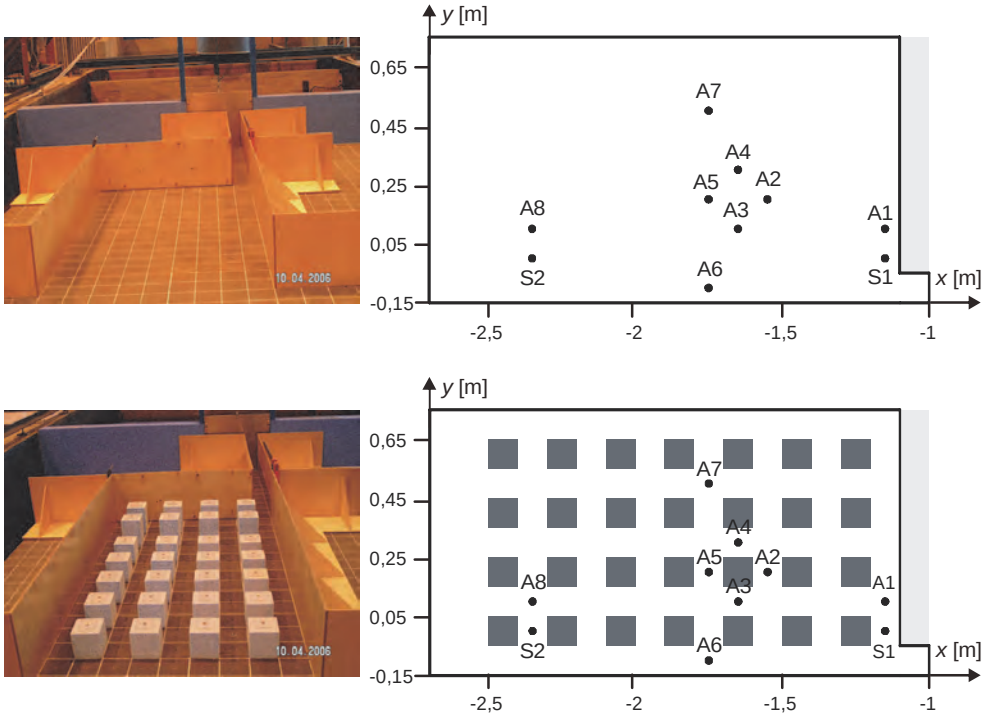
Rys. 6.63. Eksperyment E07a – obliczone i zmierzone głębokości w punktach kontrolnych



Rys. 6.64. Eksperyment E07b – obliczone i zmierzone głębokości w punktach kontrolnych

6.3.7. Eksperymenty E08 i E09 – przepływ przez jednostronnie rozszerzony obszar zalewu

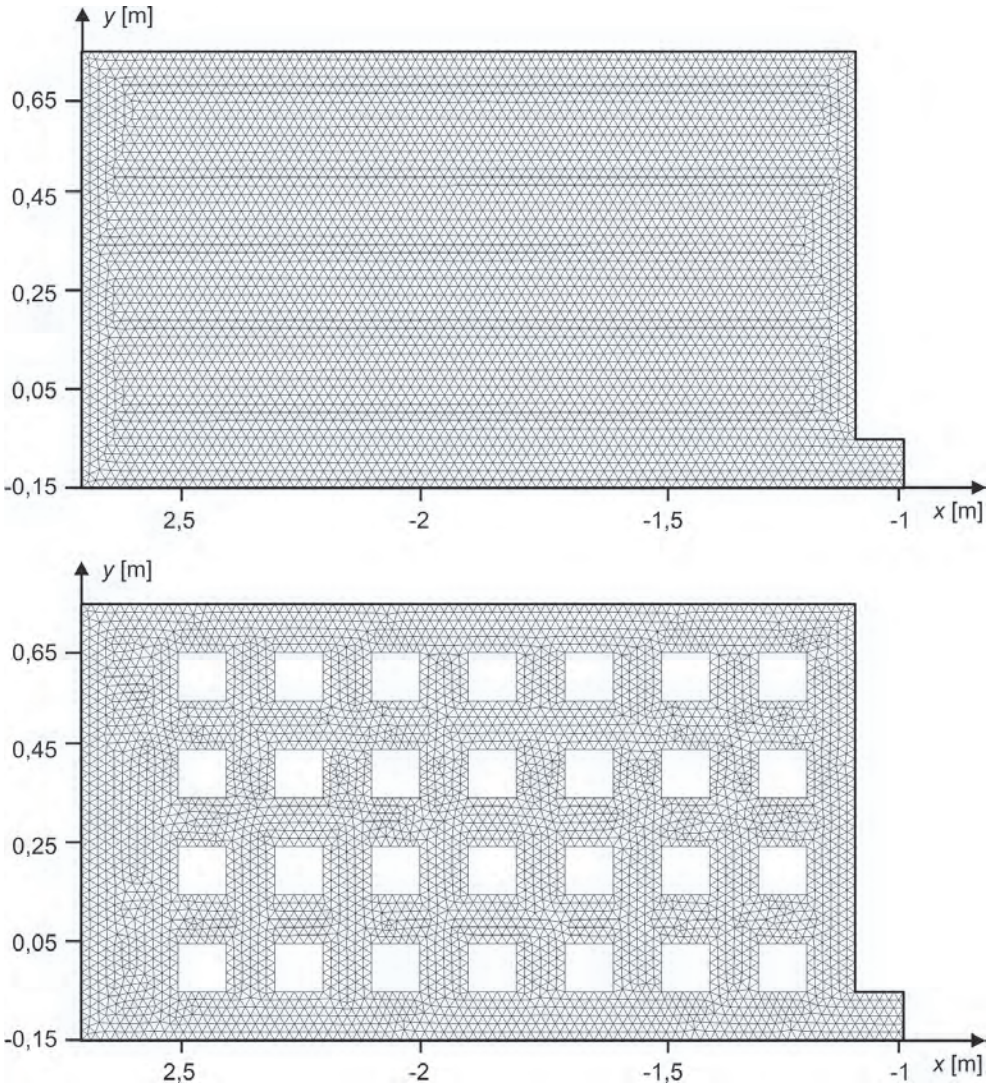
Dwa ostatnie z wykonanych eksperymentów poświęcono analizie przepływu przez obszar zalewowy, który charakteryzował się nagłym, jednostronnym rozszerzeniem przekroju. Geometrię obszaru przepływu przedstawiono na rysunku 6.65. Poniżej wyrwy zainstalowano ścianki, wykonane z wodoodpornej sklejki, które wyznaczały zamknięte granice rozpatrywanego obszaru. Bezpośrednio poniżej wyrwy rozpoczynał się kanał o szerokości 0,1 m i długości 1,1 m. Następnie kanał rozszerzał się do szerokości 0,9 m. Długość szerszego odcinka wynosiła 1,6 m. W eksperymentach odtworzono przebieg zalewu w przypadku terenu bez zabudowy (eksperyment E08) i obszaru zabudowanego (eksperyment E09). W drugim z eksperymentów bryły o wymiarach w planie 0,1 m × 0,1 m, imitujące budynki, ustawione były w regularne szeregi, tworząc układ prostopadłych, prostoliniowych kanałów.



Rys. 6.65. Eksperymenty E08 i E09 – widok ogólny i schemat fragmentu obszaru zalewu z lokalizacją punktów pomiaru

Obszar przepływu pokryto siatką złożoną z 11767 i 10793 komórek obliczeniowych (rys. 6.66), odpowiednio dla eksperymentu E08 i E09. Na całym obszarze zalewu przyjęto stałą długość boków trójkątnych komórek obliczeniowych równą 0,02 m.

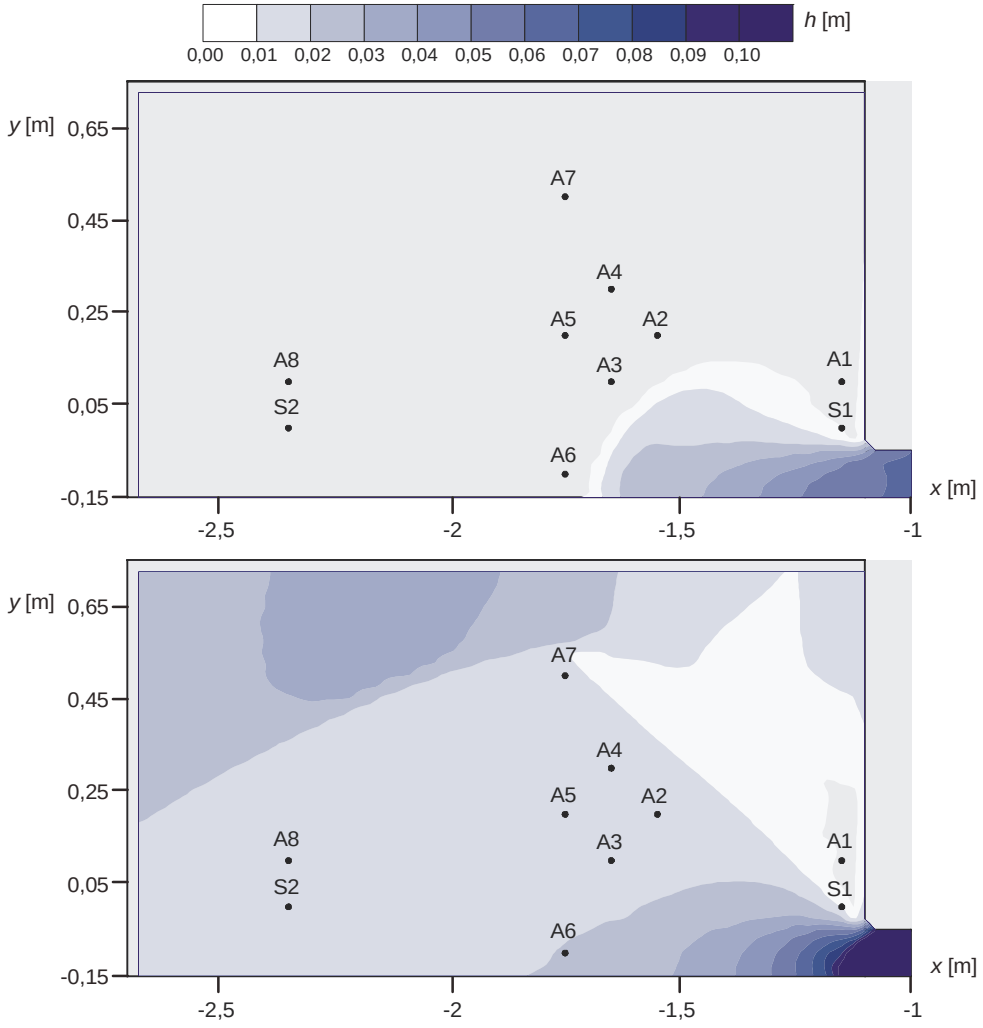
Laboratoryjne i numeryczne badania warunków przepływu przeprowadzono przyjmując, w obu eksperymentach, standardowe warunki wyjściowe, opisane na początku rozdziału 6.3. Wyniki pomiarów zmian głębokości w przyjętych punktach kontrolnych przedstawiono w dalszej części tego rozdziału, porównując je z obliczeniami i zestawiając eksperymenty.



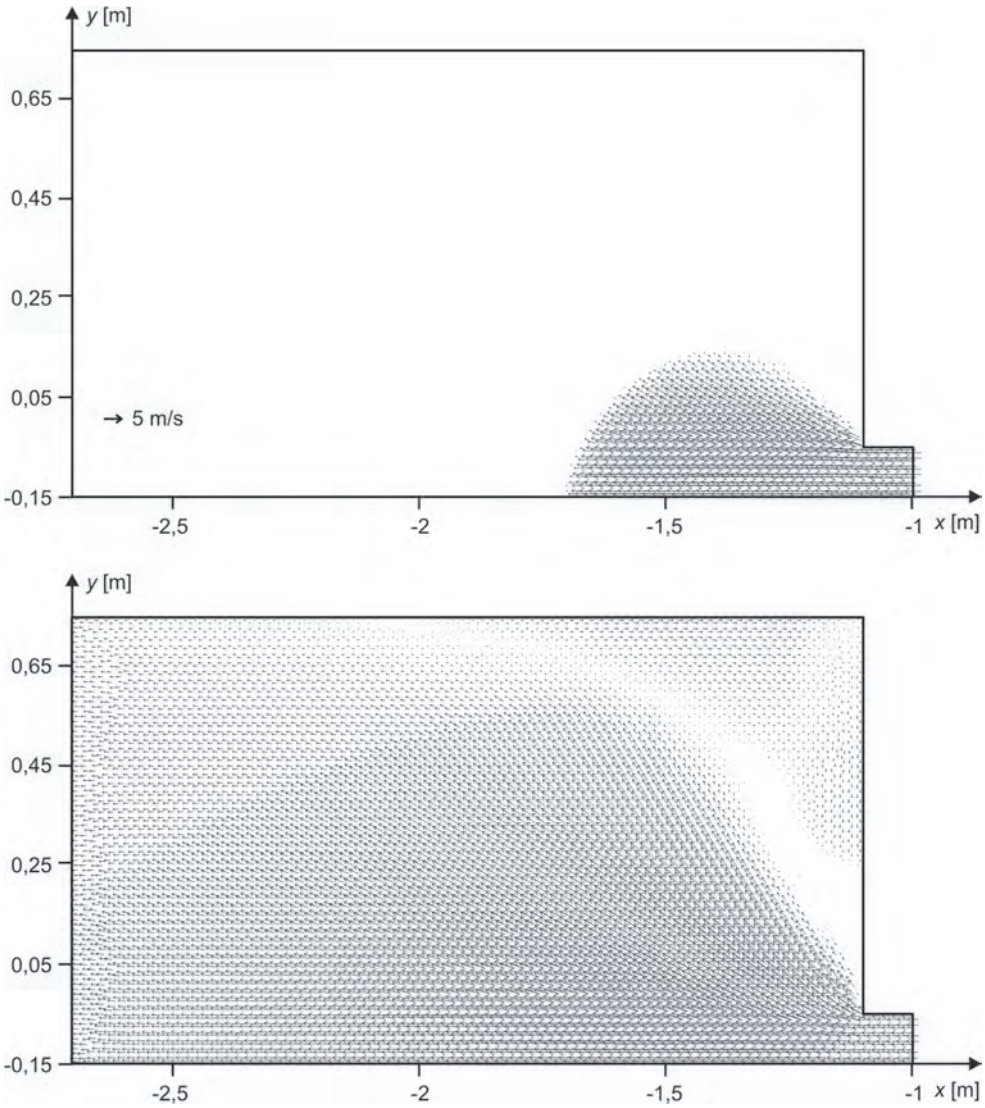
Rys. 6.66. Eksperymenty E08 i E09 – fragmenty siatek numerycznych

Chwilowe układy głębokości i prędkości dla dwóch wybranych momentów eksperymentów E08a i E09a pokazano odpowiednio na rysunkach 6.67 i 6.68 oraz 6.69 i 6.70. Przebieg eksperymentu E08 był następujący. Uwolniona ze zbiornika woda w pierwszym momencie płynie wzdłuż prostoliniowego kanału, by po czasie około 0,2 s wypłynąć w postaci dwuwymiarowej fali wezbraniowej na szerszą część obszaru zalewu. Następnie czoło fali przemieszcza się w kierunku brzegów obszaru przepływu. Po niecałych 2 sekundach dociera ono do brzegu otwartego, przez który następuje odpływ poza stanowisko pomiarowe. Nieco później, fala dopływająca do zamkniętego brzegu bocznego odbija się tam, formując ukośny odskok hydrauliczny. W takiej formie przepływ trwa do końca eksperymen-

tu. Zupełnie inaczej przebiegał przepływ przez obszar zalewu w przypadku, gdy na jego powierzchni rozstawione były przeszkody imitujące zabudowę (eksperyment E09). Tym razem fala wezbraniowa, zaraz po wypłynięciu z prostoliniowego kanału, nie rozprzestrzenia się dwukierunkowo przez cały obszar, a kierunki przepływu są zależne od konfiguracji zabudowy. Czoło fali spiętrzenia najszybciej przemieszcza się wzdłuż linii wyznaczonej przez oś wąskiego kanału. W miarę przekraczania przez front fali kolejnych prostopadłych kanałów wyznaczanych przez budynki, woda wdziera się nimi do wnętrza obszaru zabudowanego. W miarę upływu czasu obszar zabudowany wypełnia się wodą.



Rys. 6.67. Eksperyment E08a – rozkład głębokości na obszarze zalewu po czasie t = 1 s i t = 5 s

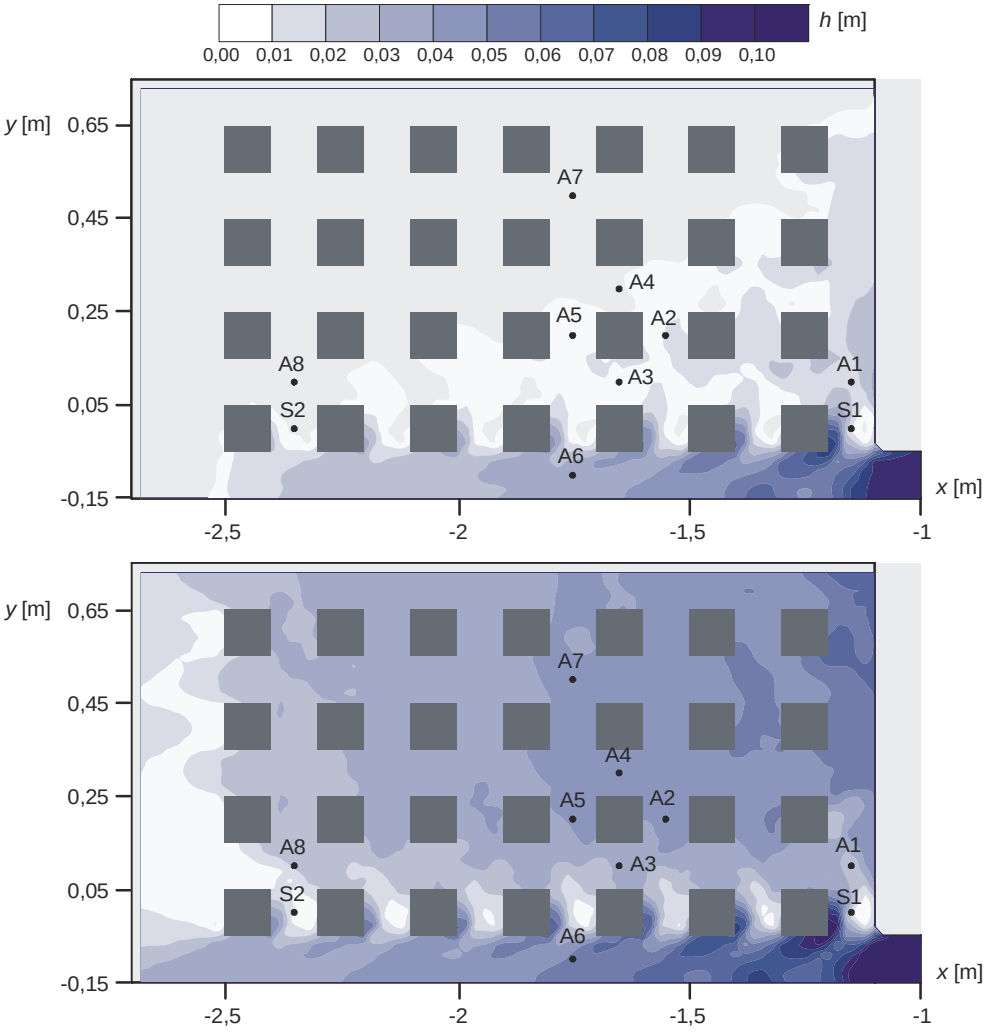


Rys. 6.68. Eksperyment E08a – rozkład prędkości na obszarze zalewu po czasie $t = 1$ s i $t = 5$ s

Podobnie jak we wszystkich wcześniejszych doświadczeniach, zarówno w eksperymencie E08, jak i E09 przepływ wody ma charakter szybkozmienny. Na rysunkach 6.71 i 6.72 przedstawiono rozkład wartości liczby Froude'a w dwóch analizowanych w przykładzie momentach czasu, odpowiednio dla każdego z eksperymentów.

Na rysunkach, kolorem zielonym oznaczono strefę ruchu spokojnego, a pozostałe kolory odpowiadają ruchowi rwącemu. W eksperymencie E08, wypływ wody z wąskiego kanału na rozszerzony obszar zalewu następuje w warunkach ruchu rwącego. Ten rodzaj ruchu charakteryzuje propagację fali wezbraniowej aż do momentu zderzenia czoła fali ze ścianą ograniczającą obszar przepływu. W tym miejscu następuje odbicie fali, powodujące

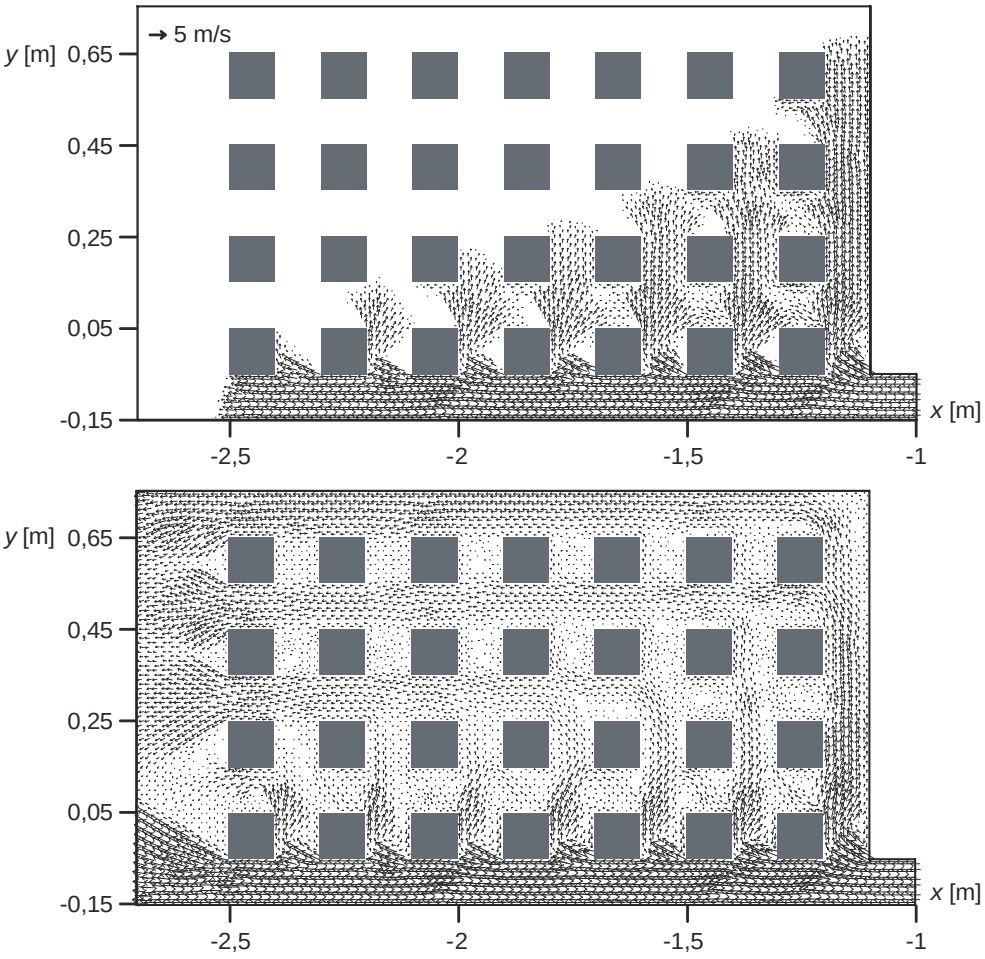
powstanie ukośnego odskoku hydraulicznego, a co za tym idzie, zmianę ruchu rwącego w spokojny. Strefa ruchu spokojnego rozciąga się także w okolicach narożnika ograniczonego prostopadłymi ściankami. W tym rejonie występują prędkości zwrotne, cyrkulacje, a także strefy martwe.



Rys. 6.69. Eksperyment E09a – rozkład głębokości na obszarze zalewu po czasie t = 1 s i t = 5 s

W eksperymencie E09, w miejscu wypływu wody na rozszerzony obszar występuje lokalna depresja zwierciadła, a przepływ jest rwący. W takich warunkach woda płynie wzdłuż osi głównego kierunku przepływu i wdziera się między budynki. W tej pierwszej fazie przepływu, spiętrzenia o charakterze ruchu spokojnego powstają lokalnie przed budynkami od strony dopływu. W trakcie trwania zjawiska woda wypełnia ograniczony ściankami obszar zabudowany i płynie tam ruchem spokojnym. Tylko miejscowo można

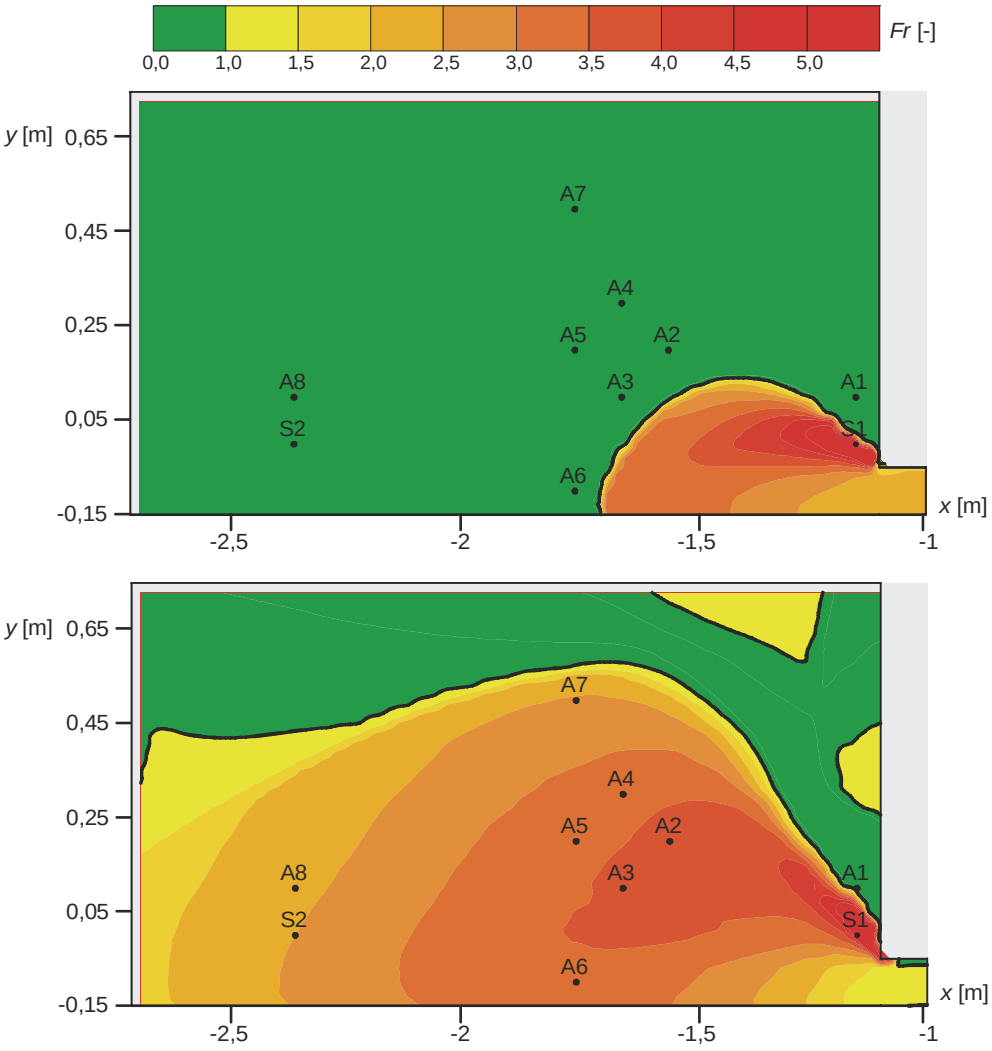
zaobserwować przejścia do ruchu rwącego w rejonach dopływu i odpływu wody przez granice obszaru zabudowanego. W miejscach tych występują nagłe przyspieszenia i depresje zwierciadła.



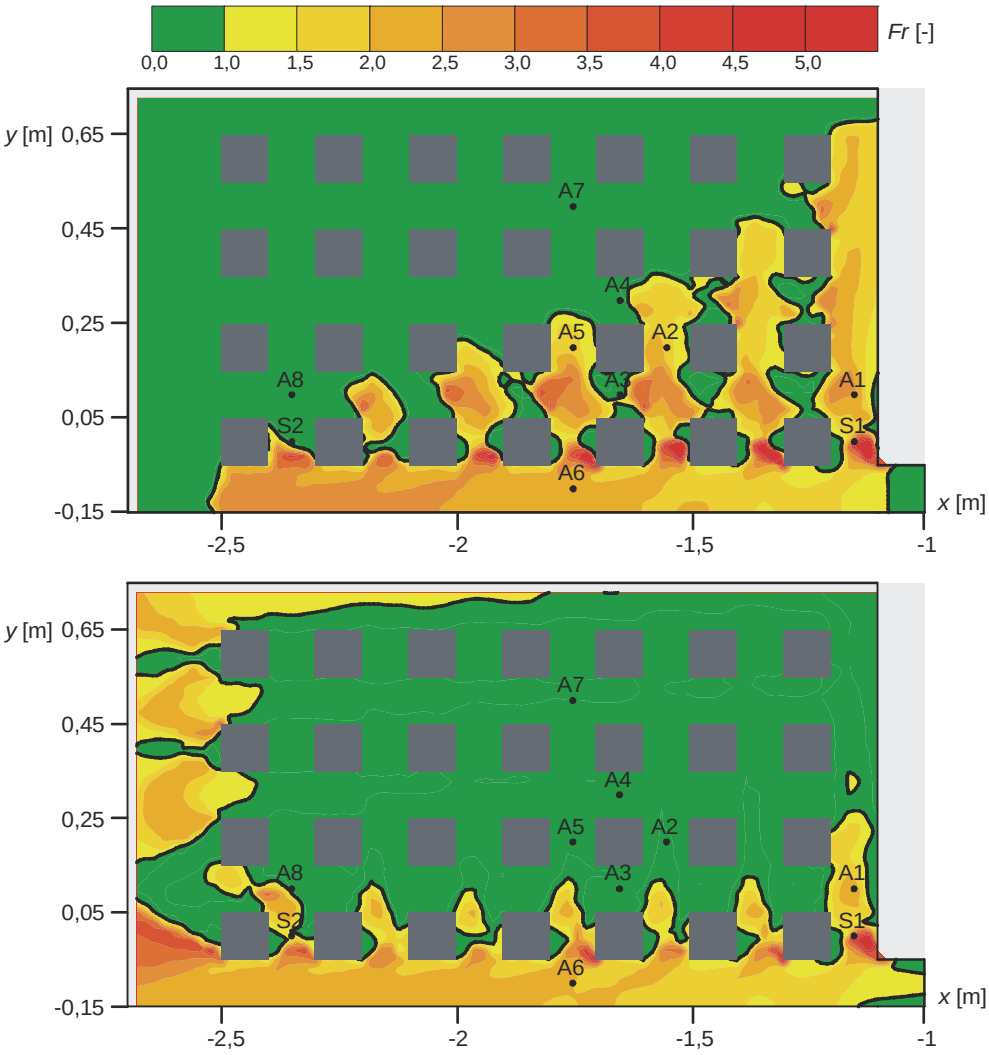
Rys. 6.70. Eksperyment E09a – rozkład prędkości na obszarze zalewu po czasie $t = 1$ s i $t = 5$ s

Zmierzone i obliczone głębokości w punktach kontrolnych przedstawiono na rysunkach 6.73 i 6.74, zestawiając na nich wyniki z eksperymentów E08 i E09, odpowiednio dla dwóch scenariuszy przepływu. Bardzo dobrą zgodność pomiarów i obliczeń uzyskano w eksperymencie E08, czyli dla sytuacji, gdy obszar zalewu był pozbawiony zabudowy. Prawidłowe odwzorowanie prędkości propagacji czoła fali wezbraniowej oraz wartości obliczonych głębokości potwierdza skuteczność modelu przepływu wody płytkiej w symulacji przepływu powodziowego na terenach naturalnych, niezabudowanych. Na wykresach można zauważyć jednak rozbieżności obserwacji i obliczeń w przypadku przepływu przez obszar zabudowany. Podstawowe różnice, to rozbieżność czasów wystąpienia nagłych przyrostów głębokości w punktach S1, S2 i A8 oraz odtworzenie w obliczeniach dla punktu A1

przyrostu głębokości niezanotowanego przez przyrząd pomiarowy. Pierwsze z wymienionych punktów leżą w miejscach, w których tworzą się spiętrzenia przy narożnikach domów, a kierunek przepływu zmienia się o 90°. Mimo niewielkiego przesunięcia w czasie spiętrzeń, prawidłowo odwzorowane są ich rzeczywiste głębokości. Punkt A1 leży w rejonie bardzo złożonego przepływu, pomiędzy cyrkulacją obserwowaną między dwoma sąsiednimi zabudowaniami, spiętrzeniem występującym przy budynkach oraz przepływem zwrotnym wzdłuż ścianki prostopadłej do głównego kierunku przepływu.

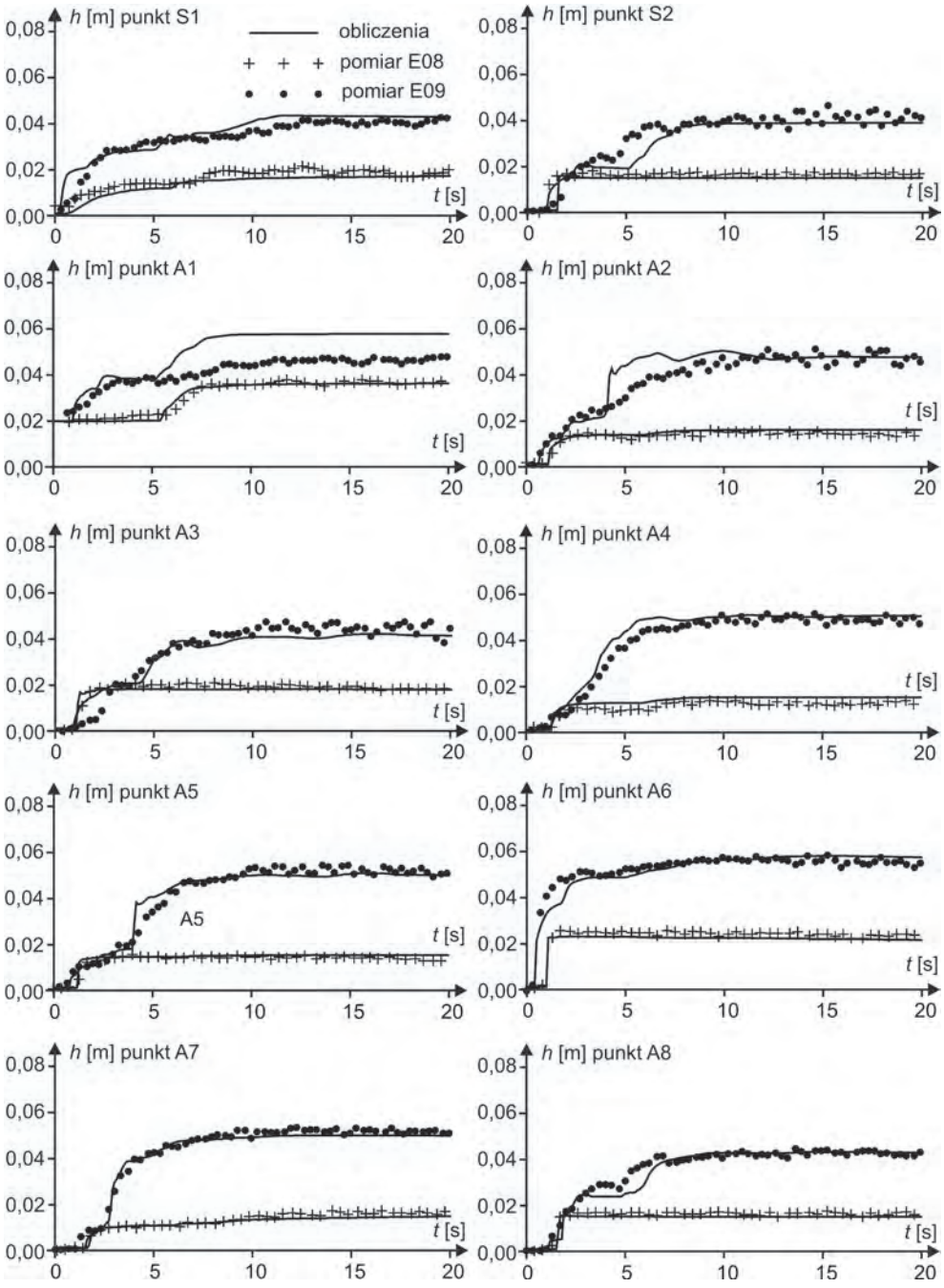


Rys. 6.71. Eksperyment E08a – rozkład liczby Froude'a na obszarze zalewu po czasie t = 1 s i t = 5 s

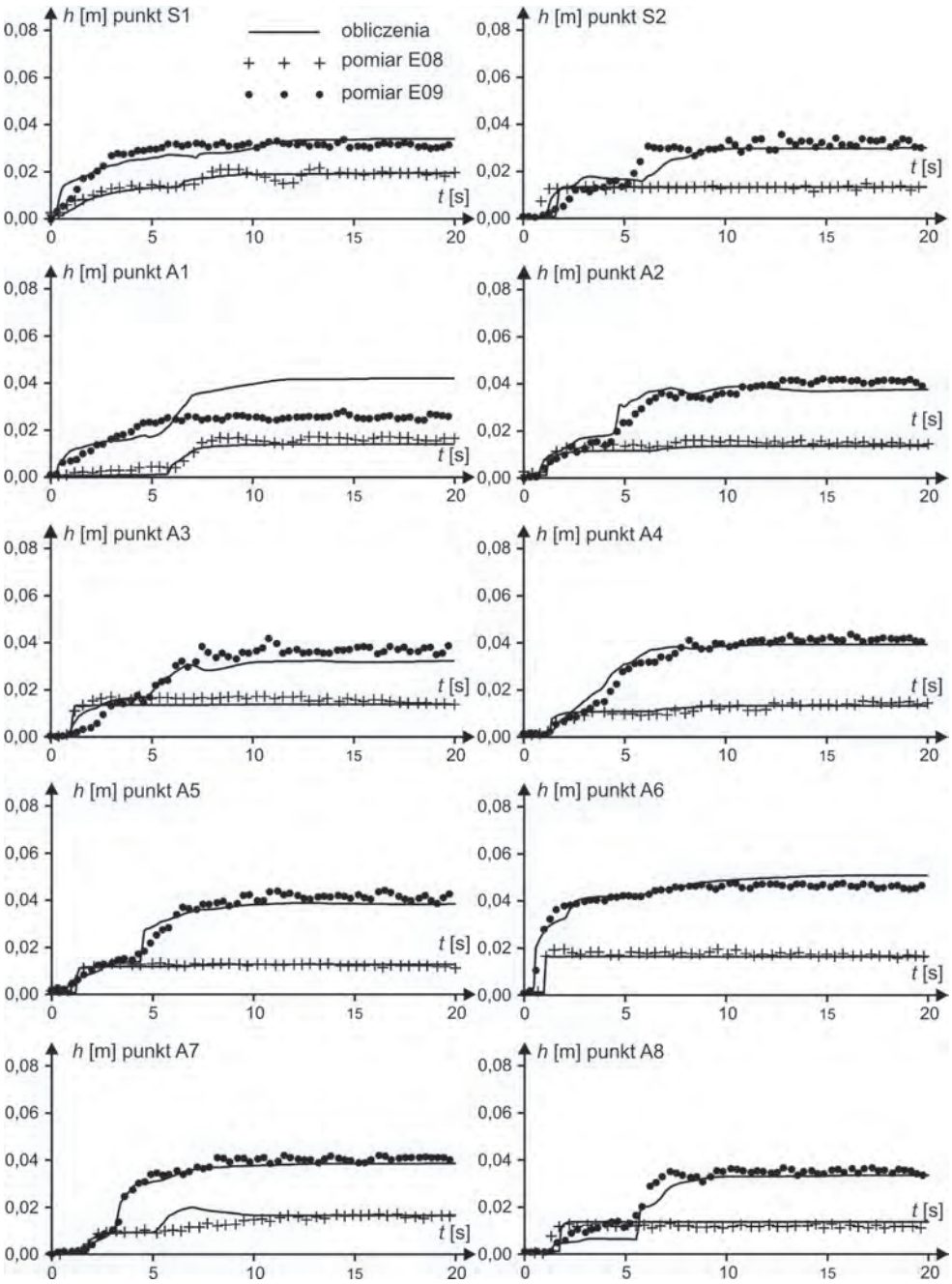


Rys. 6.72. Eksperyment E09a – rozkład liczby Froude'a na obszarze zalewu po czasie t = 1 s i t = 5 s

Z obliczeń wynika, że punkt A1 znalazł się pod wpływem spiętrzenia powstałego po odbiciu wody od ścianek zabudowy, podczas gdy w trakcie eksperymentu laboratoryjnego w tym rejonie rozciągał się obszar cyrkulacji obserwowanej poniżej wylotu z wąskiego kanału.



Rys. 6.73. Eksperymenty E08a i E09a – obliczone i zmierzone głębokości w punktach kontrolnych



Rys. 6.74. Eksperyment E08b i E09b – obliczone i zmierzone głębokości w punktach kontrolnych

6.4. Wpływ sposobu reprezentacji obszaru zabudowanego na wyniki obliczeń

W modelowaniu powierzchniowych przepływów powodziowych przez obszary zabudowane stosuje się kilka podstawowych metod reprezentacji zabudowań, co opisano w rozdziale 4.2. O ile jest to możliwe, grupy zabudowań, bądź wręcz pojedyncze budynki, wyklucza się z obszaru przepływu, traktując ich ściany jako nieprzepuszczalne, co powoduje, że woda nie może wpływać do takich budynków i być tam retencjonowana. Takie podejście wykorzystano we wszystkich opisanych do tej pory symulacjach. Inną metodą odwzorowania budynków jest pozostawienie ich obszarów w modelu terenu wraz z jednoczesnym podniesieniem rzędnych dna wewnątrz obrysów domów do poziomu równego wysokości zabudowy. W przypadku gdy przepływ nie powoduje przelewania się wody nad budynkami, można uznać, że podejście takie jest równoznaczne z poprzednią metodą. Wynika to z założenia, że całe dno jest nieprzepuszczalne i nierozmywalne, co w praktyce oznacza, że teren położony powyżej rzędnej zwierciadła wody jest od przepływu odseparowany.

Innym sposobem reprezentacji obszaru zabudowanego, dość często stosowanym w symulacjach numerycznych powodzi miejskich, jest jego wyodrębnienie i przypisanie mu znacznie większego niż fizyczny współczynnika szorstkości terenu. Takie podejście sprawia, że wnętrza obszarów zabudowy nie są już oddzielone od przepływu, a zmiany w strukturze ruchu są wynikiem modyfikacji oporów przepływu w rejonie budynków, a nie geometrią obszaru. Metoda ta jest szczególnie chętnie stosowana wtedy, gdy obszary zabudowane stanowią tylko niewielką część całego obszaru przepływu, a charakterystyczne wymiary domów i ulic są znacznie mniejsze od wymiarów komórek siatki numerycznej. Wyniki uzyskiwane zgodnie z opisanym sposobem charakteryzują się zwykle dobrą jakością, a najczęściej stosowana do opisu szorstkości terenu zabudowanego wartość współczynnika Manninga waha się w granicach od 0,1 do 0,15 $m^{-1/3}s$, w zależności od gęstości zabudowy.

W niniejszej pracy skupiono się na zbadaniu możliwości wykorzystania wspomnianej metody w symulacjach szybkozmiennego przepływu powodziowego w bezpośrednim sąsiedztwie i wewnątrz złożonego geometrycznie obszaru zabudowanego. W celu dokonania oceny jakości wyników, powtórzono symulacje numeryczne przepływów odpowiadających eksperymentom E04a i E06a, stosując metodę modyfikacji współczynnika szorstkości wnętrz budynków. Wewnątrz wszystkich budynków przyjmowano stały współczynnik Manninga n w granicach od 0,2 do 1,0 $m^{-1/3}s$, podczas gdy na pozostałym terenie wartość tego współczynnika była taka, jak oszacowano w symulacjach wstępnych, czyli 0,018 $m^{1/3}s$. Pozostałe dane i parametry obliczeniowe pozostawiono, jak we wcześniejszych obliczeniach. Dołączenie budynków do obszaru obliczeniowego wymagało jedynie zmodyfikowania siatek numerycznych, ale ich gęstość pozostawiono bez zmian. Ostatecznie na rysunkach 6.75 i 6.77 zestawiono wyniki tych obliczeń z pomiarami i obliczeniami wcześniejszymi, wykonanymi metodą eliminacji zabudowań z obszaru przepływu.

W przypadku eksperymentu E04a, który szczegółowo opisano w rozdziale 6.3.3, dobre odwzorowanie pomiarów i pierwszych obliczeń głębokości uzyskano w większości punktów kontrolnych (prócz punktów S1 i A1), dla wszystkich w przyjętym zakresie wartości współczynnika Manninga. Punkty S1 i A1 są zlokalizowane przed pierwszym rzędem zabudowy. W tym miejscu, po uderzeniu i obiciu się czoła fali wezbraniowej, powstaje nagłe spiętrzenie, które zaobserwowano zarówno w trakcie eksperymentu, jak i odtworzono w obliczeniach wykonanych metodą wyłączenia zabudowy z obszaru przepływu. W wyniku zastosowania metody modyfikacji współczynnika szorstkości udało się uzyskać ten sam efekt, ale czas wystąpienia i maksymalna głębokość spiętrzenia istotnie zależały od warto-

ści współczynnika Manninga, co jest wyraźnie widoczne na rysunku 6.75. Najlepszą zgodność obliczeń z pomiarami i wcześniejszymi obliczeniami w dwóch analizowanych punktach S1 i A1 uzyskano dla największej z przyjętych wartości współczynnika, to jest $n = 1\ \mathrm{m}^{-1/3}\ \mathrm{s}$. Dalsze zwiększanie jego wartości asymptotycznie zbliżało wyniki do obliczeń uzyskanych z wyłączeniem zabudowy, a przekroczenie wartości $n = 3\ \mathrm{m}^{-1/3}\ \mathrm{s}$ spowodowało załamanie procesu obliczeniowego.

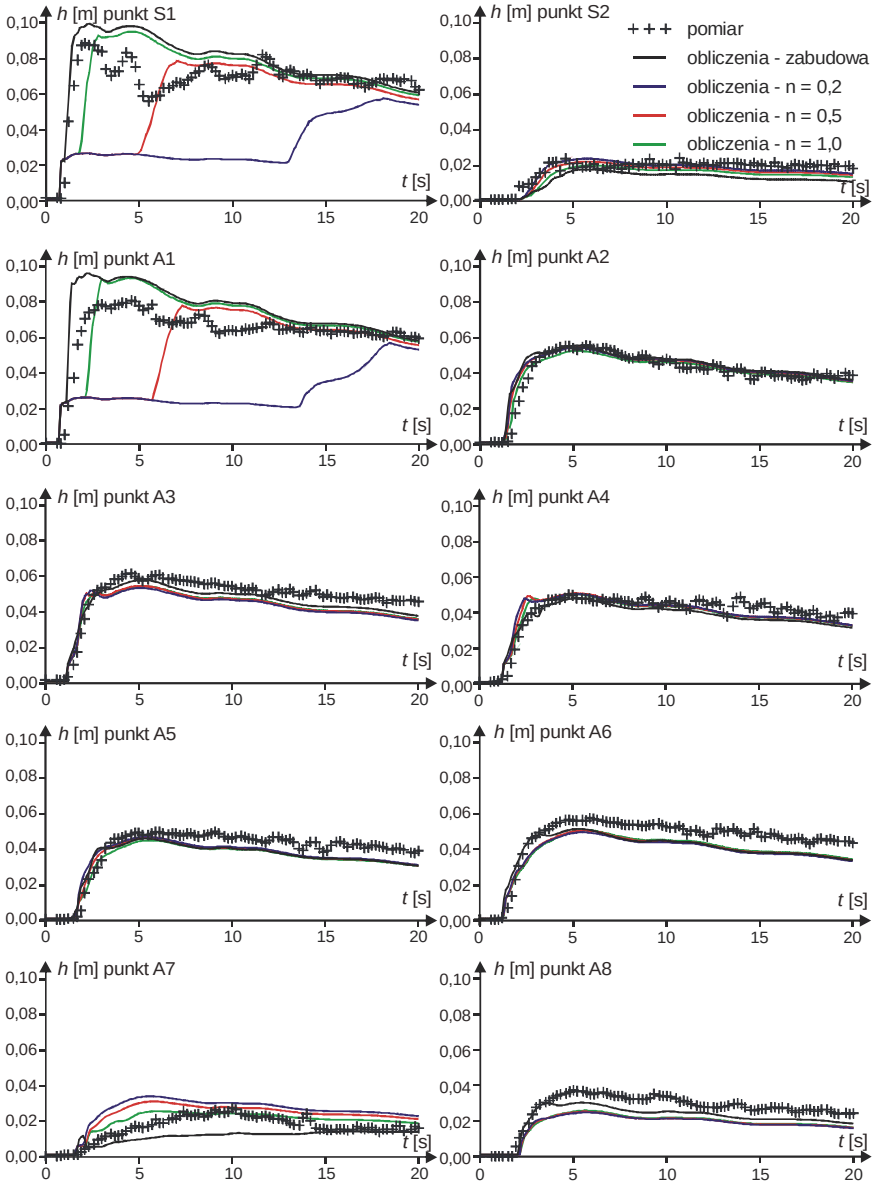
Jakościową ocenę wyników obliczeń otrzymanych dwiema metodami schematyzacji zabudowy można wykonać, porównując przykładowe rozkłady głębokości i prędkości w rejonie obszaru zabudowanego. Na rysunku 6.76 przedstawiono zmienność prędkości i głębokości przepływu po czasie 5 sekund od rozpoczęcia symulacji. Rozkłady parametrów przepływu można porównać z wynikami pierwszych obliczeń przedstawionych na rysunku 6.37. Jak widać, uzyskany jakościowy obraz przepływu w obu przypadkach jest bardzo podobny. Niezmiennie, dominującym kierunkiem przepływu wewnątrz obszaru zabudowanego jest kierunek równoległy do osi wyrwy, a przed budynkami, od strony wyrwy, tworzą się lokalne spiętrzenia, zaś za nimi depresje i cyrkulacje. Odwzorowane – w obliczeniach ze zmodyfikowanym współczynnikiem szorstkości – spiętrzenie przed pierwszym rzędem zabudowy jest nieco przesunięte w kierunku linii budynków i jak inne spiętrzenia wypełnia także ich wnętrza. W przedstawionych obliczeniach prawidłowo odtworzone zostały również gwałtowne zmiany kierunków przepływu, widoczne jako prostopadłe do siebie wektory prędkości w przestrzeniach między budynkami. W obszarach reprezentujących budynki prędkości są już znacznie zredukowane, ale w zauważalny sposób wpływają one na układ cyrkulacji między zabudową. Obliczone pola prędkości, w rejonach opływu obszaru zabudowanego od zewnątrz, są również do siebie zbliżone.

Wyniki obliczeń głębokości dla eksperymentu E06a, opisanego szczegółowo w rozdziale 6.3.5, wraz z zestawieniem pomiarów i z pierwszymi obliczeniami, przedstawiono na rysunku 6.77. Podobnie jak poprzednio, uzyskano dość dobrą zgodność wyników z pomiarami i wcześniejszymi obliczeniami. Inaczej przedstawia się jednak zależność jakości obliczeń od przyjętej – wewnątrz budynków – wartości współczynnika szorstkości. Jest to szczególnie widoczne w obliczeniach głębokości w punktach S1 i A1, zlokalizowanych na skraju obszaru zabudowanego.

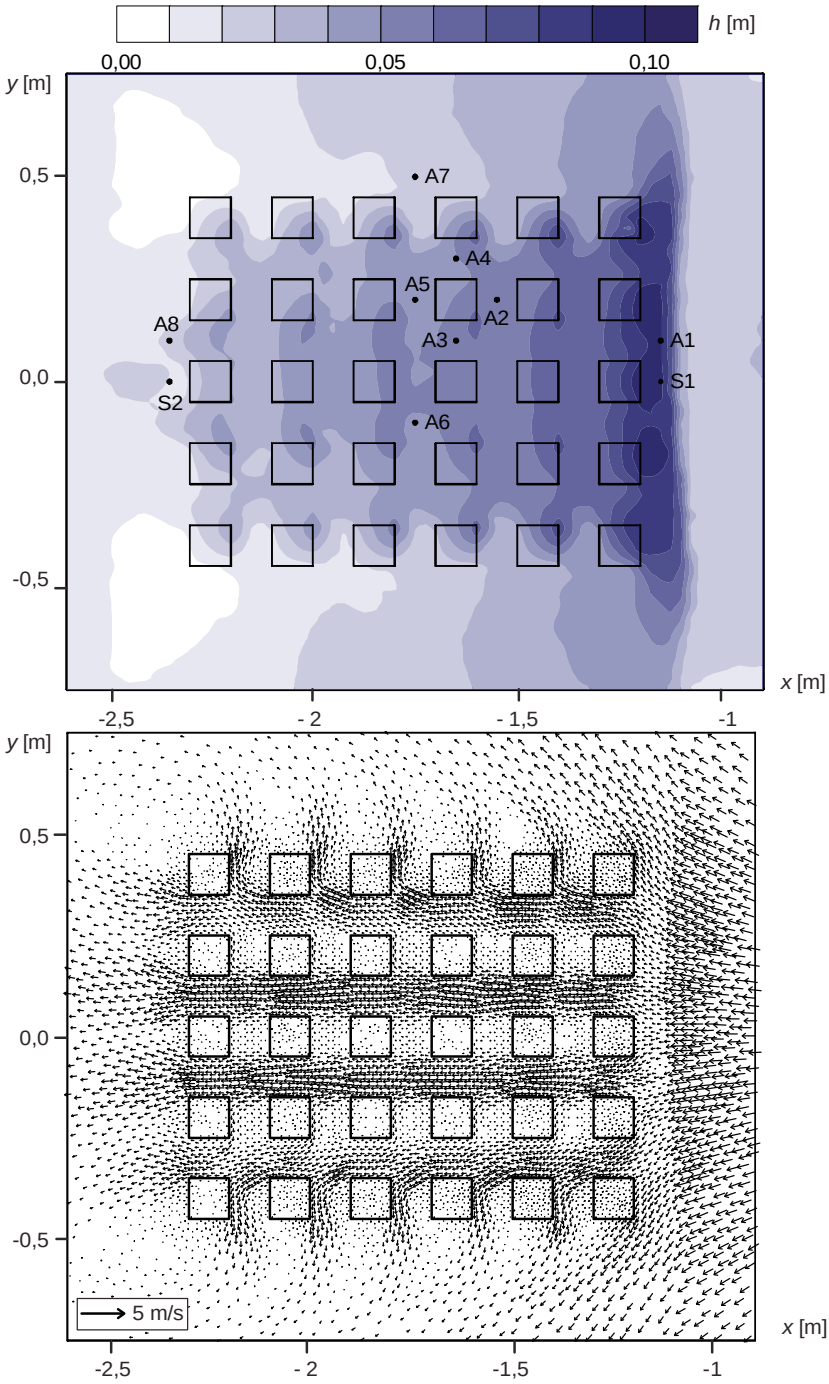
W punktach tych najlepszą zgodność z pomiarami i wcześniejszymi obliczeniami uzyskano dla współczynnika Manninga $n = 0{,}5\ \mathrm{m}^{-1/3}\ \mathrm{s}$. Przyjęcie w obliczeniach wartości mniejszej, bądź większej, powodowało odpowiednio niedoszacowanie lub przeszacowanie wyników. Ten sam skutek, chociaż mniej wyraźny, można zaobserwować także w pozostałych punktach. W przypadku rozpatrywanego eksperymentu, gdy poszczególne zabudowania są przesunięte względem siebie i ustawione w ukośne – względem osi wyrwy – szeregi, przyjęcie większej od $0{,}5\ \mathrm{m}^{-1/3}\ \mathrm{s}$ wartości współczynnika szorstkości wewnątrz budynków spowodowało także istotną modyfikację prędkości przemieszczania się czoła fali spiętrzenia w obszarze zabudowanym. Objawia się to zmianą momentu dotarcia czoła fali do poszczególnych punków. Efekt ten można zauważyć wyraźnie na rysunku 6.77 w punktach A6 i A8.

Na rysunku 6.78 przedstawiono obliczony rozkład głębokości i rozkład prędkości po czasie 5 sekund od rozpoczęcia symulacji. Rozkłady te można porównać z wynikami pierwszych obliczeń przedstawionych na rysunku 6.53. Jak widać, podstawowe cechy rozkładu głębokości, uzyskane w obu symulacjach, są do siebie podobne. W tych samych miejscach, wewnątrz obszaru zabudowanego, jak i na jego granicy, zostały odtworzone w podobny sposób strefy spiętrzeń i depresji zwierciadła wody. Wyraźną różnicę w układzie pola głębokości można zaobserwować w strefie cienia za obszarem zabudowanym, która w przypadku obliczeń ze zmodyfikowanym współczynnikiem Manninga została

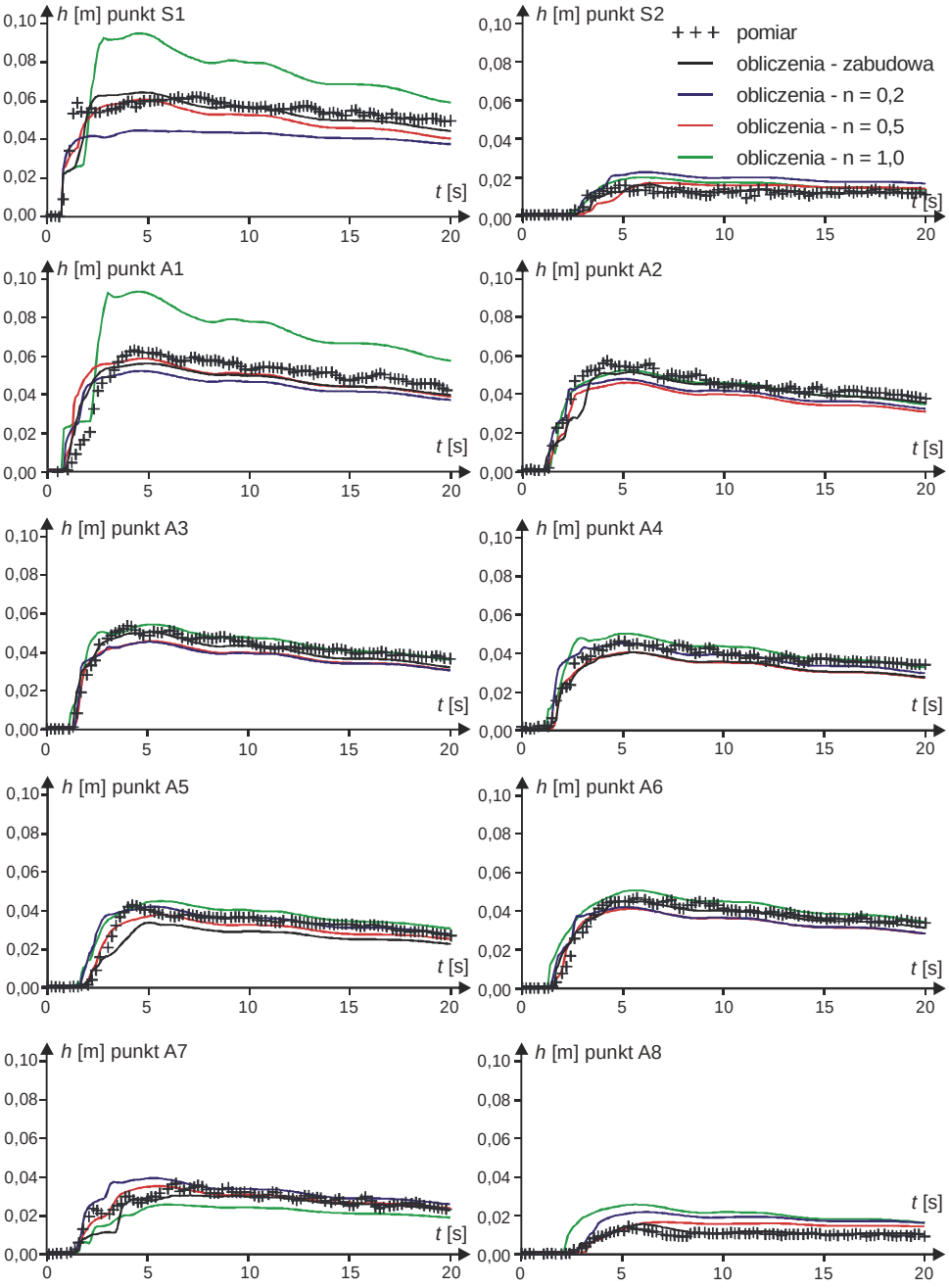
szybciej pokryta warstwą wody, przepływającą przez zabudowę. Istotne różnice można także zaobserwować w obliczonych polach prędkości. W przypadku obliczeń z zabudową wyeliminowaną z pola przepływu, widać wyraźne ukierunkowanie przepływu wzdłuż ostatniego kanału, najbardziej oddalonego od dopływu. W obliczeniach ze zmienionym współczynnikiem szorstkości efekt ten został zakłócony przez widoczne „przebicia" strumieni między równoległymi kanałami. W obu symulacjach również podobnie zostały odtworzone pola prędkości w rejonach opływu obszaru zabudowanego od zewnątrz.



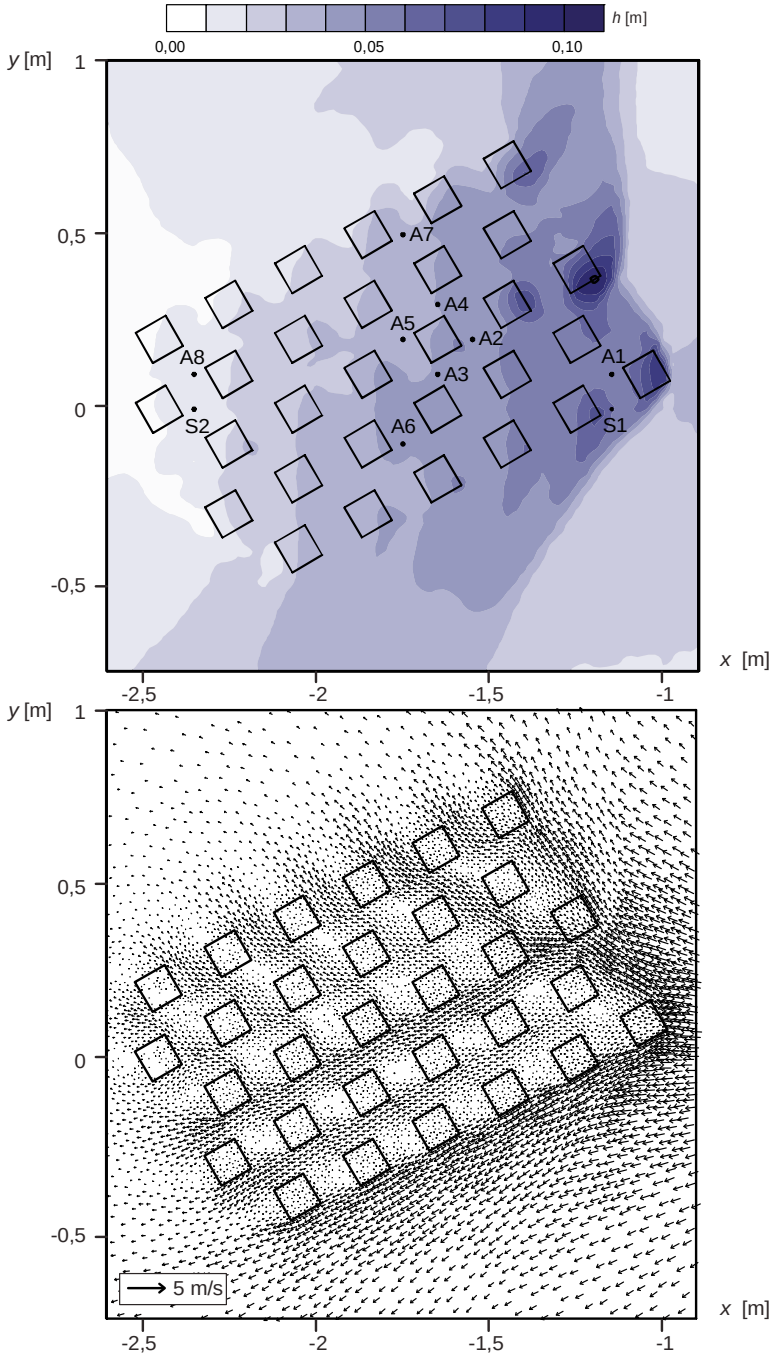
Rys. 6.75. Eksperyment E04a – obliczone i zmierzone głębokości w punktach kontrolnych



Rys. 6.76. Eksperyment E04a – rozkład głębokości i prędkości w rejonie zabudowy po czasie t = 5 s



Rys. 6.77. Eksperyment E06a – obliczone i zmierzone głębokości w punktach kontrolnych



Rys. 6.78. Eksperyment E06a – rozkład głębokości i prędkości w rejonie zabudowy po czasie t = 5 s

Podsumowując można stwierdzić, że w przypadku obu metod reprezentacji zabudowy w obliczeniach, układy głębokości i prędkości są jakościowo zgodne. Należy jednak pamiętać o możliwych różnicach w bilansie masy i pędu, wynikających z uwzględnienia bądź wyeliminowania powierzchni zabudowań z obszaru przepływu, które niekiedy mogą powodować znaczne ilościowe różnice wyników. Pamiętając też o zależności oporów ruchu od prędkości przepływu wody można przypuszczać, że zgodność obliczeń z rzeczywistym przebiegiem zjawiska będzie mniejsza w przypadku przepływów wolniejszych niż omawiane w pracy przepływy powodziowe.

Na podstawie uzyskanych wyników obliczeń można wnioskować, że metoda zastępowania zabudowy obszarami o podwyższonym współczynniku szorstkości nadaje się do modelowania szybkozmiennego przepływu powodziowego w obszarze zabudowanym. W tym celu poszczególne budynki, lub ich zwarte zespoły, można zastępować obszarami o współczynniku szorstkości rzędu $n = 0{,}5\ \mathrm{m}^{-1/3}\ \mathrm{s}$. Jest to wartość większa niż sugerowana do obliczeń hydraulicznych na terenach częściowo pokrytych zabudową, w których zabudowa traktowana jest wyłącznie jako efekt podsiatkowy. Jednak metodę tę należy stosować bardzo ostrożnie, pamiętając, że jakość wyników zależy od parametrów przepływu. Wybór odpowiedniej wartości współczynnika n, niezbędnej do poprawnego odwzorowania przepływu między budynkami, wymaga indywidualnej analizy konkretnego scenariusza przepływu. W skrajnych przypadkach, przy bardzo małych prędkościach przepływu, ta prosta i łatwa do zastosowania metoda uwzględnienia zabudowy może okazać się nieskuteczna i prowadzić do całkowicie błędnych wyników obliczeń.

Rozdział 7

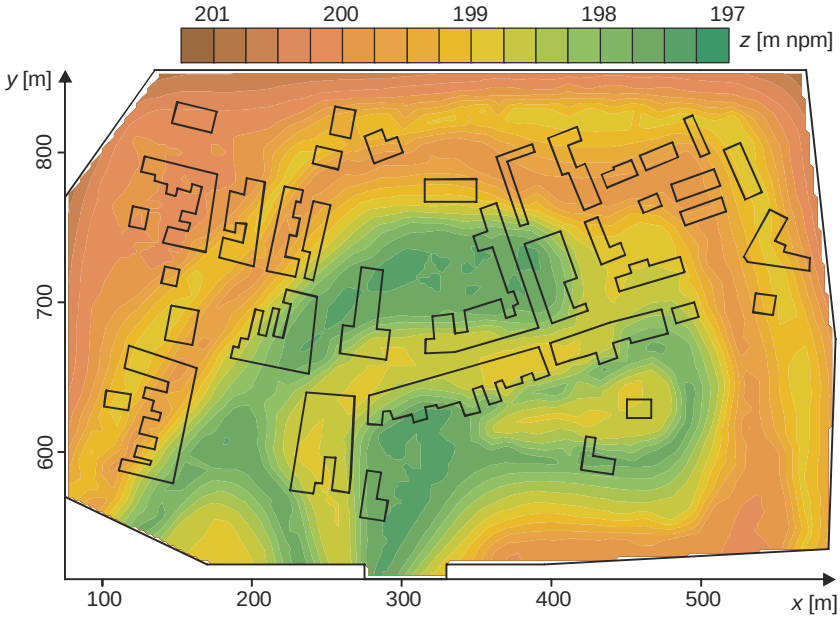
NUMERYCZNA SYMULACJA POWODZI NA ZABUDOWANYM TERENIE ZALEWOWYM OBWAŁOWANEJ RZEKI

W tym rozdziale pracy opisano dwa przykładowe zastosowania opracowanego i zweryfikowanego modelu hydrodynamiki szybkozmiennych przepływów powodziowych na terenach miejskich. Wykonane symulacje ewolucji zalewu obszaru zabudowanego dotyczyły lokalnych powodzi spowodowanych nagłym przerwaniem obwałowania rzeki. W pierwszej symulacji odtworzono przepływ powodziowy na fikcyjnym, stosunkowo niewielkim, obwałowanym terenie zabudowanym. W obliczeniach tych do reprezentacji zabudowy wykorzystano metodę wyłączenia poszczególnych budynków z obszaru przepływu. Uwzględnienie każdego budynku było możliwe ze względu na zbliżone wymiary charakterystyczne całego obszaru przepływu i obszaru zabudowanego. Drugi przykład dotyczył symulacji potencjalnej powodzi wywołanej przerwaniem wału na istniejącym, zabudowanym terenie zawala w dolinie Wisły w rejonie Saskiej Kępy w Warszawie. Wobec bardzo dużej liczby zabudowań pokrywających fragmentami obszar przepływu, do reprezentacji obszarów zabudowanych zastosowano metodę modyfikacji współczynnika szorstkości terenu. W tym wypadku tereny zabudowane zastąpiono zwartymi obszarami o podwyższonej do $n = 0{,}1\ \mathrm{m}^{-1/3}\mathrm{s}$ wartości współczynnika Manninga.

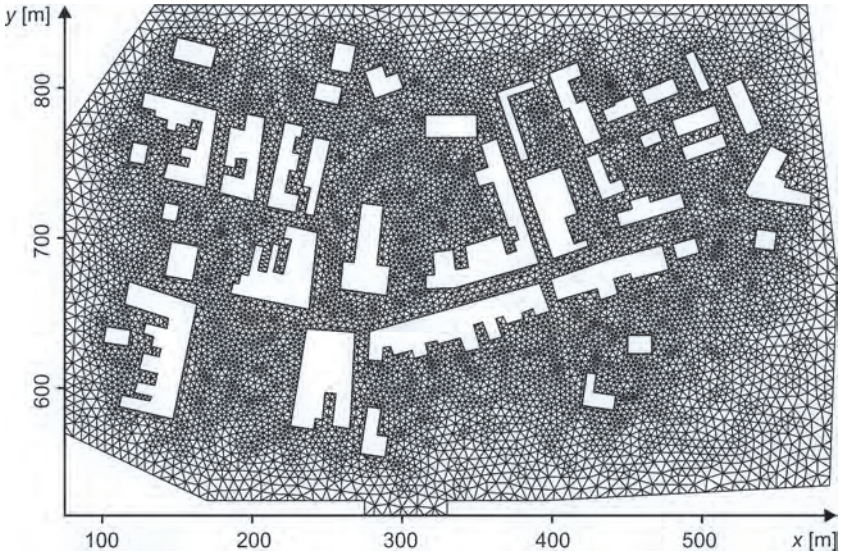
7.1. Zalew fikcyjnego terenu zabudowanego

W celu zaprezentowania możliwości wykorzystania opracowanego modelu hydrodynamiki przepływów powodziowych do prognozowania zalewu obszaru zabudowanego, w pierwszej kolejności wykonano symulację przepływu wody po przerwaniu obwałowania rzeki, na małym, hipotetycznym terenie zabudowanym. Dane topograficzne obszaru zalewu i opis geometrii budynków otrzymano z Instytutu Inżynierii i Gospodarki Wodnej Politechniki Krakowskiej.

Obszar przepływu pokazano na rysunku 7.1. Jest to obszar zalewowy o wymiarach 515 na 340 m, przylegający od południowej strony (dolna krawędź rysunku 7.1) do obwałowanej rzeki. Sama rzeka nie została ujęta w modelu terenu, co oznacza, że w symulacji numerycznej nie odtwarzano przepływu w korycie rzeki. W obliczeniach przyjęto, że w obwałowaniu ($x = 300$ m) pojawiła się wyrwa o długości 50 m. Przerwanie zlokalizowano w miejscu starego koryta rzeki, odciętego przez wał przeciwpowodziowy. W takich miejscach wały są często osłabione i szczególnie narażone na awarie. Sam proces powstania i kształtowania się wyrwy w czasie nie był analizowany. Założono nagłe i całkowite zniszczenie wału na przyjętym odcinku, powodujące natychmiastowe (w chwili początkowej) obniżenie rzędnej terenu do poziomu posadowienia. W trakcie symulacji założono w wyrwie niezmienny poziom zwierciadła wody, przyjmując tam rzędną o 3 m przewyższającą poziom krawędzi wyrwy. Obliczenia wykonano, przyjmując na całym obszarze przepływu stałą wartość współczynnika Manninga $n = 0{,}033\ \mathrm{m}^{-1/3}\mathrm{s}$.



Rys. 7.1. Geometria obszaru przepływu wraz z rzeźbą terenu i obrysami budynków



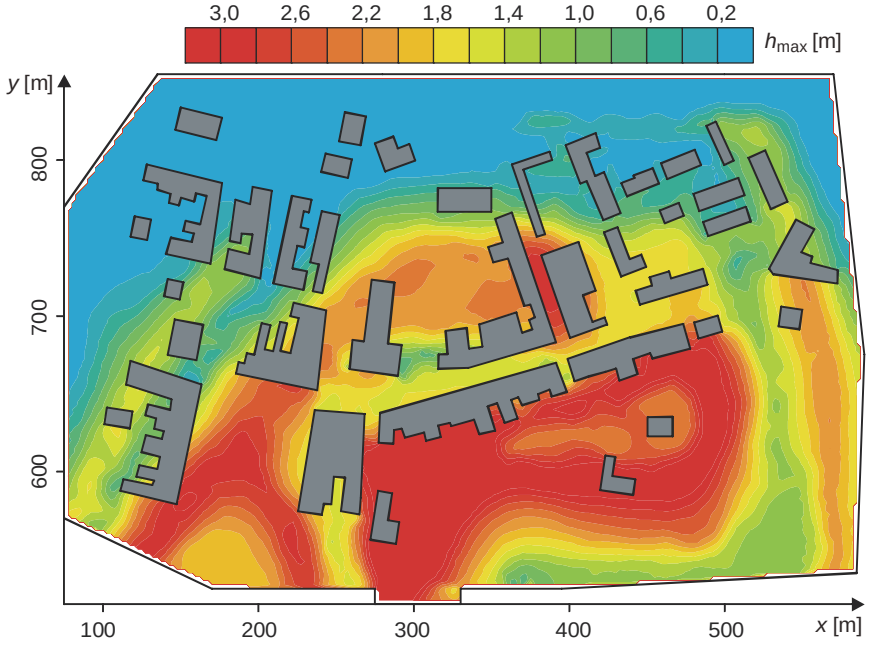
Rys. 7.2. Siatka numeryczna rozpatrywanego obszaru

Aby przeprowadzić symulację przepływu, wykonano w programie Surfer 8 firmy Golden Software cyfrowy model rzeźby terenu o rozdzielczości $\Delta x = \Delta y = 0{,}5$ m (rys. 7.1). Następnie cały obszar potencjalnego zalewu pokryto siatką złożoną z 17327 trójkątnych elementów (rys. 7.2). Siatka została lokalnie zagęszczona w obszarze między budynkami,

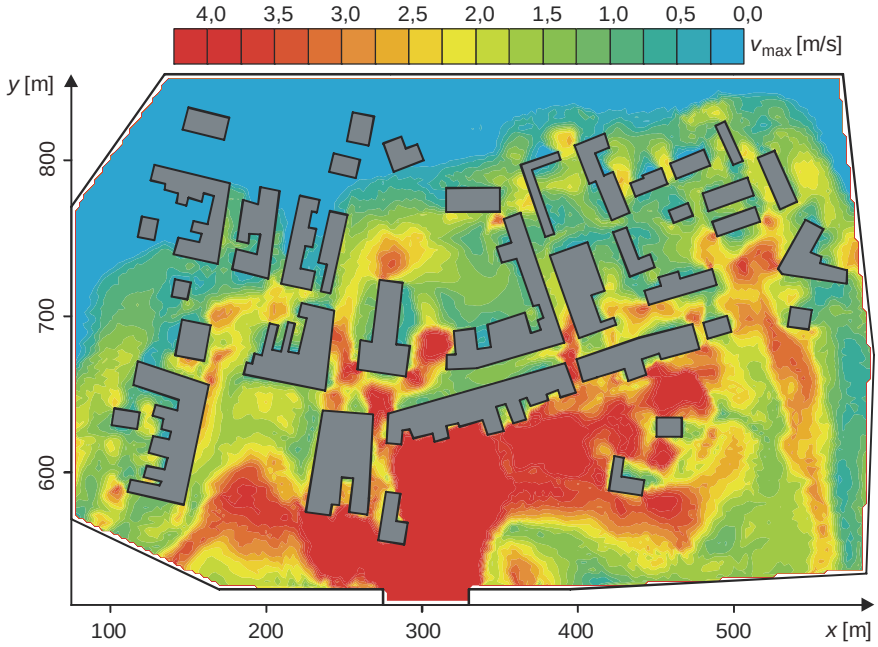
aby zapewnić lepsze odwzorowanie parametrów przepływu w tym regionie. Długości boków trójkątów siatki zmieniają się od 3 m w okolicach budynków do 6 m przy zewnętrznych brzegach obszaru obliczeniowego. W trakcie obliczeń rzędna terenu wewnątrz każdego elementu siatki była interpolowana liniowo na podstawie danych z modelu terenu. Obszar każdego z budynków znajdujących się na drodze przepływu został wyłączony z obliczeń przez przyjęcie na ścianach budynków warunku brzegowego odpowiadającego brzegowi zamkniętemu (nieprzepuszczalnemu). Na jedynym otwartym brzegu obszaru, reprezentującym wyrwę, przyjęto stałą rzędną zwierciadła wody równą 200 m n.p.m., odpowiadającą 3 m napełnienia w wyrwie. Jako warunek początkowy dla czasu $t = 0$ s zadano brak przepływu i pokrycie powierzchni terenu minimalną warstwą wody na całym obszarze obliczeniowym. Obliczenia przeprowadzono z krokiem czasowym $\Delta t = 0{,}1$ s, a całkowity czas symulacji wynosił 300 s.

Na rysunkach od 7.3 do 7.5 przedstawiono zestaw wyników dla omówionego scenariusza przepływu. Taka graficzna postać wyników może być bezpośrednio wykorzystana do wykonania map zagrożenia powodziowego na obszarach obwałowanych lub narażonych na skutki awarii innej zabudowy hydrotechnicznej, jak choćby zapory zbiornikowe. Do niezbędnych informacji trzeba zaliczyć w tym wypadku przestrzenne rozkłady maksymalnych głębokości (rys. 7.3), maksymalnych prędkości przepływu (rys. 7.4) oraz minimalnych czasów wystąpienia zatopienia obszaru przepływu (rys. 7.5).

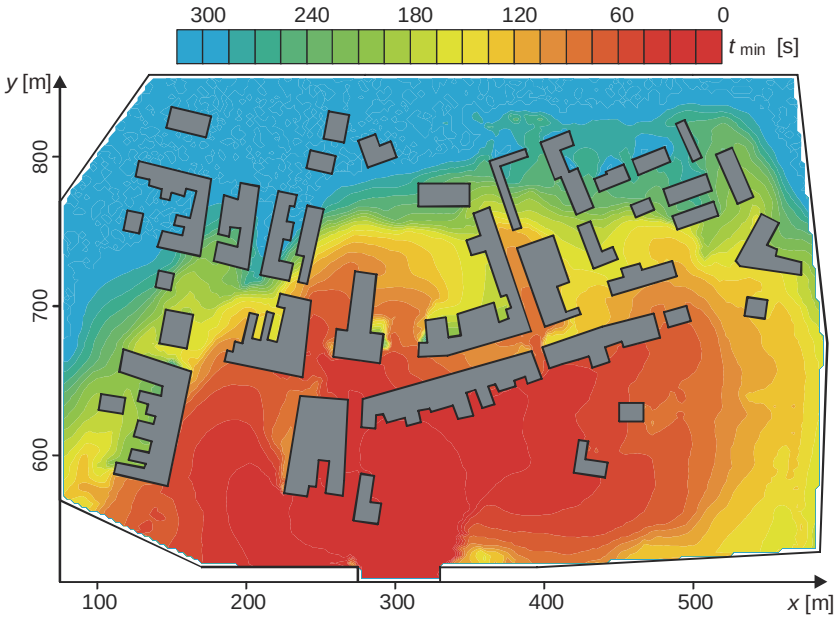
Symulacje numeryczne hydrodynamiki przepływu powodziowego mogą dostarczyć także szczegółowej informacji o ewolucji zalewu w czasie. Tego typu dane mogą być przydatne w trakcie budowy systemów ostrzegania przed powodzią oraz wykonywania planów ewakuacyjnych.



Rys. 7.3. Rozkład maksymalnych głębokości po czasie $t = 300$ s



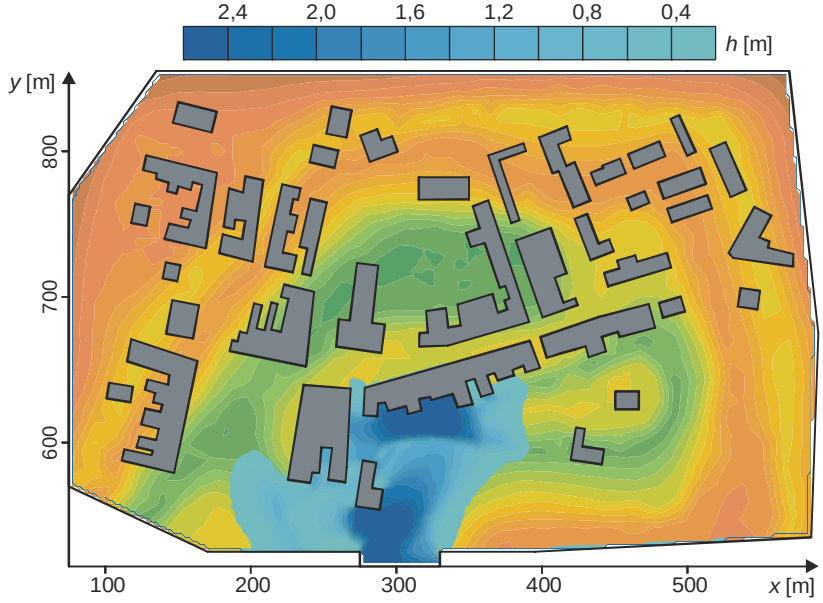
Rys. 7.4. Rozkład maksymalnych prędkości po czasie t = 300 s



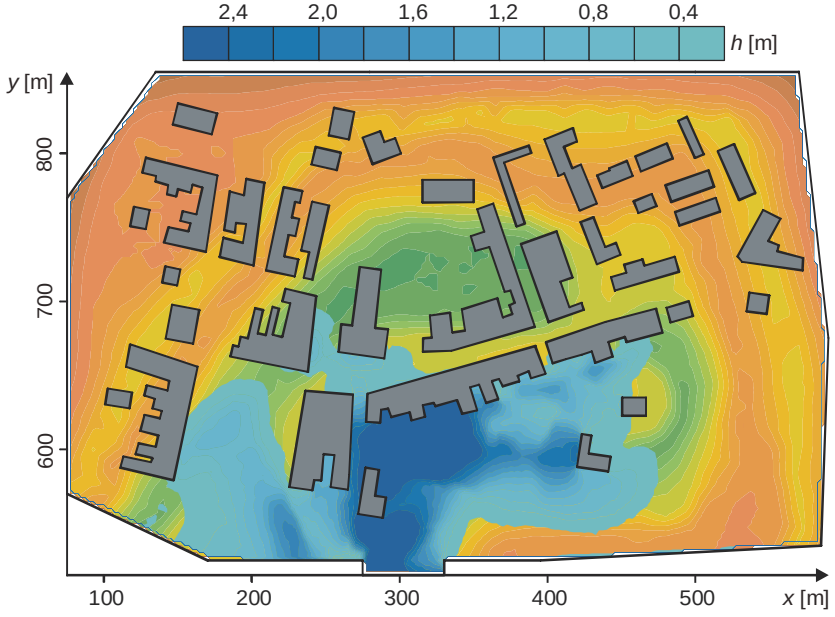
Rys. 7.5. Strefy czasowe zalewu

W przypadku prezentowanego zadania nie jest to istotne ze względu na bardzo krótki czas trwania procesu zalania całego obszaru zalewowego (5 minut), jednak w celu informacyjnym na rysunkach 7.6, 7.7 i 7.8 przedstawiono przykładowe zasięgi zalewu w trzech

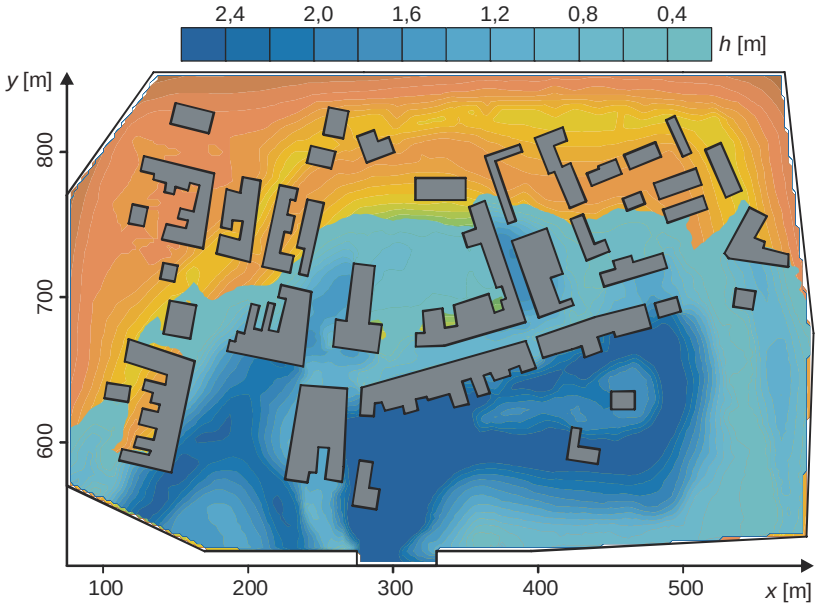
wybranych chwilach po przerwaniu obwałowania. W sytuacjach, gdy czas przemieszczania się fali wezbraniowej w terenie zalewowym byłby wystarczający do podjęcia decyzji, tego typu dane można spożytkować w celu wykonania planów i wyznaczenia dróg ewakuacyjnych.



Rys. 7.6. Zasięg zalewu i rozkład głębokości po czasie t = 30 s

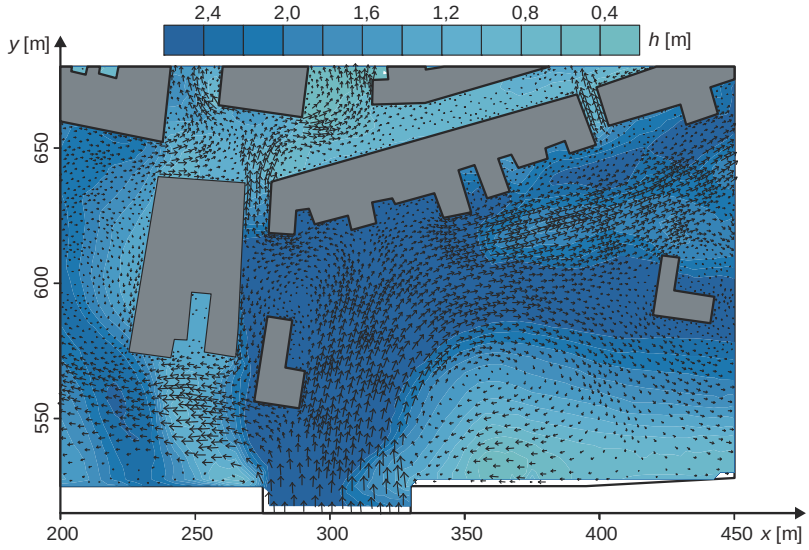


Rys. 7.7. Zasięg zalewu i rozkład głębokości po czasie t = 60 s



Rys. 7.8. Zasięg zalewu i rozkład głębokości po czasie t = 180 s

Analizując rozkłady głębokości dla poszczególnych momentów symulacji, można zauważyć, że fala powodziowa, wdzierając się przez wyrwę w wale na teren zalewowy, przemieszcza się zgodnie z morfologią terenu. Wyraźny jest też wpływ zabudowy na kierunki propagacji fali i kształt obszaru zalewu. Układ pierwszego rzędu zabudowy istotnie zmienia główny kierunek przepływu.



Rys. 7.9. Szczegół pola głębokości i prędkości po czasie t = 180 s

Na rysunku 7.9 pokazano rozkład głębokości i kierunki przepływu w rejonie bezpośrednio sąsiadującym z wyrwą po czasie t = 180 s. Przed pierwszym rzędem budynków widoczny jest znaczny przyrost głębokości. Układ budynków spowodował także wyraźną zmianę kierunku przepływu z równoległego do osi wyrwy na równoległy do linii zabudowy. Lokalnie, między budynkami, widoczne są strefy gwałtownych przyspieszeń, którym towarzyszą depresje zwierciadła. W licznych miejscach, blisko budynków, występują cyrkulacje i strefy martwe.

Oprócz przedstawionych w tym rozdziale sposobów wykorzystania symulacji numerycznych przepływu wody do opracowywania map zagrożenia powodziowego, szczegółowe wyniki obliczeń lokalnych zmian parametrów przepływu w rejonie zabudowy, można wykorzystać do oceny oddziaływania powodzi na konstrukcje budynków. Na podstawie wartości głębokości i prędkości w okolicach wybranego budynku można na przykład, wykorzystując podstawowe równania hydrauliki, wnioskować o parciu hydrostatycznym i hydrodynamicznym oraz sile wyporu działających na bryłę budynku.

7.2. Zalew rzeczywistego terenu zabudowanego – Saska Kępa w dolinie Wisły w Warszawie

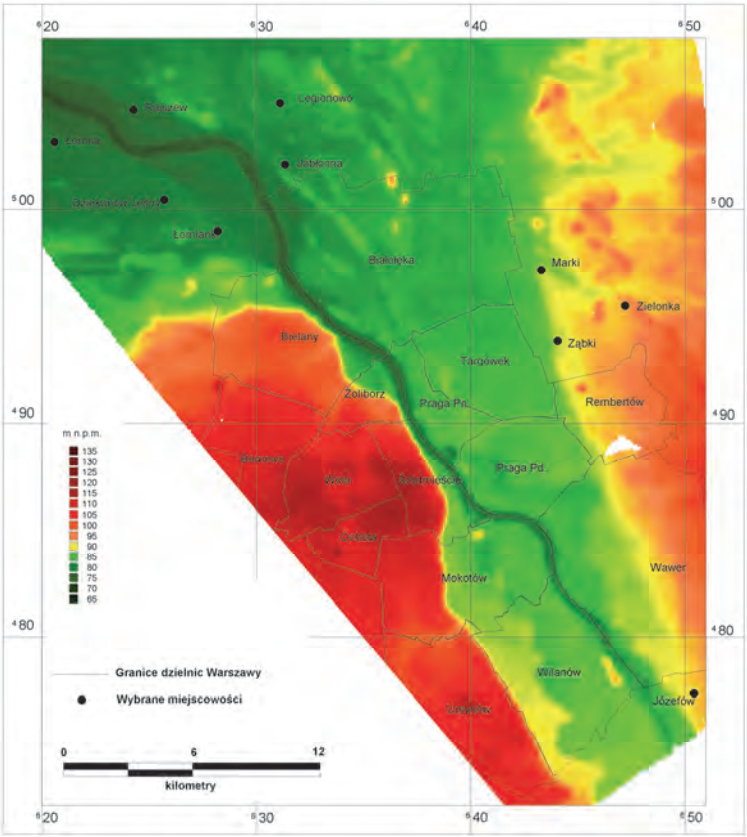
W celu zaprezentowania możliwości wykorzystania opracowanego modelu hydrodynamiki, wspomaganego systemem GIS, wykonano prognozę zalewu istniejącego, zabudowanego terenu zawala po awarii obwałowania rzeki Wisły w okolicach Saskiej Kępy w Warszawie (rys. 7.10).

Rys. 7.10. Zdjęcie lotnicze doliny Wisły w okolicy Saskiej Kępy (Ostrowski, 2006)

Przedstawione symulacje numeryczne zostały poprzedzone badaniami zasięgu zalewu Warszawy (Magnuszewski i in., 2005) dla wody tysiącletniej $Q_{0,1\%}$ = 9960 m^3/s i stuletniej $Q_{1\%}$ = 7214 m^3/s (Wierzbicki, 2001), w których wykorzystano jednowymiarowy model przepływu ustalonego oraz system GIS. Na podstawie wyników otrzymanych z modelu jednowymiarowego wyznaczono potencjalne strefy zagrożenia powodziowego Warszawy w okolicach Łomianek (odcinek rzeki od km 525,7 do km 542,0), Saskiej Kępy (odcinek rzeki od km 501,5 do km 512,0) oraz Wilanowa (odcinek rzeki od km 495,0 do km 511,0).

Numeryczny model terenu, niezbędny do obliczeń przepływu dwuwymiarowego, wykonano na Wydziale Geografii i Studiów Regionalnych Uniwersytetu Warszawskiego (Gutry-Korycka, 2005). Model ten, o rozdzielczości 20 × 20 m, powstał po opracowaniu następujących danych:

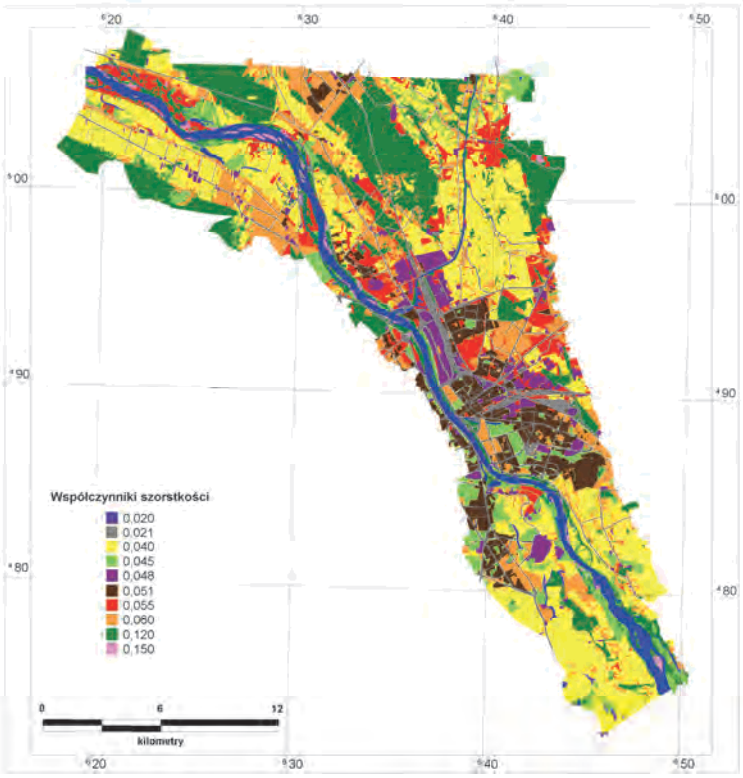
— wyniki sondowania koryta Wisły – udostępnione przez RZGW w Warszawie,
— fotogrametryczny model międzywala Wisły – wykonany przez Okręgowe Przedsiębiorstwo Geodezji i Kartografii w Lublinie,
— rzędne korony wałów – udostępnione przez RZGW w Warszawie,
— numeryczny model terenu – wykonany przez Biuro Geodety Województwa Mazowieckiego.



Rys. 7.11. Numeryczny model rzeźby terenu doliny Wisły w okolicach Warszawy (Jaworski i Marcinkowski, 2005)

Opracowany na ich podstawie model terenu miasta zawiera zarówno informacje o rzeźbie terenu (rys. 7.11), jak również dane o pokryciu i zagospodarowaniu terenu, które wykorzystano do przygotowania przestrzennego rozkładu współczynnika szorstkości obszarów potencjalnego zalewu powodziowego (rys. 7.12). W trakcie tworzenia modelu szorstkości terenu przyjęto następujące wartości współczynnika Manninga (Jaworski i Marcinkowski, 2005): koryto Wisły n = 0,02 $m^{-1/3}s$, ciągi komunikacyjne n = 0,021 $m^{-1/3}s$, obszary rolne n = 0,04 $m^{-1/3}s$, zieleń miejska n = 0,045 $m^{-1/3}s$, tereny przemysłowe i sportowe n = 0,048 $m^{-1/3}s$, obszary zabudowy wielorodzinnej n = 0,051 $m^{-1/3}s$, nieużytki i ogródki działkowe n = 0,055 $m^{-1/3}s$, obszary zabudowy jednorodzinnej n = 0,06 $m^{-1/3}s$, lasy n = 0,12 $m^{-1/3}s$, zarośla wiklinowe n = 0,15 $m^{-1/3}s$. Przyjęte wartości odpowiadają współczynnikom szorstkości podawanym przez Chowa (1959).

Analiza wyników uzyskanych na podstawie jednowymiarowych obliczeń hydraulicznych, układu form koryta i równiny zalewowej, a także przegląd literatury wskazywały na potrzebę wykonania dokładniejszych dwuwymiarowych analiz przepływu w miejscach, w których zidentyfikowano zagrożenie przerwania obwałowania rzeki w trakcie długo utrzymujących się wysokich stanów, odpowiadających wodzie 100- i 1000-letniej.

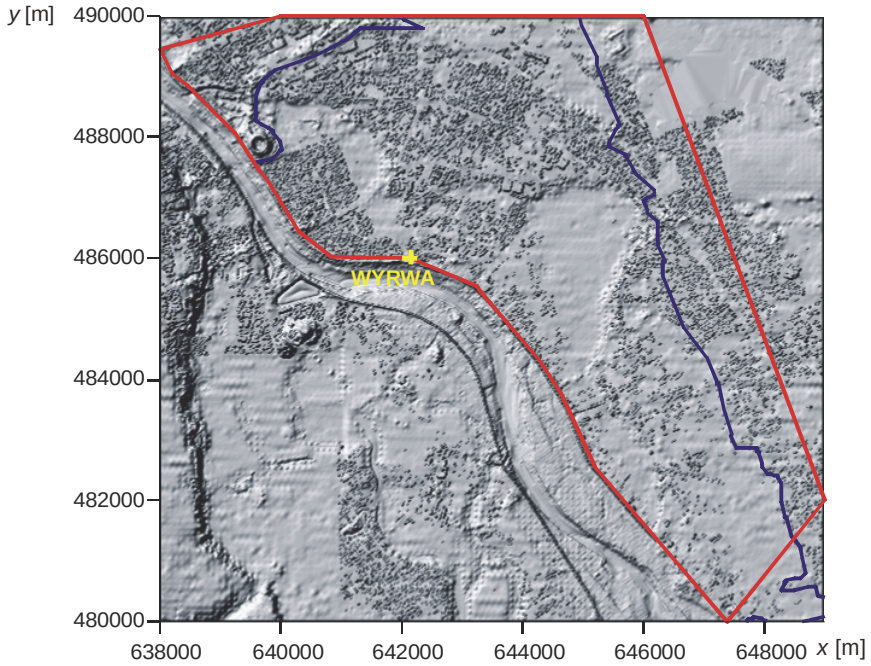


Rys. 7.12. Numeryczny model rozkładu współczynnika szorstkości Manninga w dolinie Wisły w okolicach Warszawy (Jaworski i Marcinkowski, 2005)

Opracowany model hydrodynamiki wykorzystano do symulacji propagacji fali wezbraniowej na zawalu prawobrzeżnego obwałowania Wisły w rejonie dzielnicy Saska Kępa.

Obszar ten jest zlokalizowany między istniejącym a starym korytem Wisły, które obecnie odcięte jest od rzeki wałem. Miejsce potencjalnego przerwania obwałowania założono w 508,0 km rzeki. Granice analizowanego w przykładzie obszaru przepływu powodziowego, przedstawionego na rysunku 7.13, przyjęto tak, aby obejmowały obszar wyznaczonego wcześniej maksymalnego zasięgu terenów zalewowych dla wody $Q_{0,1\%}$. Brzeg obszaru obliczeniowego, położony wzdłuż linii wału przeciwpowodziowego (wyłączając wyrwę), przyjęto w obliczeniach jako zamknięty. Pozostałe brzegi (łącznie z wyrwą w obwałowaniu) traktowano jako otwarte. Jako warunek początkowy założono brak wody na całej powierzchni potencjalnego obszaru zalewu.

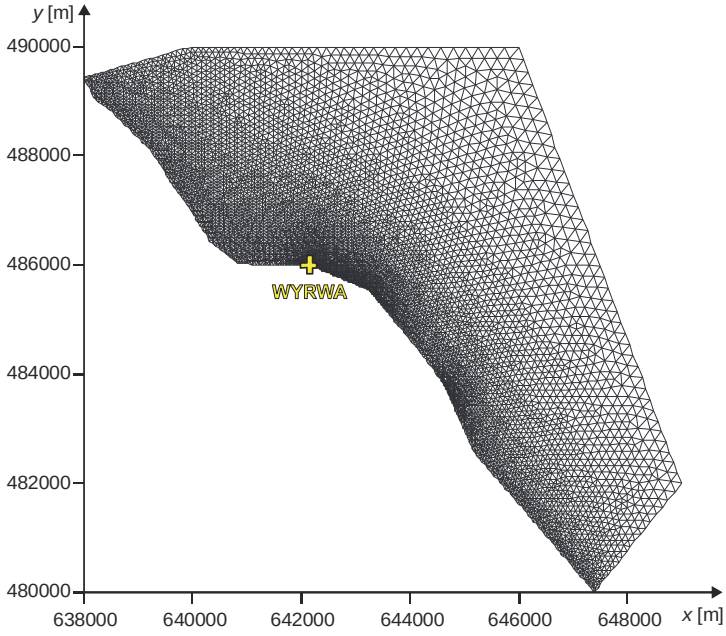
W celu wykonania symulacji przepływu, obszar pokryto siatką złożoną z 15278 trójkątnych elementów (rys. 7.14). Siatka tego typu pozwala lokalnie dostosowywać jej gęstość w miejscach o szczególnym znaczeniu, na przykład w pobliżu symulowanej wyrwy w wale przeciwpowodziowym. W sąsiedztwie wału długość boków elementów wynosiła 20 m i rosła do 250 m w okolicy pozostałych brzegów obszaru obliczeniowego.



Rys. 7.13. Granice obszaru obliczeniowego (linia czerwona) wraz z zasięgiem zalewu dla $Q_{0,1\%}$ (linia niebieska)

Rzeka Wisła nie została ujęta w obliczeniach. Przyjęto, że w obwałowaniu, w wyniku awarii, pojawi się wyrwa o wysokości równej wysokości wału i długości 100 m. Proces powstania i kształtowania się wyrwy nie był analizowany. Założono nagłe i całkowite zniszczenie wału na przyjętym odcinku. W wyrwie założono stały – w czasie trwania symulacji – poziom zwierciadła wody, przyjmując tam rzędną 85,38 m n.p.m., odpowiadającą przepływowi o prawdopodobieństwie przekroczenia p = 1%. Przyjęte uproszczenia przebiegu awarii oznaczają, że w obliczeniach założono najgorszy, mało prawdopodobny, scenariusz katastrofy. Oznacza to, że uzyskane w ten sposób wyniki transformacji fali spiętrzenia

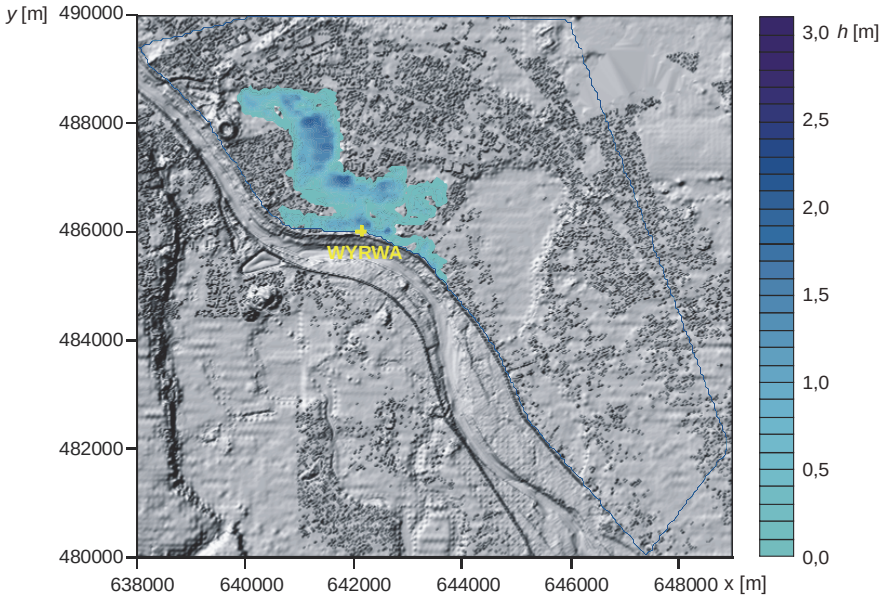
na obszarze zalewowym przedstawiają skrajnie pesymistyczny wariant powodzi. Wprowadzenie do obliczeń analizy ewolucji kształtu wyrwy, związane z uwzględnieniem obniżania się zwierciadła wody rzece w trakcie symulacji, jest oczywiście możliwe, ale wymagałoby przeprowadzenia szczegółowej analizy geotechnicznej wału na przyjętym odcinku. Jednocześnie uwzględnienie tego elementu w symulacji osłabiłoby hydrauliczne skutki potencjalnej awarii, co nie wydaje się pożądane w procesie wyznaczania stref zagrożenia powodziowego.



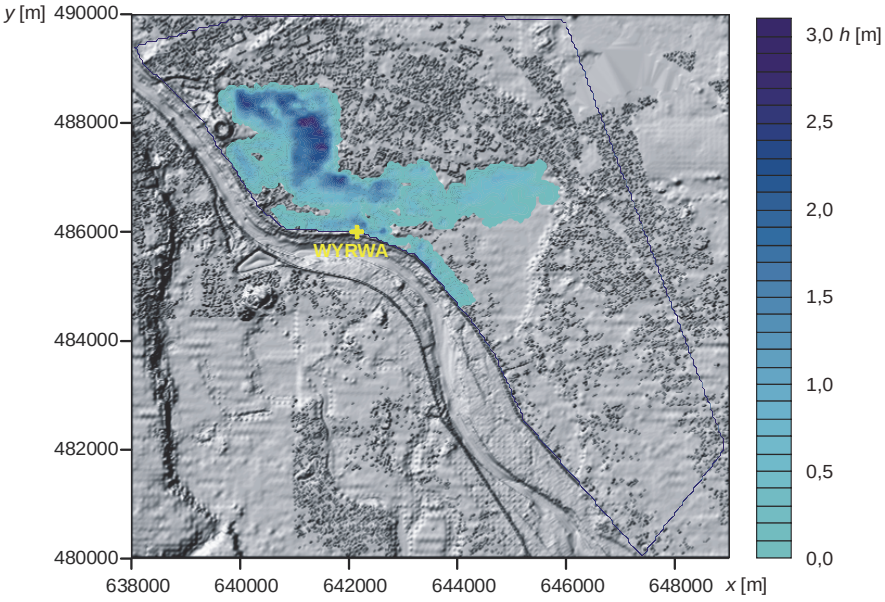
Rys. 7.14. Siatka numeryczna rozpatrywanego obszaru

Obliczenia przeprowadzono z krokiem czasowym $\Delta t = 1$ s, a całkowity czas symulacji wynosił 12 h. Wpływ zabudowy terenu na ruch wody wypływającej z wyrwy w wale uwzględniono w obliczeniach odmiennie niż w poprzednim zadaniu. W skali całego rozpatrywanego w przykładzie obszaru zalewu, budynki są tak małymi obiektami, że nie można było każdego z nich odwzorować indywidualnie przez wyłączenie jego powierzchni z obszaru obliczeniowego. W zadaniu założono, że wpływ zabudowy będzie symulowany przez podanie wyższej od przeciętnej wartości współczynnika szorstkości. Dla wydzielonych obszarów zwartej zabudowy przyjęto $n = 0{,}1\ \mathrm{m}^{-1/3}\mathrm{s}$.

Przykładowe wyniki symulacji numerycznej przedstawiono na rysunkach od 7.15 do 7.19. Na pierwszych dwóch (rys. 7.15 i 7.16) pokazano zmiany pola głębokości i zasięgu zalewu w czasie. Jako przykład rozwoju zalewu powodziowego wybrano dwa momenty – po trzech i sześciu godzinach od chwili przerwania obwałowania. Analizując obraz przestrzenny zmienności zalewu można zauważyć, że fala powodziowa wdzierając się przez wyrwę w wale na teren zalewowy przemieszcza się zgodnie z kształtem rzeźby terenu, zalewając obszary położone wzdłuż wałów przeciwpowodziowych, zarówno poniżej, jak i powyżej założonego wyłomu.



Rys. 7.15. Zasięg zalewu i rozkład głębokości po czasie t = 3 h

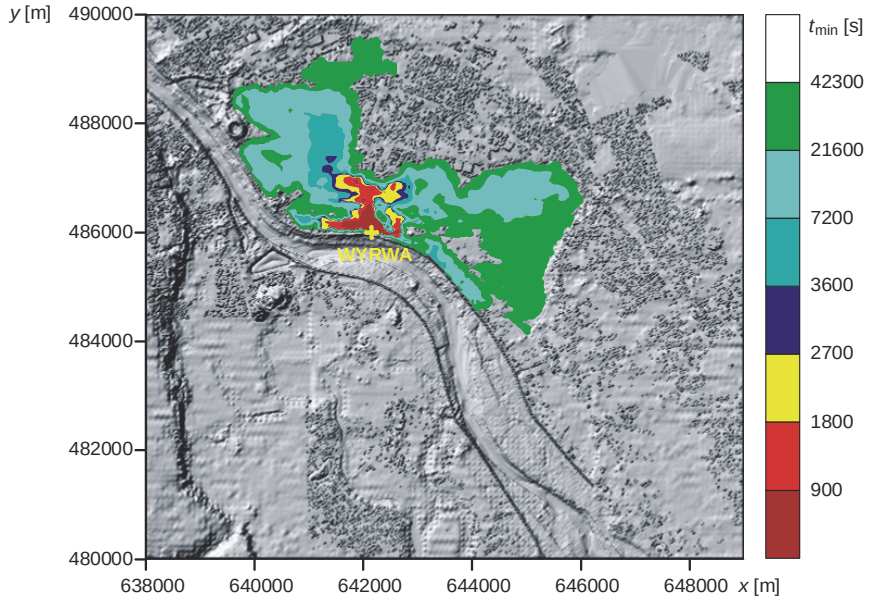


Rys. 7.16. Zasięg zalewu i rozkład głębokości po czasie t = 6 h

Uzupełnieniem informacji o przebiegu przepływu w czasie jest rozkład przestrzenny stref czasowych zalewu falą powodziową. Taki rozkład pokazano na rysunku 7.17. Kolorowe obszary reprezentują na zawalu strefy, których czas zatopienia warstwą wody przekraczającą założoną głębokość 0,1 m jest krótszy niż odpowiednio 15, 30, 45 minut i 1, 2,

6, 12 godzin. Przedstawiony obraz jest dobrą podstawą do opracowania planów i dróg ewakuacyjnych w przypadku zagrożenia miasta powodzią.

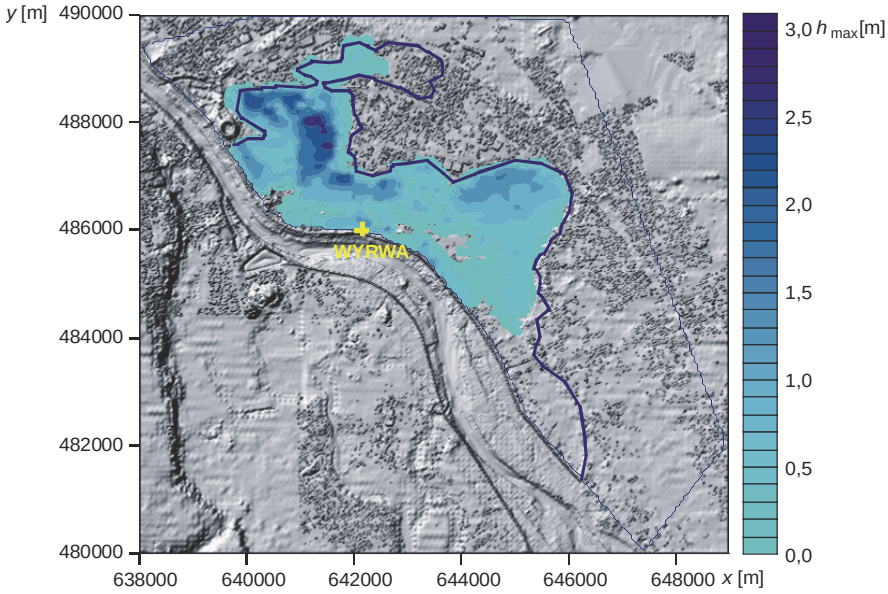
Na rysunkach 7.18 i 7.19 przedstawiono rozkłady maksymalnych wartości podstawowych parametrów przepływu, jakimi są głębokość i prędkość wody przemieszczającej się po obszarze zalewowym. Grubość warstwy wody zalewającej obszar zawala, zgodnie z rzeźbą terenu, przekracza lokalnie 3 m. W trakcie symulacji największą prędkość przepływu, przekraczającą 1 m/s, odnotowano w bezpośrednim sąsiedztwie wyrwy oraz miejscowo wzdłuż starego koryta Wisły.



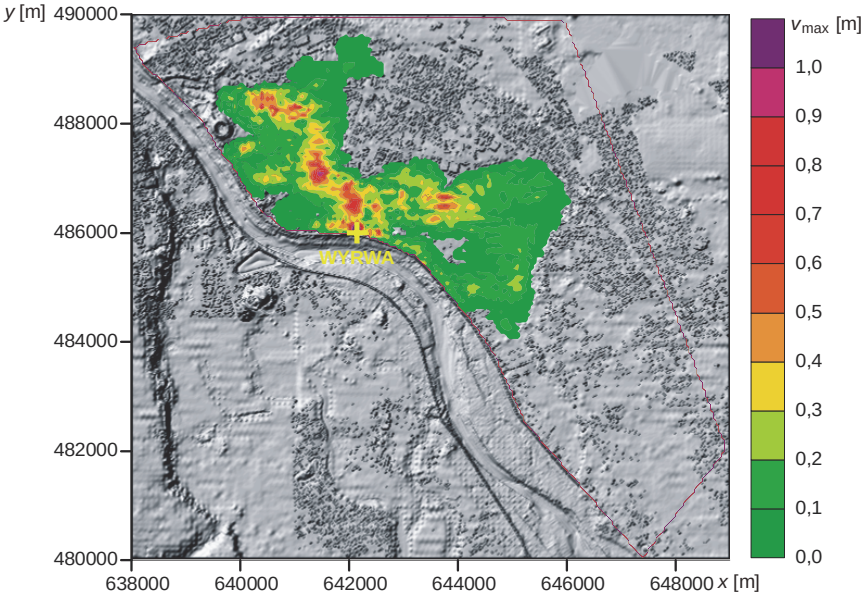
Rys. 7.17. Strefy czasowe zalewu

Uzyskany przestrzenny obraz zalewu można porównać z zasięgiem zalewu dla wody 100-letniej, wyznaczonym na podstawie obliczeń przeprowadzonych jednowymiarowym modelem przepływu ustalonego (Magnuszewski i in., 2005), zaznaczonym na rysunku 7.18 w postaci niebieskiej linii. Porównanie to pozwala wyciągnąć wniosek, że jednowymiarowy model ruchu ustalonego daje dość dobre przybliżenie zasięgu strefy zalewowej, choć jednocześnie nie zapewnia możliwości oceny przebiegu powodzi w czasie. Nie uwzględnia on także lokalnych obniżeń terenu, takich jak np. starorzecza, mogące retencjonować wody zalewu, co może znacząco wpływać na jakość uzyskiwanych wyników. Wymienionych wad pozbawiony jest natomiast model dwuwymiarowy, który lepiej odwzorowuje ukształtowanie terenu i uwzględnia efekt retencjonowania wody na powierzchni terenu.

Przedstawione wyniki obliczeń można wykorzystać do oceny wielkości strat, jakie wywołać może przerwanie wałów w czasie przepływu o zadanym prawdopodobieństwie wystąpienia, przy różnego rodzaju intensywności zabudowy obszarów zalewowych. W tym celu informację o głębokości warstwy wody w strefie zalewowej można porównać z informacją o wysokości budynków. Analiza uzyskanych danych pozwala również wskazać miejsca niebezpieczne dla lokalizacji zabudowy, co może być pomocne w tworzeniu planów zagospodarowania miasta.



Rys. 7.18. Rozkład maksymalnych głębokości po czasie t = 12 h
wraz z zasięgiem zalewu wody 100-letniej (linia niebieska) (Magnuszewski i in., 2005)



Rys. 7.19. Rozkład maksymalnych prędkości po czasie t = 12 h

Rozdział 8

PODSUMOWANIE I WNIOSKI

W rozprawie opisano wyniki wykonanych przez autora badań, dotyczących modelowania przepływów powodziowych na terenach zabudowanych. Analizowano warunki powierzchniowego przepływu wody, występującego w następstwie przerwania wałów przeciwpowodziowych na obwałowanych i zabudowanych terenach zalewowych.

W monografii przedstawiono opracowaną przez autora metodę prognozowania hydraulicznych skutków gwałtownego, szybkozmiennego przepływu powierzchniowego na obszarze zabudowanym. Opracowany model matematyczny przepływu opisuje dwuwymiarowy, płaski ruch wolno- i szybkozmienny, odtwarza proces propagacji wezbrań na obszarach wcześniej niepokrytych wodą, w warunkach zabudowy obszaru przepływu oraz znacznej deniwelacji i zróżnicowanego pokrycia terenu. Do matematycznego opisu nieustalonego przepływu powierzchniowego przyjęto dwuwymiarowe równania wody płytkiej, które rozwiązano numerycznie metodą objętości skończonych.

W rozprawie szczegółowo opisano weryfikację modelu na podstawie wyników obliczeń i pomiarów laboratoryjnych wykonanych przez autora. W tym celu zbudowano w Laboratorium Hydrauliki i Inżynierii Środowiska Politechniki Gdańskiej stanowisko pomiarowe, umożliwiające badanie przepływu w obszarze zalewowym o zmiennej konfiguracji zabudowy. Badania laboratoryjne objęły rozpoznanie charakterystycznych cech fali powodziowej na obszarze zabudowanym oraz zjawisk hydraulicznych towarzyszących gwałtownemu i szybkozmiennemu przepływowi wody. W trakcie eksperymentów mierzono lokalne zmiany głębokości, które porównywano z wynikami symulacji numerycznych. Zbadano różne scenariusze przepływu, odpowiadające zmiennej konfiguracji i gęstości zabudowy, a także różnym kierunkom napływu czoła fali wezbraniowej. Ostatecznie wybrano 9 eksperymentów, które utworzyły unikatową bazę danych pomiarowych, wykorzystanych do oceny jakości wyników obliczeń. Uzyskaną zgodność wyników obliczeń z pomiarami należy uznać za zadowalającą. Zaobserwowane rozbieżności posłużyły do oceny poprawności modelu matematycznego i określenia praktycznych granic możliwości stosowania równań ruchu wolnozmiennego do opisu przepływu szybkozmiennego.

Ponieważ opracowany model okazał się wiarygodny i skuteczny, zastosowano go do symulacji przejścia fali powodziowej wywołanej nagłym przerwaniem obwałowania Wisły w Warszawie. Na podstawie wykonanych obliczeń określono granice strefy zagrożenia powodziowego dla wody stuletniej w dolinie Wisły w rejonie Saskiej Kępy.

Przeprowadzone badania laboratoryjne i numeryczne umożliwiły sformułowanie następujących wniosków, dotyczących obliczeń hydraulicznych i przebiegu zjawiska przejścia fali spiętrzenia przez teren zabudowany.

— Przepływ fali spiętrzenia przez obszar zabudowany ma charakter szybkozmienny o złożonej strukturze (zwykle trójwymiarowej), z dużą liczbą miejscowych zjawisk hydraulicznych, takich jak stacjonarne i ruchome odskoki hydrauliczne, odbicia i załamania fal, cyrkulacje i strefy martwe. Mimo trójwymiarowego charakteru przepływu wody występującego w sąsiedztwie zabudowy, do modelowania przepływu powodziowego na terenach zurbanizowanych można przyjąć dwuwymiarowe równania wody płytkiej (dwuwymiarowy model de Saint-Venanta), zapisane w formie zachowawczej.

— Zastosowanie równań de Saint-Venanta do opisu propagacji fali spiętrzenia na zabudowanym terenie zalewowym (chociaż nie są one pełnym modelem przepływu ze swobodną powierzchnią) umożliwia uzyskanie wyników obliczeń zgodnych z pomiarami. Model nie odwzorowuje struktury zjawisk lokalnych, ale dobrze odtwarza główne cechy przepływu, takie jak spiętrzenia, depresje zwierciadła, odbicia fali, odskoki hydrauliczne, strome fronty, cyrkulacje i strefy martwe. Można go zatem uznać za wiarygodny i stosować do prognozy przebiegu zjawisk powodziowych w miastach.

— Stwierdzono rozbieżności zaobserwowanych i obliczonych prędkości przemieszczania się ruchomych nieciągłości zwierciadła wody, takich jak wędrujące odskoki hydrauliczne. Wykazano, że w strefie bliskiej tworzącej się nieciągłości przepływu, gdzie następuje przejście z ruchu silnie rwącego do spokojnego, pominięcie w modelu ruchu płaskiego złożonej struktury przestrzennej odskoku może prowadzić do niedokładności obliczeń. Jednocześnie, przypuszczalną przyczyną niezgodności zmierzonych i obliczonych prędkości przemieszania się nieciągłości jest przyjęcie stałej wartości współczynnika szorstkości terenu, bez względu na rodzaj ruchu i wartość głębokości.

— Obliczone wewnątrz obszarów zabudowanych głębokości wody były często nieznacznie zaniżone. Przyczyną tego jest prawdopodobnie zbyt mała wartość oporów przepływu, ujęta w modelu hydrodynamiki, w którym uwzględniono jedynie szorstkość dna terenu, natomiast zaniedbano lokalne straty energii wywoływane przez samą zabudowę. W przyjętych równaniach nie uwzględniono także chropowatości ścian budynków. Wydaje się, że uzupełnienie modelu o te elementy mogłoby poprawić dokładność obliczeń.

— W modelowaniu przepływów wody przez obszary zabudowane można stosować różne techniki reprezentacji budynków. Podstawową i najdokładniejszą metodą jest wyłączenie powierzchni poszczególnych zabudowań z obszaru przepływu. W przypadku szybkozmiennego przepływu wody między budynkami zadowalające wyniki można również otrzymać, modyfikując w trakcie obliczeń wartości współczynnika szorstkości w obrębie budynków dołączonych do obszaru przepływu. Technika ta, zmieniając parametry hydrauliczne fikcyjnie powiększonego obszaru przepływu, zakłóca jednak bilans masy i pędu, a także w niektórych przypadkach może być nieskuteczna i prowadzić do błędów.

— Stwierdzone rozbieżności wyników obliczeń i pomiarów oraz wykazane ograniczenia modelu de Saint-Venanta nie wykluczają możliwości stosowania opracowanej metodyki obliczeń w praktyce, gdyż ich głównym celem jest dostarczenie ogólnych informacji o podstawowych parametrach zalewu, przydatnych przede wszystkim do:
  – wyznaczania lokalnych stref zagrożenia powodziowego w przypadku awarii zabudowy hydrotechnicznej cieków z zabudowanymi terenami zalewowymi,
  – przygotowania planów i dróg ewakuacji mieszkańców z zagrożonych obszarów,
  – oceny ryzyka związanego z powodzią w mieście,
  – oceny wielkości strat, jakie może wywołać awaria wałów przeciwpowodziowych,
  – szacowania wpływu powodzi na zabudowę i określania powodowanych przez to uszkodzeń budynków,
  – kontrolowania rozwoju zabudowy na terenach zagrożonych powodzią,
  – opracowywania systemów ubezpieczeń.

PODZIĘKOWANIA

Opisane w rozprawie badania zostały w znacznej części sfinansowane przez Ministerstwo Nauki i Szkolnictwa Wyższego w ramach projektu badawczego 2 P06S 034 29.

Pragnę podziękować Władzom Wydziału Inżynierii Lądowej i Środowiska Politechniki Gdańskiej za finansowe i organizacyjne wsparcie moich badań laboratoryjnych przeprowadzonych w Laboratorium Hydrauliki i Inżynierii Środowiska, które stały się jednym z podstawowych elementów przedstawionej rozprawy. Dziękuję również za przyznaną mi pomoc finansową w postaci stypendium oraz zmniejszenie obciążenia dydaktycznego, co istotnie przyspieszyło zakończenie badań.

Serdecznie dziękuję Panu Profesorowi Romualdowi Szymkiewiczowi za niezmiernie cenne opinie dotyczące obliczeń numerycznych przedstawionych w rozprawie, a także za celne uwagi redakcyjne, które wzbogaciły i uporządkowały tekst niniejszej pracy.

Jestem bardzo wdzięczny wszystkim koleżankom i kolegom z Katedry Hydrauliki i Hydrologii WILiŚ PG za stworzenie wspaniałej atmosfery pracy, motywującej moje działania naukowe.

Bardzo dziękuję również mojej rodzinie, szczególnie żonie i synom, za cierpliwość, zrozumienie i nieustanny doping do pracy. Bez ich wsparcia powstanie tej rozprawy byłoby niemożliwe.

Autor

BIBLIOGRAFIA

[1] Abbott M. B.: Computational hydraulics: elements of the theory of free-surface flows, London: Pitman 1979.
[2] Akan A. O., Houghtalen R. J.: Urban Hydrology, Hydraulics and Stormwater Quality. John Wiley and Sons 2003.
[3] Alcrudo F., Benkhaldoun F.: Exact-Solutions to the Riemann Problem of the Shallow-Water Equations with a Bottom Step. Computers & Fluids 2001, Vol. 30 (6), s. 643–671.
[4] Alcrudo F., Garcia-Navarro P., Saviron J. M.: Flux difference splitting for 1D open channel flow equations. Int. Journal for Numerical Methods in Fluids 1992, Vol. 14, s. 1009–1018.
[5] Ambrosi D.: Approximation of shallow water equations by Roe's Riemann solver. Int. Journal for Numerical Methods in Fluids 1995, Vol. 20, s. 157–168.
[6] Apirumanekul Ch., Mark O.: Modelling of Urban Flooding in Dhaka City. W: 4th DHI Software Conference 2001, Klong Luang, Pathumathani, Thailand, s. 101–109.
[7] Arendarski J.: Niepewność pomiarów. Warszawa: Oficyna Wydawnicza Polit. Warszawskiej 2003.
[8] Arnold H.: Simulation dammbruchinduzierter Flutwellen. Hannover: Univeristät Hannover 1996, Bericht 46/1996.
[9] Aronica G. T., Lanza L. G.: Drainage efficiency in urban areas: a case study. Hydrological Processes 2005, Vol. 19, s. 1105–1119.
[10] Aronica G. T, Lanza L. G.: The role of flood propagation modelling in the investigation of the efficiency of urban drainage systems. 6th Int. Conference on Urban Drainage Modelling – UDM '04, 15–17 September, Dresden, Germany 2004, s. 133–140.
[11] Aureli J., Maranzoni A., Mignosa P.: Experimental modeling of rapidly varying flows on wet bed and in presence of submersible obstacles. London: River Flow. Taylor and Francis Group 2004.
[12] Aureli F., Mignosa P., Tomirotti M.: Numerical Simulation and Experimental Verification of Dam–Break Flows with Shocks. Journal of Hydraulic Research 2000, Vol. 38 (3), s. 197–206.
[13] Axworthy D. H., Ghidaoui M. S. McInnis D. A.: Extended thermodynamics derivation of energy dissipation in unsteady pipe flow. Journal of Hydraulic Engineering 2000, Vol. 126 (4), s. 276–287.
[14] Bermudez A., Vazquez M. E.: Upwind methods for hyperbolic conservation laws with source terms. Computers and Fluids 1994. Vol. 23, s. 1049–1071.
[15] Boonya–aroonnet S., Weesakul S., Mark O.: Modeling of Urban Flooding in Bangkok. 9th Int. Conference on Urban Drainage. Water Engineering and Management Program, Asian Institute of Technology, Klong Luang, Pathumthani, Thailand 2002.
[16] Bradford S. F., Sanders B. F.: Finite Volume Model for Shallow-Water Flooding of Arbitrary Topography. Journal of Hydraulic Engineering 2002, 128 (3), s. 289–298.
[17] Brunone D., Golia U. M., Greco M.: Effects of two-dimensionality on pipe transients modelling. Journal of Hydraulic Engineering 1995, Vol. 121 (12), s. 906–912.
[18] Calenda G., Calvani L., Mancini C. P.: Simulation of the great flood of December 1870 in Rome. Water Management 2003, Vol. 156 (4), s. 305–312.
[19] Campana N. A., Tucci C. E. M.: Predicting floods from urban development scenarios: case study of the Dilúvio Basin, Porto Alegre, Brazil. Urban Water 2001, Vol. 3, s. 113–124.
[20] Casulli V., Stelling G. S.: Numerical simulation of 3D quasi-hydrostatic, free surface flows. Journal of Hydraulic Engineering 1998, Vol. 124 (7), s. 678–686.
[21] Causon D. M., Ingram D. M., Mingham C. G.: A Cartesian Cut Cell Method for Shallow-Water Flows with Moving Boundaries. Advances in Water Resources 2001, Vol. 24 (8), s. 899–911.

[22] Causon D. M., Ingram D. M., Mingham C. G., Yang G., Pearson R. V.: Calculation of Shallow-Water Flows Using a Cartesian Cut Cell Approach. Advances in Water Resources 2000, Vol. 23 (5), s. 545–562.
[23] Chen A. S., Hsu M. H., Chen T. S., Chang T. J.: An integrated inundation model for highly developed urban areas. Water Science and Technology 2005, Vol. 51 (2), s. 221–229.
[24] Chow V. T.: Handbook of applied hydrology. New York: McGraw-Hill Book Company 1964.
[25] Chow V. T.: Open-channel hydraulics. New York: McGraw-Hill Book Company 1959.
[26] Cunge J. A., Holly Jr F. M., Verwey A.: Practical Aspects of Computational River Hydraulics. London: Pitman 1980.
[27] Cunge J. A., Wegner M.: Integration numerique des equations d'ecoulement de Barre de St. Venant par un schema implicite de differences finies. Application au cas d'une galerie tantot en charge tantot a surface libre. La Houille Blanche 1964, nr 1, s. 33–39.
[28] Cyberski J. (red): Powódź w Gdańsku 2001. Gdańsk: Gdańskie Towarzystwo Naukowe 2003.
[29] Delleur J. W.: The Evolution of Urban Hydrology: Past, Present, and Future. Journal of Hydraulic Engineering ASCE, August 2003/563.
[30] Delis A. I., Skeels C. P., Ryrie S. C.: Implicit high-resolution methods for modelling one-dimensional open channel flow. Journal of Hydraulic Research 2000, Vol. 38 (5), s. 369–382.
[31] Delis A. I., Skeels C. P., Ryrie S. C.: Evaluation of some approximate Riemann solvers for transient open channel flows. Journal of Hydraulic Research 2000, Vol. 38 (3), s. 217–231.
[32] Djordjevic S., Prodanovic D., Maksimovic C., Ivetic M., Savic D.: SIPSON – Simulation of Interaction between Pipe flow and Surface Overland flow in Networks. Int. Conference on Urban Drainage Modelling – UDM '04, Dresden, Germany 2004, s. 115–124.
[33] Djordjevic S., Prodanovic D., Maksimovic C: An approach to simulation of dual drainage. Water Science and Technology. Vol. 39 (9), 1999, s. 95–103.
[34] Douben N., Verhagen J.: Urban flash flood mitigation in emerging and least developed countries; a research agenda and learning programme. XXXI IAHR Congress, Seul, Korea 2005.
[35] Dubicki A., Słota H., Zieliński J.: Dorzecze Odry – monografia powodzi lipiec 1997. Warszawa: Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej 1999.
[36] Eagleson P. S.: Hydrologia dynamiczna. Warszawa: PWN 1978.
[37] Edel R., Suligowski Z.: Wpływ parametrów wpustów deszczowych na sprawność odwodnienia powierzchniowego dróg i ulic. Gdańsk: Wydawnictwo Politechniki Gdańskiej 2004.
[38] Ettrich N. K., Steiner K., Thomas M., Rothe R.: Surface models for coupled modelling of runoff and sewer flow in urban areas. Int. Conference on Urban Drainage Modelling – UDM '04, Dresden, Germany 2004, s. 53–60.
[39] Fiedler F. R., Ramirez J. A.: A Numerical Method for Simulating Discontinuous Shallow Flow over an Infiltrating Surface, Int. Journal for Numerical Methods in Fluids. Vol. 32 (2), 2000, s. 219–240.
[40] Fletcher C. A. J.: Computational techniques for fluid dynamics. New York: Springer-Verlag 1991.
[41] Fraccarollo L., Toro E. F.: Experimental and numerical assessment of the shallow water model for two-dimensional dam-break type problems. Journal of Hydraulic Research. Vol. 33 (6), 1995, s. 843–864.
[42] Garcia-Navarro P., Fras A., Villanueva I.: Dambreak flow simulation – some results for one-dimensional models of real cases. Journal of Hydrology. Vol. 216 (3–4), 1999, s. 227–247.
[43] Gądek W.: Matematyczny model odpływu ze zlewni z zastosowaniem zdekomponowanej przestrzennie siatki obliczeniowej. Zesz. Nauk. Polit. Krakowskiej nr 49, 2002.
[44] Glaister P.: Flux difference splitting for open channel flows. International Journal for Numerical Methods in Fluids 1993, Vol. 16, s. 629–654.
[45] Godunow S. K.: Równania fizyki matematycznej. Warszawa: WNT 1975.
[46] Gourbesville P., Savioli J.: Urban runoff and flooding: interests and difficulties of the 2D approach. 5th International Conference on Hydroinformatics 2002, Cardiff, UK, s. 310–315.

[47] Goutal N., Maurel F.: A finite volume solver for 1D shallow-water equations applied to an actual river. Int. Journal for Numerical Methods in Fluids 2002, Vol. 38, s. 1–19.
[48] Greene R. G.: Urban Watershed Modeling Using Geographic Information System. Journal of Water Resources Planning and Management, Vol. 121 (4), 1995, s. 318–325.
[49] le Grelle N., Bertrand G., Soarez-Frazao S., Hiver J. M., Zech Y.: Flows due to a structure failure on the canal du centre. XXX IAHR Congress, Thessaloniki, Greece, 24–29 August 2003, s. 543–550.
[50] Guinot V., Soares-Frazao S.: Flux and source term discretization in two-dimensional shallow water models with porosity on unstructured grids. International Journal for Numerical Methods in Fluids. Vol. 50, 2006, s. 309–345.
[51] Gutry-Korycka M. (red.): Urban SPRAWL Warsaw Agglomeration case study. Warszawa: Wydawnictwo Uniwersytetu Warszawskiego 2005.
[52] Gutry-Korycka M., Magnuszewski A., Szydłowski M.: Two dimensional modeling of the flood zones in the valley of Vistula river in Warsaw. W: Book of abstracts of International Conference Extreme hydrometeorological events in Poland and their impacts – European context, Warszawa, 7–9 December 2006.
[53] Haider S., Paquier A., Morel R., Champagne J. Y.: Urban flood modelling using computational fluid dynamics. Water and Maritime Engineering. Vol. 156 (2), 2000, s. 129–135.
[54] Han K. Y., Lee J. T., Park J. H.: Flood inundation analysis resulting from Levee-break. Journal of Hydraulic Research. Vol. 36 (5), 1998, s. 747–759.
[55] Hauke G.: A Symmetrical Formulation for Computing Transient Shallow-Water Flows. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering. Vol. 163 (1–4), 1998, s. 111–122.
[56] Heping H., Jianzhong G., Yi S.: An urban flood dynamic simulation model with GIS. 28th IAHR Congress, Graz, 22–27 August 1999, s. 201 (CD-ROM).
[57] Hervouet J. M., Samie R., Moreau B.: Modelling urban areas in dam-break flood-wave numerical simulations. RESCDAM Workshop, Finnish Environment Institute, Seinajoki, Finland, 1–5 October 2000.
[58] Hervouet J. M., Petitjean A.: Malpasset Dam-Break Revisited with 2-Dimensional Computations. Journal of Hydraulic Research. Vol. 37 (6), 1999, s. 777–788.
[59] Hilden M.: Simulation of floods caused by overload sewer systems: extensions of shallow-water equations. Hydrological Processes 19, 2005, s. 1037–1053.
[60] Hingray B., Cappelaere B., Bouvier Ch., Desbordes M.: Hydraulic Vulnerability of Elementary Urban Cell. ASCE Journal of Hydrologic Engineering. Vol. 5, Issue 4, 2000, s. 402–410.
[61] Hirt C. W., Nichols B. D.: Volume of fluid (VOF) method for the dynamics of free boundaries. Journal of Computational Physics. Vol. 39, 1981, s. 201–225.
[62] Horritt M. S.: Development of physically based meshes for two-dimensional models of meandering channel flow. International Journal for Numerical Methods in Engineering. Vol. 47, 2000, s. 2019–2037.
[63] Horritt M. S., Bates P. D.: Predicting floodplain inundation: raster-based modeling versus the finite-element approach. Hydrological Processes. Vol. 15, 2001, s. 825–842.
[64] Hromadka T. V., Yen C.: A Diffusion Hydrodynamic Model. U.S. Geological Survey Report, 1987.
[65] Hsu M. H., Chen S. H., Chang T. J.: Inundation simulation for urban drainage basin with storm sewer system. Journal of Hydrology. Vol. 234, 2000, s. 21–37.
[66] Illgen M., Schmitt T. G.: Different model applications, different results? An approach to achieve consistency in urban drainage modeling. Int. Conference on Urban Drainage Modelling – UDM '04, Dresden, Germany 2004, s. 15–22.
[67] Inoue K., Kawaike K., Hayashi H.: Numerical simulation models of inundation flows in urban area. Journal of Hydroscience and Hydraulic Engineering. Vol. 18 (1), 2000, s. 119–126.
[68] Isaacson E., Stoker J. J., Troesch A.: Numerical solution of flow problems in rivers. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE. Vol. 84, 1958.

[69] Ivanenko S. A., Muratova G. V.: Adaptive grid Shallow Water modeling. Applied Numerical Mathematics. Vol. 32 (4), 2000, s. 447–482.
[70] Jaworski W., Marcinkowski M.: Zasięg zalewów dolinowych Wisły w gorsecie warszawskim. Praca magisterska. Uniwersytet Warszawski, Wydział Geografii i Studiów Regionalnych 2005.
[71] Jha A. K., Akiyama J., Ura M.: Flux-Difference Splitting Schemes for 2D Flood Flows. Journal of Hydraulic Engineering. Vol. 126 (1), 2000, s. 33–42
[72] Jonkman S. N., van Gelder P. H. A. J. M., Vrijling J. K.: Loss of life models for sea and river floods. W: Flood Defence 2002, New York: Science Press 2002, s. 196–206.
[73] Kaplan D. H., Wheeler J. O., Holloway S. R.: Urban Geography. John Wiley and Sons 2004.
[74] Katopodes N. D.: A dissipative Galerkin scheme for open channel flow. Journal of Hydraulic Engineering. Vol. 110 (6), 1984, 450–466.
[75] Kelman I., Spence R.: An overview of flood actions on buildings. Cambridge, England: Elsevier, Engineering Geology 73(2004), s. 297–309.
[76] Kubrak J.: Modele numeryczne rozprzestrzeniania się fali wypływającej przez wyrwę w zaporze. Rozprawy Naukowe i Monografie SGGW 1989.
[77] Kundzewicz Z. W.: Non-structural Flood Protection and Sustainability. Water International, Vol. 27 (1), 2002, s. 3–13.
[78] Lai Jihn-Sung, Huang Liang-Hsiung, Hsieh Ping-Cheng, Lin Meng-Yu: Integration of Models for Simulating Flood Inundation in the Urban Area. Taipei, Taiwan: Hydroinformatics 2000.
[79] LeVeque R. J.: Finite volume methods for hyperbolic problems. New York: Cambridge University Press 2002.
[80] Lhomme J., Bouvier Ch., Perrin J. L.: Applyin a GIS-based geomorphological routing model in urban catchments. Elsevier Journal of Hydrology 299, 2004, s. 203–216.
[81] Liang Q., Borthwick A. G. L., Stelling G.: Simulation of dam- and dyke-break hydrodynamics on dynamically adaptive quadtree grids. Int. Journal for Numerical Methods in Fluids. Vol. 46, 2004, s. 127–162.
[82] Lin B., Wicks J. M., Falconer R. A., Adams K.: Integrating 1D and 2D hydrodynamic models for flood simulation. Water Management. Vol. 159 (1), 2006, s. 19–25.
[83] Maciejewski M. (red.): Model kompleksowej ochrony przed powodzią w obszarze dorzecza górnej Wisły na przykładzie województwa małopolskiego. Kraków: Instytut Meteorologii I Gospodarki Wodnej 2000 (CD–ROM).
[84] Madej P.: Mapy terenów zalewowych oraz konieczność ograniczenia zabudowy tych terenów. W: Przyjazna środowisku strategia ochrony przed powodzią, Osieczany, 7–9.05.2000, Towarzystwo na rzecz Ziemi, Oświęcim, 2000.
[85] Magnuszewski A., Suchożebrski J., Szydłowski M., Gutry-Korycka M.: Flood zones – a risk for the urban areas. W: Urban SPRAWL Warsaw Agglomeration case study. (Red. M. Gutry-Korycka). Warszawa: Wydawnictwo Uniwersytetu Warszawskiego 2005.
[86] Maidment D. R.: Handbook of Hydrology. New York: McGraw-Hill 1993.
[87] Majewski W. (red): Charakterystyka Raduni i jej zlewni w świetle Ramowej Dyrektywy Wodnej UE. Gdańsk: Wydawnictwo IBW PAN 2005.
[88] Majewski W. (red): Woda i kataklizmy. Gdańsk: Wydawnictwo IBW PAN 2004.
[89] Mark O., Weesakul S., Apirumanekul Ch., Aroonnet S. B., Djordević S.: Potential and limitations of 1D modelling of urban flooding. Journal of Hydrology. Vol. 299, 2004, s. 284–299.
[90] Maronnier V., Picasso M., Rappaz J.: Numerical Simulation of Free Surface Flows. Journal of Computational Physics. Vol. 155, 1999, s. 439–455.
[91] Martin C. S., Fazio F. G.: Open channel surge simulation by digital computer. Journal of Hydraulic Engineering ASCE 1969, Vol. 95, s. 2049–2070.
[92] Mignot E., Paquier A., Haider S.: Modeling floods in a dense urban area using 2D shallow water equations. Journal of Hydrology. Vol. 327, 2006, s. 186–199.
[93] Mignot E., Paquier A., Ishigaki T.: Comparison of numerical and experimental simulations of a flood in a dense urban area. W: 10th International Conference on Urban Drainage, Copenhagen, Denmark, 21–26 August 2005.

[94] Mohapatra P. K., Eswaran V., Bhallamudi S. M.: Two-Dimensional Analysis of Dam-Break Flow in Vertical Plane. Journal of Hydraulic Engineering. Vol. 125 (2), 1999, s. 183–192.
[95] Molls T., Molls F.: Space-Time Conservation Method Applied to Saint-Venant Equations. Journal of Hydraulic Engineering. Vol. 124 (5), 1998, s. 501–508.
[96] Moramarco T., Melone F., Singh V. P.: Assessment of flooding in urbanized ungauged basins: a case study in the Upper Tiber area, Italy. John Wiley and Sons, Hydrological Processes 19, 2005, s. 1909–1924.
[97] Morris M. W.: CADAM Concerted Action on Dambreak Modelling. EC Contract no. ENV4-CT97-0555, Final Report SR571, 2000.
[98] Nachlik E., Kostecki St., Gądek, Stochmal R.: Strefy zagrożenia powodziowego. Wrocław: Biuro Koordynacji Projektu Banku Światowego 2000.
[99] Nadaoka K., Yagi H.: Shallow Water Turbulence Modeling and Horizontal Large Eddy Computation of River Flow. Journal of Hydraulic Engineering. Vol. 124 (5), 1998, s. 493–500.
[100] Nie L., Schilling W., Sægrov S.: Urban Flooding Models and Flooding Risk Analysis. Int. Conference on Urban Drainage Modelling – UDM '04, Dresden, Germany 2004, s. 125–133.
[101] Nikora V., Goring D., McEwan I., Griffiths G.: Spatially averaged open-channel flow over rough bed. Journal of Hydraulic Engineering. Vol. 127 (2), 2001, s. 123–133.
[102] Nikora V., Kroll K., McEwan I., McLean S., Dittrich A.: Velocity Distribution in the Roughness Layer of Rough-Bed Flows. Journal of Hydraulic Engineering. Vol. 130 (10), 2004, s. 1036–1042.
[103] Nujic M.: Efficient implementation of nonoscillatory schemes for the computation of free surface flows. Journal of Hydraulic Research, Vol. 3 (1), 1995.
[104] O'Loughlin G., Peterson R.: Analysis of Flooding Problems in Urban Areas with Separate Drainage and Sewerage Systems. 4th International Conference on the Innovative Technologies in Urban Drainage NOVATECH 2001, Lion, France, 25–27 June 2001, s. 291–298.
[105] Ostrowski M.: Spojrzenie Warsa. Warszawa: Sci-Art 2006.
[106] Ozga-Zielińska M., Brzeziński J.: Hydrologia stosowana. Warszawa: PWN 1994.
[107] Paquier A., Tanguy J. M., Haider S., Zhang B.: Estimation des niveaux d'inondation our une crue éclair en milieu urbain: comparaison de deux modèles hydrodynamiques sur la crue de Nîmes d'octobre 1988. Revue des sciences de l'eau 16 (1), 2003, s. 911–934.
[108] Piwecki T.: Model matematyczny ruchu wody w systemie koryt otwartych. Gdańsk: Politechnika Gdańska, Komunikaty 1971.
[109] Potter D.: Metody obliczeniowe fizyki. Warszawa: PWN 1977.
[110] Puzyrewski R., Sawicki J. M.: Podstawy mechaniki płynów i hydrauliki. Warszawa. PWN 1987.
[111] Radczuk L., Szymkiewicz R., Jełowicki J., Żyszkowska W., Brun J. F.: Wyznaczanie stref zagrożenia powodziowego. Wrocław: Biuro Koordynacji Projektu Banku Światowego 2001.
[112] Rao P.: Contribution of Boussinesq pressure and bottom roughness terms for open channel flows with shocks. Applied Mathematics and Computation. Vol. 133, 2002, s. 581–590.
[113] Reiter P.: Considerations on urban areas and floating debris in dam-break flood modelling. RESCDAM Workshop, Finnish Environment Institute, Seinajoki, Finland, 1–5 October 2000.
[114] Rodriguez F., Cudennec Ch., Andrieu H.: Application of morphological approaches to determine unit hydrographs of urban catchments. Hydrological Processes 19, 2005, s. 1021–1035.
[115] Rogers, B., Fujihara, M., Borthwick, A. G. L.: Adaptive Q-tree Godunov-type scheme for shallow water equations. Int. Journal for Numerical Methods in Fluids. Vol. 35, 2001, s. 247–280.
[116] Roe P. L.: Approximate Riemann solvers, parameters vectors and difference schemes. Journal of Computational Physics. Vol. 43, 1981, s. 357–372.
[117] Rumszycki L. Z.: Matematyczne opracowywanie wyników eksperymentów. Warszawa: WNT 1973.

[118] Sapphaisal C., Piamsa-Nga N., Nakatsuji K.: Flood analysis in urban area of the eastern Bangkok metropolitan area. W : XXXI IAHR Congres. Seoul, Korea, 11–16 September 2005, s. 1180–1189.
[119] Savenije H. H.: Recent Extreme Floods Europe and the USA. Challenges for the Future. Phys. Chem. Earth, Vol. 20, No 5–6, Elsevier Science Ltd 1995, s. 433–437.
[120] Sawicki J. M.: Przepływy ze swobodną powierzchnią. Warszawa: Wydawnictwo Naukowe PWN 1998.
[121] Scawthorn Ch., Flores P., Blais N., Seligson H., Tate E., Chang S., Mifflin E., Thomas W., Murphy J., Jones Ch., Lawrence M.: HAZUS-MH Flood Loss Estimation Methodology. II. Damage and Loss Assessment. Natural Hazards Review, Vol. 7 (2), 2006, s. 72–81.
[122] Schmitt T. G., Thomas M., Ettrich N.: Assesment of Urban Flooding by Dual Drainage Simulation Model RisUrSim. Int. Conference on Urban Drainage Modelling – UDM '04, Dresden, Germany 2004, s. 149–156.
[123] Schmitt T. G., Thomas M., Ettrich N.: Analysis and modeling of flooding in urban drainage systems. Elsevier, Journal of Hydrology. Vol. 299, 2004, s. 300–311.
[124] Sheu T. W. H., Fang C. C.: High Resolution Finite Element Analysis of Shallow Water Equations in 2 Dimensions. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering. Vol. 190 (20–21), 2001, s. 2581–2601.
[125] Singh V. P.: Kinematic wave modelling in water resources: a historical perspective. Hydrological Processes. Vol. 15, 2001, s. 671–706.
[126] Soares-Frazao S., Zech Y.: Simulation of the impact case Study on the Tous dam-break flow. XXXI IAHR Congress, Seul, Korea, 11–16 September 2005, s. 3354–3364.
[127] Soares-Frazao S., Noël B., Zech Y.: Experiments of dam-break flow in the presence of obstacles. W: Conference River Flow 2004, Italy 23–25 June 2004.
[128] Soares-Frazao S., Zech Y.: Dam break in channels with 90° bend. Journal of Hydraulic Engineering. Vol. 128 (11), 2002, s. 956–968.
[129] Sole A., Zuccaro G.: New urban area flood model: a comparison with MIKE11-quasi2d. Advances in Geosciences, Vol. 2, 2005, s. 279–284.
[130] Sole A., D'Angelo L.: Urban areas flooding processes. W: 3rd DHI Software Conference, 7–9 June 1999, Hørsholm, Denmark.
[131] Stansby P. K., Zhou J.G.: Flow Solver with Nonhydrostatic Pressure – 2D Vertical Plane Problems. Journal for Numerical Methods in Fluids. Vol. 28 (3), 1998, s. 541–563.
[132] Stelling G. S., Busnelli M. M.: Numerical Simulation of the Vertical Structure of Discontinuous Flows. Int. Journal for Numerical Methods in Fluids. Vol. 37 (1), 2001, s. 23–43.
[133] Stoker J. J.: Water Waves. New York: Interscience Publishers Wiley 1957.
[134] Szydłowski M.: Modelowanie gwałtownych przepływów powodziowych na terenach zabudowanych. W: Hydraulika tranzytowych systemów inżynierii sanitarnej, Gdańsk: PAN Komitet Inżynierii Lądowej i Wodnej, Politechnika Gdańska, Zeszyt monograficzny nr 2, 2006, s. 53–60.
[135] Szydłowski M.: Mathematical modelling of flash floods in natural and urban areas. W: Transboundary Floods: Reducing Risks Through Flood Management Proceedings of the NATO Advanced Research Workshop on Transboundary Floods: Reducing Risks and Enhancing Security Through Improved Flood Management Planning edited by Marsalek J.; Stancalie G., Balint G., Baile Felix (Oradea), Romania, 4–8 May 2005, Nato Science Series: IV: Earth and Environmental Sciences, Vol. 72, Springer, Nederland, 2006, s. 143–153.
[136] Szydłowski M., Zima P.: Numeryczna symulacja gwałtownego przepływu wody na terenie zabudowanym. W: Problemy hydrotechniki – modelowanie i hydroinformatyka oraz wybrane zagadnienia ochrony przeciwpowodziowej. (Red. St. Kostecki). Wrocław: Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne 2006, s. 346–354.
[137] Szydłowski M., Zima P.: Two-dimensional vertical Reynolds-Averaged Navier-Stokes equations versus one-dimensional Saint-Venant model for rapidly varied open channel water flow modelling. Gdańsk: Archives of Hydro-Engineering and Environmental Mechanics. Vol. 53 (4), 2006, s. 3–18.

[138] Szydłowski M.: Numerical Simulation of Extreme Flooding in Build-up Area. Gdańsk: Archives of Hydro-Engineering and Environmental Mechanics. Vol. 52 (4), 2005, s. 85–97.
[139] Szydłowski M.: Implicit versus explicit finite volume schemes for extreme, free surface water flow modelling. Gdańsk: Archives of Hydro-Engineering and Environmental Mechanics. Vol. 51 (3), 2004, s. 287–303.
[140] Szydłowski M. (red.): Matematyczne modelowanie hydraulicznych skutków awarii zapór wodnych. Warszawa: Komitet Gospodarki Wodnej PAN 2003.
[141] Szymczak T., Szelenbaum C.: Wpływ urbanizacji na wezbrania opadowe na przykładzie małej zlewni nizinnej. Wiadomości Melioracyjne i Łąkarskie nr 4/2004, s. 157–161.
[142] Szymkiewicz R.: Metoda badania dyfuzji i dyspersji numerycznej w rozwiązaniach równań hydrodynamiki. Gdańsk: Wydawnictwo Politechniki Gdańskiej 2006.
[143] Szymkiewicz R.: Modelowanie matematyczne przepływów w rzekach i kanałach. Warszawa: Wydawnictwo Naukowe PWN 2000.
[144] Szymkiewicz R. (red.): Hydrodynamika Zalewu Wiślanego. Warszawa: Komitet Gospodarki Wodnej PAN 1992.
[145] Tan W.: Shallow water hydrodynamics. Amsterdam: Elsevier 1992.
[146] Testa G., Zuccala D., Alcrudo F., Mulet J., Soares-Frazao S.: Flash flood flow experiment in a simplified urban district. Journal of Hydraulic Research. Vol. 45 (extra issue), 2007, s. 37–44.
[147] Toda K., Inoue K., Kuriyama K., Maeda O.: Inundation flow analysis in urban areas considering streets and underground space effects. IAHR XIX Congres – China 2006 (CD-ROM).
[148] Todini E.: An operational decision support system for flood risk mapping, forecasting and management. Elsevier, Urban Water 1, 1999, s. 131–143.
[149] Tomicic B., Mark O., Kronborg P.: Urban Flooding Modelling Study at Playa de Gandia. W: 3rd DHI Software Conference, Hørsholm, Denmark, 7–9 June 1999.
[150] Toro E. F.: Riemann solvers and numerical methods for fluid dynamics. Berlin: Springer-Verlag 1997.
[151] Tseng M. H., Chu C. R.: 2-Dimensional Shallow-Water Flows Simulation Using TVD MacCormack Scheme, Journal of Hydraulic Research. Vol. 38(2), 2000, s. 123–131.
[152] Tucciarelli T., Termini D.: Finite-Element Modeling of Floodplain Flows. Journal of Hydraulic Engineering 2000, Vol. 126 (6), s. 416–424.
[153] Turner–Gillespie D. F., Smith J. A., Bates P. D.: Attenuating reaches and the regional flood response of an urbanizing drainage basin. Elsewier, Advances in Water Resources 26, 2003, s. 673–684.
[154] Twaróg B.: Określenie wielkości strat powodziowych w oparciu o parametry rozłożone fali powodziowej. W: Zagrożenie klęskami żywiołowymi: Konferencja Naukowo-Techniczna, Bielsko-Biała, 14–16 października 1998. (Red. B. Więzik, M. Maciejewski). Katowice: RZGW 1998, s. 161–172.
[155] Vaes G., Bouteligier R., Herbos P., Berlamont J.: Modelling of floods caused by urban drainage systemsng. Int. Conference on Urban Drainage Modelling – UDM '04, Dresden, Germany 2004, s. 141–148.
[156] Valiani A., Caleffi V., Zanni A.: Case Study: Malpasset dam-break simulation using a two-dimensional finite volume method. Journal of Hydraulic Engineering 2002, Vol. 128 (5), s. 460–472.
[157] Wang J., Ni H., He Y.: Two-dimensional free surface flow in branch channels by a finite-volume TVD scheme. Advances in Water Resources. Vol. 26, 2003, s. 623–633.
[158] Wang J., Ni H., He Y.: Finite-difference TVD scheme for computation of dam-break problems. Journal of Hydraulic Engineering. Vol. 126, 2000, s. 253–262.
[159] Welch J. E., Harlow F. H., Shannon J. P., Daly B. J.: The MAC method. Technical Report LA-3425, National Laboratory, Los Alamos 1966.
[160] Wichowski R.: Wybrane zagadnienia przepływów nieustalonych w sieci wodociągowej pierścieniowej. Seria Monografie nr 27. Gdańsk: Wydawnictwo Politechniki Gdańskiej 2002.
[161] Wierzbicki J.: Stałość pionowego układu koryta Wisły oraz położenia zwierciadła wód małych i wielkich na odcinku miejskim w Warszawie. Gospodarka Wodna 4, 2001, s. 143–149.

[162] Ye J., McCorquodale J. A.: Simulation of open channel flows by 3D hydrodynamic model. Journal of Hydraulic Engineering. Vol. 124 (7), 1998, s. 687–698.
[163] Yen, B. C.: Open channel flow resistance. Journal of Hydraulic Engineering. Vol. 128 (1), 2002, s. 20–39.
[164] Yoon H., Kang S. K.: Finite volume model for two-dimensional shallow flows on unstructured grids. Journal of Hydraulic Engineering. Vol. 130 (7), 2004, s. 678–688.
[165] Yu D., Lane S. N.: Urban fluvial flood modelling using a two-dimensional diffusion-wave treatment, part 1: mesh resolution effects. Hydrological Processes Vol. 20 (7), 2006, s. 1567−1583.
[166] Yu D., Lane S. N.: Urban fluvial flood modelling using a two-dimensional diffusion-wave treatment, part 2: development of a sub-grid-scale treatment. Hydrological Processes, Vol. 20 (7), 2006, s. 1541−1565.
[167] Zech Y. i Soares-Frazao S.: Dam-break flow experiments and real-case data. A database from the European IMPACT research, Journal of Hydraulic Research. Vol. 45 (extra issue), 2007, s. 5–7.
[168] Zhou J. G., Stansby P. K.: 2D Shallow Water Flow Model For The Hydraulic Jump. Journal for Numerical Methods in Fluids. Vol. 29, 1999, s. 375–387.
[169] Zienkiewicz O.: Metoda elementów skończonych. Warszawa: Arkady 1972.
[170] Zierep J.: Kryteria podobieństwa i zasady modelowania w mechanice płynów. Warszawa: PWN 1978.
[171] Zima P., Machalińska J., Szydłowski M.: Eksperymentalne badanie gwałtownego przepływu wody na terenie zabudowanym. W: Problemy hydrotechniki – modelowanie i hydroinformatyka oraz wybrane zagadnienia ochrony przeciwpowodziowej. (Red. St. Kostecki). Wrocław: DWE, 2006, s. 337–345.
[172] Zoppou C., Roberts S.: Explicit Schemes for Dam-Break Simulations. Journal of Hydraulic Engineering. Vol. 129 (1), 2003, s. 11–34.
[173] Zwart P. J., Raithby G. D., Raw M. J.: The integrated space-time finite volume method and its application to moving boundary problems. Journal of Computational Physics. Vol. 154, 1999, s. 497–519.

MODELOWANIE FAL POWODZIOWYCH NA TERENACH ZABUDOWANYCH

W pracy opisano wyniki badań, dotyczących modelowania przepływów powodziowych na terenach zabudowanych. Analizowano warunki powierzchniowego przepływu wody, występującego w następstwie przerwania wałów przeciwpowodziowych na obwałowanych i zabudowanych terenach zalewowych.

Głównym celem pracy było rozszerzenie wiedzy o przebiegu nagłych zalewów na terenach zabudowanych oraz opracowanie odpowiednich metod przewidywania hydraulicznych skutków propagacji fal powodziowych na takich obszarach. W pracy przedstawiono metodę prognozowania hydraulicznych skutków gwałtownego, szybkozmiennego przepływu powierzchniowego na obszarze zabudowanym. Opracowany model matematyczny przepływu opisuje dwuwymiarowy, płaski ruch wolno- i szybkozmienny, odtwarza proces propagacji wezbrań na obszarach wcześniej niepokrytych wodą, w warunkach zabudowy obszaru przepływu oraz znacznej deniwelacji i zróżnicowanego pokrycia terenu. Do matematycznego opisu nieustalonego przepływu powierzchniowego przyjęto dwuwymiarowe równania wody płytkiej, które rozwiązano numerycznie metodą objętości skończonych.

W pracy szczegółowo opisano weryfikację modelu na podstawie wyników obliczeń i pomiarów laboratoryjnych. W tym celu zbudowano w Laboratorium Hydrauliki i Inżynierii Środowiska Politechniki Gdańskiej stanowisko pomiarowe, umożliwiające badanie przepływu w obszarze zalewowym o zmiennej konfiguracji zabudowy. Badania laboratoryjne objęły rozpoznanie charakterystycznych cech fali powodziowej na obszarze zabudowanym oraz zjawisk hydraulicznych towarzyszących gwałtownemu i szybkozmiennemu przepływowi wody. W trakcie eksperymentów mierzono lokalne zmiany głębokości, które porównywano z wynikami symulacji numerycznych. W wyniku przeprowadzenia badań eksperymentalnych, przepływ w bezpośrednim sąsiedztwie terenu zabudowanego zidentyfikowano jako szybkozmienny o złożonej strukturze z dużą liczbą miejscowych efektów hydraulicznych, takich jak stacjonarne i ruchome odskoki hydrauliczne, odbicia i załamania fal, cyrkulacje i strefy martwe.

Ponieważ opracowany model okazał się, mimo wykazanych w pracy ograniczeń, wiarygodny i skuteczny, zastosowano go do symulacji przejścia fali powodziowej wywołanej nagłym przerwaniem obwałowania Wisły w Warszawie. Na podstawie wykonanych obliczeń określono granice strefy zagrożenia powodziowego dla wody stuletniej w dolinie Wisły w rejonie Saskiej Kępy.

Przeprowadzone badania oraz opracowana metodyka obliczeń – prócz wartości poznawczych – mają zastosowania praktyczne. Możliwość prognozowania skutków gwałtownych i nagłych powodzi na obszarach bezpośrednio zagrożonych gwałtownym zalewem, może być przydatna między innymi do:

— wyznaczania lokalnych stref zagrożenia powodziowego w przypadku awarii zabudowy hydrotechnicznej cieków z zabudowanymi terenami zalewowymi,
— przygotowania planów i dróg ewakuacji mieszkańców z zagrożonych obszarów,
— oceny ryzyka związanego z powodzią w mieście,
— oceny wielkości strat, jakie może wywołać awaria wałów przeciwpowodziowych,
— szacowania wpływu powodzi na zabudowę i określania powodowanych przez to uszkodzeń budynków,
— kontrolowania rozwoju zabudowy na terenach zagrożonych powodzią,
— opracowywania systemów ubezpieczeń.

MODELLING OF FLOOD WAVES IN URBAN AREAS

In the paper the results of modelling of flood waves in urban areas are presented. The free surface water flow in embanked and built-up river floodplains after dikes failures are investigated in the research.

The main scientific aim of the research was to advance the knowledge and understanding of hydraulic consequences and effects occurring in urban area during extreme flooding. The mathematical model of flow was described in the paper in details. The model of overland flow was based on Shallow Water Equations (SWE). It properly represents the flow interaction with local urban structures, bed roughness and wetting and drying processes. The solution of assumed flow model required to develop specific numerical techniques. Concerning extreme nature of rapidly varied overland urban flooding flow the Finite Volume Method (FVM) was used for numerical integration of model equations.

The model verification was presented in the paper. It was achieved by combination of physical and mathematical modelling work. The former has required to carry out a set of laboratory experiments. For laboratory modelling of urban flood flow the test stand was built in hydraulic laboratory of Gdansk University of Technology. In the first part of laboratory research, investigation and defining the hydraulic characteristics of flow in urban areas were realized. During experiments the water depth was measured. Then, the measurements were compared with results of numerical simulations. Laboratory and mathematical modelling allow to define the flow in urban area as rapidly varied flow of complex structure with numerous local effects like bores, hydraulic jumps, wave reflections and circulations zones.

The verification showed that the model of flood flow is reliable and effective despite some limitations analysed in the paper. Therefore, it was used for modelling the urban flood in Warsaw after Vistula river embankment potential break. Computational results were used to estimate the range of flood risk zone in Vistula valley in vicinity of Saska Kepa district.

The practical aim of the research was to create a computational tool for predicting of complex extreme water flow in urban area. The developed predictive model can be useful for example to:

— estimate flood risk maps,
— construct decision support tools and prepare emergency plans by the local authorities,
— assess of risk from the failures of water controls structures or natural flood events by municipal planers and analysts,
— estimate economic and environmental damages,
— analyse the flood influence on buildings and determine failures of urban structures,
— control city development in potential inundation zones,
— specify insurance premiums.

WYDAWNICTWO POLITECHNIKI GDAŃSKIEJ

Wydanie I. Ark. wyd. 12,1, ark. druku 9,5, 86/483

Druk: Przedsiębiorstwo Prywatne *WIB* Piotr Winczewski
ul. Sobieskiego 14, 80-216 Gdańsk, tel. 058 341 99 89