ภาควิชาวิศวกรรมทรัพยากรน้ำ คณะวิศวกรรมศาสตร์

มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์





"อิศอกรรมทรัพยากรน้ำ และเทคโนโลยี"



บริษัท ธิเวอร์ เอนจิเนียริ่ง จำกัด

ดำเนินธุรกิจทางด้านการจัดการบริหารน้ำ, การรักษาสิ่งแวดล้อม, การจัดสินค้าที่มีคุณภาพสูงจากต่างประเทศ ดำเนินการออกแบบ ผลิต ติดตั้งงานด้านวิศวกรรม ให้กับหน่วยงานทั้งภาครัฐ และเอกชน อาทิเช่น สำนักการระบายน้ำกรุงเทพมหานคร, การรถไฟแห่งประเทศไทย, กรมชลประทาน, การไฟฟ้าฝ่ายผลิตแห่งประเทศไทย

โดยมีทีมวิศวกรที่มีประสบการณ์ และช่างผู้ขำนาญงานหนึ่งในผลงาน ที่สร้างความภาคภูมิใจแก่บริษัทฯ คือการเป็นผู้จัดหาดำเนินการ โครงการพระราชดำริ โครงการก่อสร้างระบบป้องกันน้ำท่วม และระบายน้ำตามโครงการ *"แก้มลิง"* ที่พระบาทสมเด็จพระเจ้าอยู่หัว รัชกาลที่ 9 ทรงริเริ่มก่อตั้งเพื่อป้องกัน และแก้ไขปัญหาน้ำท่วม ที่เกิดขึ้นในกรุงเทพมหานคร และปริมณฑล..



MULLIN

บริษัท ธิเวอร์ เอนจิเนียริ่ง จำกัด

nummer C

555 ซอยสาดพร้าว 64 ถนนลาดพร้าว แขวง/เขตวังทองหลาง กรุงเทพฯ 10310 โทรศัพท์ 0-2932-7788 (อัตโนมัติ 24 สาย) โทรสาร 0-2932-7600, 0-2932-7799

www.river.co.th

ความสำคัญของน้ำสะอาดต่อส่งบีชีวิต

<u>ระบบพลิตน้ำประปาพร้อมฆ่าเชื้อโรคในแหล่งน้ำธรรมชาติ</u>

ระบบผลิตน้ำประปาอัตโนมัติ - เป็นระบบทำให้ตกตะกอนโดยใช้สารเคมี - ควบคุมการฆ่าเชื้อโรคด้วยคลอรีน - อายุการใช้งานมากกว่า 10 ปี



ระบบ UF ผลิตน้ำประปาอัตโนมัติ

- เป็นระบบการกรอง ไม่ใช้สารเคมี

ใช้พื้นที่การติดตั้งน้อย

 ความละเอียดของไส้กรองสามารถกรอง เชื้อโรคได้

อายุการใช้งาน 5-7 ปี (ไส้กรอง UF)

น้ำกรอง น้ำทิ้ง



ผลกระทบจากเชื้อโรคในแหล่งน้ำต่อสิ่งมีชีวิต การเติบโตช้า-สิ้นเปลืองยาและวัคซีน-อัตราการตายสูง

> ระบบบั้มสูบจ่ายสารเคมีพร้อมถังผสม
> - สูบจ่ายสารเคมีเพื่อฆ่าเชื้อโรคในน้ำ
> - สูบจ่ายสารเคมีเร่งการตกตะกอน
> - สูบจ่ายสารเคมีปรับสภาพความเป็น กรด-ด่างในน้ำ







- ระบบการฆ่าเชื้อด้วยโอโซน - เพื่อฆ่าเชื้อโรคในน้ำสะอาด - ผลิตจากอากาศแห้ง
- ใช้เวลาในการฆ่าเชื้อที่รวดเร็ว





บริษัท นิวทรัพย์ กรุ๊ป จำกัด

ติดต่อ (02) 919-8065-73 โทรสาร (02) 919-8074 WWW.HYDROPROPERTY.COM.

เลขที่ 29/8,29/9 ซอยเสรีไทย50 ถนนเสรีไทย แขวง/เขต คันนายาว จังหวัดกรุงเทพฯ 10230.

ถังเก็บน้ำใต้ดิน แบบทนต่อการเกิดแผ่นดินไหว

AQUA TANKS เก็บรักษาน้ำ เพราะน้ำคือชีวิต

" น้ำประปาสะอาดที่เราใช้บริโภคอุปโภค ถูกส่งมาตามท่อ เมื่อเกิดภัยพิบัติต่างๆ เช่น แผ่นดินไหว น้ำท่วม ภัยแล้ง อัคคีภัย หรือมีการซ่อมระบบท่อประปา ก็จะทำให้น้ำประปาหยุดไหล

้แท็งก์น้ำใต้ดินสามารถเก็บน้ำซึ่งเป็นปัจจัยสำคัญ ที่ทำให้เรา มีน้ำกินน้ำใช้ "

> PRODUCT BY CHAN MR GROUP www.chanmr.com



AQUA TANKS รูปแบบของถังน้ำที่ทนต่อการเกิดแผ่นดินไหว และทนต่อการเกิดไฟไหม้ ซึ่งเป็นคุณสมบัติที่จำเป็นต้องมีในด้านความปลอดภัย

ก็บรักษาน้ำ เพราะน้ำคือชีวิ

ถังเก็บน้ำใต้ดินเพื่อบรรเทาสาธารณภัย และสาธารณประโยชน์ เป็นผลิตภัณฑ์ที่ผลิตขึ้นเพื่อใช้กับสถานที่ต่างๆ เช่น ตลาด หมู่บ้านจัดสรร แหล่งชุมชน ศูนย์การค้า คลังสินค้า และเขตโรงงานอุตสาหกรรม ภายใต้ยุทธศาสตร์การบริการจัดการทรัพยากรน้ำ ทั้งส่วนกลาง และ ภูมิภาค

 ข้อดีของ AQUA TANKS
 ด้านความประหยัดงบประมาณ
 • ลดค่าใช้ง่ายในการก่อสร้าง (ด้านแรงงานและเครื่องจักรหนัก)

 อ้านความปลอดภัย
 มีความแจ็งแรงทนทานและไม่เกิดสนิม สามารถเก็บน้ำได้ในปริมาณที่มาก • รูปแบบที่เป็นรูปทรงกระบอก สามารถเก็บน้ำได้ไปริมาณที่มาก • รูปแบบที่เป็นรูปกรงกระบอก สามารถเก็บน้ำให้ง่ายต่อการดูแลรักษาและช่อมบำรุง

 การดูแลรักษาและการช่อมบำรุง
 • เพราะว่าผลิตภัณฑ์มีการเศรียมการไว้ส่วงหน้า เพื่อให้ง่ายต่อการดูแลรักษาและช่อมบำรุง



ถังเก็บน้ำใต้ดิน ลอบล тลงหร รับประกันคุณภาพ 20 ปี

ติดต่อ คุณกิจขจร อ่างทอง 087-673-3456 ^{ຄຸຎຎຘຎຄົຊກຣົ໌} ບັວແກ້ວ 090–090–7302

นิววิสท์ ๗งจุลินทรีส์อเนกประสงค์

- บำบัดน้ำเสียให้ได้มาตรฐาน
 ย่อยสลายใขมันและสิ่งปฏิกูล
 กำจัดกลิ่นเหม็นอย่างรวดเร็ว
- ແດ້ປັญหาระบบบำบัดน้ำเสียล่ม
 ເພັ່ມປริมาณกำหมีเทนในบ่อหมักชีวภาพ (Biogas)
- ลดปริมาณกาษไฮโตรเจนซัลไฟต์และกาษแอมโมเนีย
 ลดปริมาณแมลงสาบ แมลงวัน
- ยุ่นระยะเวลาเลี้ยงเชื่อจุลินทรีย์ตั้งต้นระบบ (Startup) ให้เหลือเพียง 14 วัน



BIOLOGICAL PRODUCT FOR WASTE WATER TREATMENT AND HOUSEHOLD



Natural Healing for Nature บำบัดธรรมชาติ ด้วยธรรมชาติ

น้ำหนักลุกธิ 1 กิโลกรัม | Net Weight 1 Kilogram

ູ່ນ້ອມູລເພັ່ມເຕັມ ຕົດຕ່ອ

บริษัท นิววิสท์ เจิมส์ จำกัด โทรศัพท์: 094-963-5962, 02-348-3328 Line ID: newish_germs, ask_newish เว็บไชต์: www.newish-germs.co.th

หรือ ตัวแทนจำหน่ายในประเทศสิงคโปร์

Integrion Technologies Pte, Ltd. โทรศัพท์: +65-8782-3604

จัดส่งฟรี ทั่วประเทศ







BUSINESS PERFORMANCE

บริษัท เพอร์เฟค โซลูชั่น แอนด์ คอนเซาส์แตนท์ หรือ PSC เป็นผู้มีความพร้อมในด้านการออกแบบและติดตั้ง ระบบบำบัดมลพิษทางด้านสิ่งแวดล้อม ไม่ว่าจะเป็นด้าน น้ำ อากาศ และการจัดการของเสีย โดยใช้หลัก REE Technique ทีช่วยลดผลกระทบทางด้านสิ่งแวดล้อม ควบคู่ไปกับการผลิตของคุณ หากคุณมีปัญหาไม่รู้จะปรึกษาใคร เพียงติดต่อเรามา

เรายินดีให้คำปรึกษาฟรี

Consultant

production

designer

OUR SERVICES

CONSULTANT SERVICES

การแนะนำให้คำปรึกษา เพอร์เฟคได้จัดเตรียมบุคลากร ในการให้คำปรึกษาแนะนำ โดย คำนึงถึงความต้องการลูกค้าและค วาเหมาะสมทางด้านสิ่งแวดล้อม

PRODUCTION & DESIGNER

ผลิตภัณฑ์ด้านสิ่งแวดล้อม เพอร์เฟคพร้อมที่จะเป็นส่วน หนึ่งในการส่งเสริมผู้ประกอบการ ในการรักษาสิ่งแวดล้อม







accounts@perfectconsultant.com

086-7041133

สาธจากหัวหน้าภาควิชาวิศวกธรมทธัพยากรน้ำ

ในวาระครบรอบ 36 ปี ภาควิชาวิศวกรรมทรัพยากรน้ำ จึงได้ถือโอกาสนี้จัดทำหนังสือ "วิศวกรรมทรัพยากรน้ำและเทคโนโลยี" เพื่อเรียบเรียงประวัติความเป็นมาของภาควิชาฯ แนะนำ ผู้บริหารและคณาจารย์ในภาควิชาฯ ทั้งนี้ภาควิชาวิศวกรรมทรัพยากรน้ำเป็นภาควิชาฯ แห่งแรก และแห่งเดียวของประเทศไทย ที่มีการจัดการเรียนการสอนทางด้านวิศวกรรมทรัพยากรน้ำ ในระดับปริญญาตรี หนังสือฉบับนี้จึงได้รวบรวมผลงานและบทความทางวิชาการของคณาจารย์

แต่ละท่าน อันประกอบด้วยศาสตร์ต่างๆ ทางด้านวิศวกรรมทรัพยากรน้ำ อาทิเช่น อุทกวิทยา ชลศาสตร์ และการบริหารจัดการน้ำ ซึ่งเป็นแกนหลักของการจัดการเรียนการสอนในภาควิชาฯ

นอกจากนี้หนังสือฉบับนี้ยังได้นำเสนอกิจกรรมต่างๆ ของนิสิตปัจจุบันซึ่งสืบทอดกันมาในแต่ละรุ่น เช่น กิจกรรมปฐมนิเทศน์ นิสิตใหม่ กิจกรรมสอนน้องร้องเพลง กิจกรรมไหว้ครู กิจกรรมกีฬาสามัคคี กิจกรรมสันทนาการ กิจกรรมทรัพย์น้ำอาสา และกิจกรรม ปัจฉิมนิเทศน์ อันเป็นการรำลึกถึงกิจกรรมในอดีตของนิสิตเก่า และร้อยเรียงจากการดำเนินกิจกรรมของนิสิตปัจจุบันในภาควิชาฯ ภาควิชาฯหวังเป็นอย่างยิ่งว่าเนื้อหาสาระของหนังสือ "วิศวกรรมทรัพยากรน้ำและเทคโนโลยี" ฉบับนี้ จะเป็นประโยชน์ต่อ ผู้อ่านไม่มากก็น้อย คุณความดีที่บังเกิดขอมอบแด่คณาจารย์ผู้บุกเบิกและก่อตั้งภาควิชาฯ ผู้เฝ้าคอยประสิทธิ์ประศาสตร์ความรู้และ เทคโนโลยีอันทรงคุณค่า ผลิตบัณฑิตทั้งระดับปริญญาตรี ปริญญาโท และปริญญาเอก ออกไปปฏิบัติงานด้านวิศวกรรมทรัพยากรน้ำ ตามหน่วยงานต่างๆ ทั้งภาครัฐ ภาครัฐวิสาหกิจ และภาคเอกชนอันเป็นการร่วมพัฒนาแหล่งน้ำของประเทศไทยให้ก้าวล้ำทัน สถานการณ์ ตามนโยบายวิศวกร 4.0 ของคณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ สืบไป

Brinn sus in

(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. จิระวัฒน์ กณะสุต) หัวหน้าภาควิชาวิศวกรรมทรัพยากรน้ำ



Water and Environment Management



Reference



Laboratory Analysis





Goshu Kohsan Co., Ltd. 70 Moo 5 Kingkaew Road, Bangphli, Samutprakarn 10540, Thailand Tel: 66(0)2 312-4159 66(0)2 750-3192-201 Fax: 66(0)2 312-4162-3 Website: www.goshukohsan.com E-mail: cservice@goshukohsan.com

Offices in : Thailand + Vietnam + Myanmar

บทบรรณาธิการ

ภาควิชาวิศวกรรมทรัพยากรน้ำ เป็น 1 ใน 10 ภาควิชาในคณะวิศวกรรมศาสตร์ วิทยาเขตบางเขน ซึ่ง ปัจจุบันเปิดสอนในระดับปริญญาตรี ปริญญาโท และปริญญาเอก โดยวิชาแกนในการจัดการเรียนการสอน คือกลศาสตร์ของของไหล วิศวกรรมชลศาสตร์ วิศวกรรมแม่น้ำและชายฟั่งทะเล วิศวกรรมทรัพยากรน้ำและ สิ่งแวดล้อม อุทกวิทยาของน้ำพิวดินและน้ำใต้ดิน ฯลฯ นอกเหนือจากการเรียนการสอนแล้ว ยังได้ส่งเสริมและ สนับสนุนให้เกิดกิจกรรมทางวิชาการ งานวิจัยทั้งระดับชาติและนานาชาติ รวมทั้งงานบริการวิชาการพร้อมที่ จะเป็นกำลังสำคัญในการพัฒนาและการบริหารจัดการทรัพยากรน้ำของประเทศ

การจัดทำหนังสือ "วิศวกรรมทรัพยากรน้ำและเทคโนโลยี" จัดทำขึ้นเพื่อประชาสัมพันธ์ ความเป็นมา หลักสูตร พลงานวิจัย และกิจกรรมต่างๆ โดยหนังสือเล่มนี้จะเป็นแหล่งรวบรวมข้อมูลที่เป็นประโยชน์อย่าง กว้างขวางต่อไป

ท้ายนี้ ภาควิชาวิศวกรรมทรัพยากรน้ำ และคณะพู้ประสานงานสำนักพิมพ์ บริษัท เจอนัล รีเสิร์ช จำกัด ใคร่ขอขอบคุณ พู้ให้ความอนุเคราะห์สนับสนุนงบประมาณจัดทำหนังสือในครั้งนี้สำเร็จด้วยดีทุกประการ

คณะพู้จัดทำ

ภาควิชาวิศวกรรมทรัพยากรน้ำ คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ 50 ถนนพหลโยธิน แขวงลาดยาว เขตจตุจักร กรุงเทพฯ 10900 โทร. 02-797-0999 ต่อ 1901-1904

ที่ปรึกษา/บรรณาธิการบทความวิชาการ

พู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.จิระวัฒน์ กณะสุต พู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.พรรณพิมพ์ พุทธรักษา มะเปี่ยม รองศาสตราจารย์ ดร.อดิชัย พรพรหมินทร์ อาจารย์ ดร.ดนย์ปภพ มะณี **บรรณาธิการพู้พิมพ์พู้โฆษณา** วินัย พันธุ์วุฒิ **ทองบรรณาธิการ** นวศมน พันธุ์วุฒิ นวศมน พันธุ์วุฒิ ทินวัฒน์ จิ๋วรักษา วิยะดา พันธุ์วุฒิ เพรวนิด ภัทรวิทุลเศรษฐ์ นัวรดา อุดมพล

ทินวัฒน์ จิ๋วธักษา

ຈັດพิมพ์และเพยแพร่โดย

บริษัท เจอนัล รีเสิร์ช จำกัด Journal Research Co,.Ltd. 99/91 หมู่ที่ 4 ต.บึงยี่โก อ.ธัญบุรี จ.ปทุมธานี 12130 โทร. 02-198-5591, 081-639-2084 โทรสาร: 0-2198-5732 E-mail: jn.rsc14@gmail.com

บริษัท คอนซัลแตนท์ เซ็นเตอร์ แอนด์ แล็บ จำกัด



5-7 ซอยประชาอุทิศ 97/1 ถนนประชาอุทิศ แขวง/เขตทุ่งครุ กรุงเทพฯ 10140 โทรศัพท์ 0-2840-7013-14 โทรสาร 0-2840-7015 Email : www.labccl.com

บริหารงานโดย





ดร. สมพงษ์ หาญวจนวงศ์ ร.ศ. นราพร หาญวจนวงศ์

ผู้เชี่ยวชาญด้านระบบบำบัดน้ำเสีย มีห้องวิเคราะห์ที่ขึ้นทะเบียนกับกรมโรงงานฯ ของตนเอง

ผลงานเด่น

- โรงควบคุมคุณภาพน้ำช่องนนทรี ขนาด 300,000 ม³/วัน
- ระบบบำบัดน้ำเสีย จงสถิต ขนาด 20,000 ม³/วัน
- นิคมอุตสาหกรรมสยามอิสเทิร์น ระยอง ขนาด 7,000 ม³/วัน
- ระบบบำบัดน้ำเสีย ฟาร์มกรุงเทพ ขนาด 3,000 ม³/วัน
- ระบบบำบัดน้ำเสีย YKK (Thailand) ขนาด 1,000 ม³/วัน
- บริษัท มหาชัยฟูดโปรเซสซิ่ง จำกัด ขนาด 1,000 ม³/วัน
- ระบบบำบัดน้ำเสีย โรงแรมรอแยล เบญจา ขนาด 320 ม³/วัน
- ระบบบำบัดน้ำเสีย ห้องเย็น HIC ขนาด 300 ม³/วัน

ขอบเขตการบริการ

- ตรวจวิเคราะห์ตัวอย่างน้ำทุกชนิด
- Recycle น้ำเสีย นำกลับมาใช้ใหม่แทนน้ำประปา/น้ำบาดาล
- ออกแบบ/ก่อสร้าง ติดตั้งอุปกรณ์ ระบบบำบัดน้ำเสีย
- สำรวจ ปรับปรุง ลด Operating Cost ระบบบำบัดน้ำเสีย
- ให้คำปรึกษา รับเป็นผู้ควบคุมระบบบำบัดน้ำเสีย
- แก้ไขปัญหาน้ำทิ้งไม่ได้ตามมาตรฐานของทางการ
- จำหน่ายสารเคมีสำหรับระบบบำบัดน้ำเสีย



โรงควบคุมคุณภาพน้ำช่องนนทรี



บริษัท HIC (Thailand) จำกัด



บริษัท YKK (Thailand) จำกัด



โรงแรมรอแยล เบญจา

สารบัญ

1	۲ <u>م</u> <u>۲</u> <u>۲</u>				
1	คณาจารย ภาควชาวควกรรมทรพยากรนา	115	Center-pivot uniformity analysis with variable container spacing		
5	25 10 : 11 10 1.0 1.10 1.10 201 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0	113	N. Marjang • G. P. Merkley • M. Shaban		
9	หลักสูตรวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต ภาพกิจกรรมภาควิชาวิศวกรรมทรัพยากรน้ำ		การวิเคราะห์ของกราฟความเข้มฝน-ช่วงเวลาและรอบ ปีการเกิดซ้ำด้วยความละเอียดสูงสำหรับพื้นที่ กรุงเทพมหานคร The High-Resolution Analysis of Intensity- Duration-Frequency Curves for Bangkok Metropolitan Area สิรณัฐ นาคทับ และนภาพร เปี่ยมสง่า		
11	ความสำคัญของผังระบายน้ำลุ่มน้ำและผังระบายน้ำ จังหวัดในการแก้ไขปัญหาน้ำท่วมและอุทกภัยยุค 4.0 <i>รศ.ชูเกียรติ ทรัพย์ไพศาล</i>	125			
23	พัฒนาการและการเปลี่ยนแปลงการจัดการทรัพยากรน้ำ ของประเทศ รศ.ดร. สุวัฒนา จิตตลดากร	135	Defining the Z-R Relationship Using Gauge Rainfall with Coarse Temporal Resolution: Implications for Flood Forecasting		
33	แผนการบริหารจัดการทรัพยากรน้ำอย่างเป็นระบบ (Integrated Water Resources Management) รองศาสตราจวรย์ชัยวัตย <i>์ ขยับการบาวี</i>		Punpim Puttaraksa Mapiam, Ph.D.; Ashish Sharm Ph.D.; and Nutchanart Sriwongsitanon, Ph.D.		
51	Comparing the Normalized Difference Infrared Index (NDII) with root zone storage in a lumped conceptual model Nutchanart Sriwongsitanon, Hongkai Gao, Hubert	147	Raw water reserve and conveyance capacity of West Water Canal of Metropolitan Waterworks Authority Jaturun Nirunrat, Wandee Thaisiam, and Adichai Pornprommin		
	H. G. Savenije, Ekkarin Maekan, Sirikanya Saengsawang, and Sansarith Thianpopirug	159	Effect of Water Hyacinth on Open-Channel Water Flow Behavior:Laboratory Scale Apichote Urantinon, Sitang Pilailar		
69	Nore Pipetine Length for Conditioning Anaerobic Process to Decrease BOD in Municipal Wastewater Thanawat Jinjaruk, Kasem Chunkao, Kobkiat Pongput, Charintip Choeihom, Thanit Pattamapitoon, Watcharapong Wararam, Siwanat Thaipakdee, Manlika Srichomphu and Parkin Maskulrath	171	Projections of Future Beach Loss due to Sea Level Rise for Sandy Beaches along Thailand's Coastlines Sompratana Ritphring, Chatuphorn Somphong, Keiko Udo, and So Kazama		
85	การวิเคราะห์ความแห้งแล้งทางอุทกวิทยา โดยวิธีการคอปูลา Analysis of Hydrological Droughts using a Bivariate Copula Method พงศ์พันธุ์ ไหมทอง พรรณพิมพ์ พุทธรักษา มะเปี่ยม และ สุรชัย ลิปิวัฒนาการ	177	River Discharge and Reservoir Operation Assessment under a Changing Climate at the Sirikit Reservoir MANEE Donpapob, TACHIKAWA Yasuto, ICHIKAWA Yutaka, and YOROZU Kazuaki		
95	ความเชื่อถือได้ทางชลศาสตร์ของพื้นที่เฝ้าระวังโดยใช้ ดัชนีความยืดหยุ่น : กรณีศึกษาการประปานครหลวง Hydraulic Reliability of District Metering Area using Resilience Index : A Case Study of Metropolitan Waterworks Authority	185	การศึกษาสถานการณ์น้ำของจังหวัดราชบุรีเพื่อการ วางแผนบรรเทาปัญหาขาดแคลนน้ำ The Study of Ratchaburi Water Situation for Water Shortage Mitigation Planning ยุทธนา ตาละลักษมณ และบัญชา ขวัญยืน		
105	การบริหารจัดการ ปตร. ละลมหม้อ เพื่อบรรเทาอุทกภัย ในลุ่มน้ำ ลำตะคอง Operation Measure of Lalommor Regulator for Flood Mitigation in Lam Taklong River basin วีระยา มิ่งเมือง และดร จิระวัฒบ์ กณะสต	193	Experimental study on dynamic equilibrium of headland-bay beaches Somruthai Tasaduak and Sutat Weesakul		



สร้างสรรค์พลังงานไฟฟ้าที่หลากหลายให้เมืองไทย





อิศวกรรมทรัพยากรน้ำและเทคโนโลยี

คณาจารย์ ภาควิชาวิศวกรรมทรัพยากรน้ำ



ศ.ดร.นุชนารก ศรีวมศิตานนท์



รศ.ดร.อดิชัย พรพรหมินทร์



พศ.ดร.นภาพร เปี่ยมสว่า



พศ.ดร.สิตามศุ์ พิลัยหล้า



รศ.ดร.กอบเกียรติ พ่อมพุฒิ



พศ.ดร.จิระวัฒน์ กณะสุต



พศ.ดร.พรรณพิมพ์ พุทธรักษา มะเปี่ยม



พศ.ดร.สมปรารกนา ฤทธิ์พริ้ม



รศ.สุรชัย ลิปิวัฒนาการ



พศ.ดร.ณัฐ มาแจ้ง



พศ.ดร.วรรณดี ไทยสยาม



อ.ดร.ดนย์ปภพ มะณี



อ.ดร.สมฤทัย ทะสดวก



อ.ดร.ยุทรนา ตาละลักษมณ์

WATER RESOURCES ENGINEERING DEPT.

อิศวกรรมทรัพยากรน้ำและเทคโนโลยี



ภาควิชาวิศวกรรมทรัพยากรน้ำ เป็นหนึ่งใน 10 ภาควิชาในคณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตบางเขน ได้ก่อตั้งขึ้นเมื่อปี พ.ศ. 2501 ในชื่อหมวดวิชาชลศาสตร์และอุทกศาสตร์ สังกัดภาควิชาวิศวกรรมโยธา ต่อมาในปี พ.ศ. 2525 ได้ยก ฐานะเป็นภาควิชาวิศวกรรมทรัพยากรน้ำพร้อมกับเปิดการเรียนการสอนในระดับปริญญาตรี (วศ.บ.) เป็นครั้งแรกในสาขาวิศวกรรม ทรัพยากรน้ำ นอกจากนี้ด้วยคุณวุฒิที่สูงขึ้นของคณาจารย์ เครื่องมือในห้องปฏิบัติการและสิ่งอำนวยความสะดวกในการคำนวณที่ได้ มาตรฐาน ตลอดจนงานวิจัยในเรื่องต่างๆ มากมายส่งผลให้หลักสูตรวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต (วศ.ม.) และหลักสูตรปรัชญาดุษฎี บัณฑิต (ปร.ด.) สาขาวิศวกรรมทรัพยากรน้ำ ได้เปิดสอนขึ้นในปี พ.ศ. 2528 และ พ.ศ. 2541 ตามลำดับ

เป้าหมายของเรา

เพื่อผลิตวิศวกรมืออาชีพที่มีความรู้ด้านเทคนิคที่แข็งแกร่งและมีจริยธรรมเพื่อพร้อมที่จะเป็นกำลังสำคัญในการพัฒนาและการ บริหารจัดการทรัพยากรน้ำของประเทศ

หลักสูตร

- 1. วิศวกรรมศาสตรบัณฑิตสาขาวิศวกรรมโยธา-ทรัพยากรน้ำ : วศ.บ. (วิศวกรรมโยธา-ทรัพยากรน้ำ)
- 2. วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิตสาขาวิศวกรรมทรัพยากรน้ำ : วศ.ม. (วิศวกรรมทรัพยากรน้ำ)
- ปรัชญาดุษฎีบัณฑิตสาขาวิศวกรรมทรัพยากรน้ำ : ปร.ด. (วิศวกรรมทรัพยากรน้ำ)

ข้อมูลการศึกษา

หลักสูตรปริญญาตรีจะปูพื้นฐานที่เข้มแข็งทั้งภาคทฤษฎีและภาคปฏิบัติให้กับนิสิต โดยเน้นความรู้พื้นฐานทางด้านอุทกวิทยา กลศาสตร์ของของไหล วิศวกรรมชลศาสตร์ วิศวกรรมแม่น้ำและชายฝั่งทะเล วิศวกรรมทรัพยากรน้ำและสิ่งแวดล้อม น้ำใต้ดิน และ การจัดการทรัพยากรน้ำ นอกจากนี้ยังมีการศึกษาทางด้านวิศวกรรมโยธาที่มีความจำเป็นต่อการการออกแบบโครงสร้างทางชลศาสตร์ และครอบคลุมวิชาบังคับต่างๆ ของสภาวิศวกร เพื่อสามารถนำไปยื่นขอใบอนุญาตประกอบวิชาชีพวิศวกรประเภทภาคีวิศวกรโยธา ได้อีกด้วย

อิศวกรรมทรัพยากรน้ำและเทคโนโลยี

สำหรับหลักสูตรปริญญาโทและปริญญาเอก นั้นมีเป้าหมายที่จะเตรียมวิศวกรมืออาชีพสำหรับการก้าวไปสู่ตำแหน่งผู้นำในหน่วย งานต่าง ๆ ทั้งภาคการศึกษาหน่วยงานภาครัฐและเอกชน ดังนั้นหลักสูตรทั้งสองนี้จึงมุ่งเน้นในเรื่องงานวิจัยและการศึกษาขั้นสูงให้ เข้าใจถึงสภาพปัญหาที่ซับซ้อนและกระบวนการแก้ปัญหาทางด้านทรัพยากรน้ำที่เหมาะสม ซึ่งรวมถึงการออกแบบทางด้านวิศวกรรม ระบบระบายน้ำ การบริหารจัดการภัยแล้งและอุทกภัย ระบบพยากรณ์และเตือนภัยน้ำท่วม การวิเคราะห์ระบบทรัพยากรน้ำ และ ระบบช่วยตัดสินใจในงานวิศวกรรมทรัพยากรน้ำ เป็นต้น

สาขางานวิจัย

ภาควิชาวิศวกรรมทรัพยากรน้ำ ได้เปิดโอกาสให้นิสิตได้เรียนรู้ทั้งเนื้อหารายวิชาและการทำวิจัยหลากหลายสาขาเพื่อเป็นทาง เลือกให้กับนิสิตตามรายละเอียดดังนี้

- อุทกวิทยา
- วิศวกรรมน้ำใต้ดิน
- วิศวกรรมชลศาสตร์
- การบริหารจัดการทรัพยากรน้ำ
- วิศวกรรมชายฝั่ง
- วิศวกรรมพลังน้ำ
- วิศวกรรมการประปาและระบายน้ำ

เครือข่ายนานาชาติ

ภาควิชาวิศวกรรมทรัพยากรน้ำมีความร่วมมือกับ คณาจารย์ นักวิจัย และนักศึกษาจากมหาวิทยาลัยที่มีชื่อเสียงระดับนานาชาติ อย่างต่อเนื่อง ทั้งด้านการเรียนการสอน การฝึกอบรม การสัมมนาทางวิชาการและการวิจัยเช่น Asian Institute of Technology (Thailand), Nagoya University (Japan), Hokkaido University (Japan), Indian Institute of Technology (India), Osaka University (Japan), Tohoku University (Japan), Tsukuba University (Japan), University of New South Wales (Australia), Utah State University (USA), Delft University of Technology (The Netherlands) เป็นต้น



วิศวกรรมทรัพยากรน้ำและเทคโนโลยี

พู้ทรงคุณวุฒิพิเศษ

ศาสตราจารย์:

สุวัฒนา จิตตลดากร, Ph.D., Utha State U. Email: fengswc@ku.ac.th

คณาจารย์

ศาสตราจารย์:

นุชนารถ ศรีวงศิตานนท์, Ph.D., U. of New South Wales.Email: fengnns@ku.ac.th รองศาสตราจารย์:

กอบเกียรติ ผ่องพุฒิ, Ph.D., Utah State U.Email: kobkiat.p@ku.ac.th สุรชัย ลิปิวัฒนาการ, M.A.Sc., The Technical U. of Nova Scotia. Email: fengsuli@ku.ac.th อดิชัย พรพรหมินทร์, D.Eng., Nagoya U.Email: fengacp@ku.ac.th

ผู้ช่วยศาสตราจารย์:

จิระวัฒน์ กณะสุต, D.Eng., AIT.Email: fengjwg@ku.ac.th ณัฐ มาแจ้ง, Ph.D., Utah State U.Email: nat.m@ku.ac.th นภาพร เปี่ยมสง่า, Ph.D.,Osaka U.Email: fengnpr@ku.ac.th พรรณพิมพ์ พุทธรักษา มะเปี่ยม, D.Eng.,Kasetsart U.Email: fengppm@ku.ac.th วรรณดี ไทยสยาม, Ph.D., Hokkaido U.Email: fengwdt@ku.ac.th สิตางศุ์ พิลัยหล้า, Ph.D., Tohoku U.Email: fengstpl@ku.ac.th สมปรารถนา ฤทธิ์พริ้ง, Ph.D., Tohoku U.Email: fengstr@ku.ac.th

อาจารย์:

ดนย์ปภพ มะณี, Ph.D.,Kyoto U. Email: fengdpm@ku.ac.th ยุทธนา ตาละลักษมณ์, D.Eng., Kasetsart U. Email: fengynt@ku.ac.th สมฤทัย ทะสดวก, D.Eng., AIT.Email: fengsrt@ku.ac.th



หลักสูตรวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา-ทรัพยากรน้ำ ฉบับ พ.ศ. 2560

จำนวนหน่วยกิตรวมตลอดหลักสูตร ไม่น้อยกว่า	158 หน่วยกิต	01203322	ปฏิบัติการทดสอบวัสดุวิศวกรรมโยธา	1(0-3-2)	
1. หมวดวิชาศึกษาทั่วไป ไม่น้อยกว่า	30 หน่วยกิต	01203323	การวิเคราะห์โครงสร้าง II	3(3-0-6)	
1.1 กลุ่มสาระอยู่ดีมีสุข ไม่น้อยกว่า	3 หน่วยกิต	01203331	การออกแบบคอนกรีตเสริมเหล็ก	4(3-3-8)	
01175xxx กิจกรรมพลศึกษา	1(0-2-1)	01203231	คอนกรีตและวัสดุวิศวกรรม	3(2-3-6)	
และเลือกเรียนอีกไม่น้อยกว่า 2 หน่วยกิต จากรายวิชาในหมว	ดวิชาศึกษาทั่วไปกลุ่ม	01203333	การออกแบบโครงสร้างไม้และเหล็ก	4(3-3-8)	
สาระอยู่ดีมีสุข	Y	01203352	ปฐพีกลศาสตร์	3(3-0-6)	
1.2 กลุ่มสาระศาสตร์แห่งผู้ประกอบการ ไม่น้อยกว่า	6 หน่วยกิต	01203353	ปฏิบัติการปฐพีกลศาสตร์	1(0-3-2)	
เลือกเรียนไม่น้อยกว่า 6 หน่วยกิต จากรายวิชาในหมวดวิชาศึก	าษาทั่วไปกลุ่มสาระ	01203361	วิศวกรรมก่อสร้างและการจัดการ	3(3-0-6)	
ศาสตร์แห่งผู้ประกอบการ	Y	01203471	วิศวกรรมการทาง	3(3-0-6)	
1.3 กลุ่มสาระภาษากับการสื่อสาร	13 หน่วยกิต	01209241	หลักอุทกวิทยา	3(3-0-6)	
01999021 ภาษาไทยเพื่อการสื่อสาร	3(3-0-6)	01209321	การไหลในทางน้ำเปิด	3(3-0-6)	
01355xxx ภาษาอังกฤษ	9()	01209322	พลศาสตร์ชายฝั่งทะเล	3(3-0-6)	
วิชาสารสนเทศ/คอมพิวเตอร์	1()	01209342	อทกวิทยาประยกต์	3(2-3-6)	
1.4 กลุ่มสาระพลเมืองไทยและพลเมืองโลก ไม่น้อยกว่า	5 หน่วยกิต	01209343	้ารพัฒนาและจัดการทรัพยากรน้ำเบื้องต้น	3(3-0-6)	
01999111 ศาสตร์แห่งแผ่นดิน	2(2-0-4)	01209346	วิศวกรรมน้ำบาดาล	3(3-0-6)	
และเลือกเรียนอีกไม่น้อยกว่า 3 หน่วยกิต จากรายวิชาในหมวง	• ดวิชาศึกษาทั่วไปกล่ม	01209399	การฝึกงาน	1	
สาระพลเมืองไทยและพลเมืองโลก	9	01209423	วิศวกรรมชลศาสตร์	- 3(3-0-6)	
1 5 กลุ่มสาระสบทรียศาสตร์ ไม่บ้อยกว่า	3 หน่วยกิต	01209424	การออกแบบอาคารซุลศาสตร์	3(3-0-6)	
ให้บิสิตเลือกเรียน ไม่น้อยกว่า 3 หน่วยกิต จากรายวิชาในหมว	ดวิชาศึกษาทั่วไปกล่ม	01209444	การวางแผนโครงการวิศวกรรมทรัพยากรน้ำ	3(3-0-6)	
สาระสบทรียศาสตร์		01209446	การประยุกต์ใช้คอมพิวเตอร์สำหรับวิศวกรรมทร	รัพยากรน้ำ 3(2-3-6)	
2 หมวดวิหาเฉพาะ ไม่บ้อยกว่า 122	หน่วยกิต	01209461	วิศวกรรมทรัพยากรน้ำและสิ่งแวดล้อม	3(3-0-6)	
21 วิชาเอพาะพื้นธาน	50 หม่ายกิต	01209495	การเตรียบการโครงงาบวิศากรรบทรัพยากรบ้ำ	1(0-3-2)	
2.1 1 กล่าเวิชาพื้บธาบทางคกโตศาสตร์และวิทยาศาสตร์ 21	งป่ายกิต	01209493	สับขอา	1	
2.1.1 และจากและ เกิดเรื่องรายเล่า เกิดเรื่อง เกิดเป็น เกิดเรื่อง เกิดเป็น เกิดเรื่อง เกิดเป็น เกิดเรื่อง เกิดเป็น เกิดเรื่อง เกิดเรื่อง เกิดเป็น เกิดเรื่อง เกิดเป็น เกิดเรื่อง เกิดเป็น เกิดเรื่อง เกิดเป็น เกิดเรื่อง เกิดเป็น เกิดเรื่อง เกิดเป็น เกิดเป็น เกิดเรื่อง เกิดเป็น เกิดเรื่อง เกิดเป็น	1(0-3-2)	01209491	โดรงงานาิสากรรบพรัพยากรบ้ำ	2(0-6-3)	
01403117 หลักบลเคบีทั่วไป	3(3-0-6)	2.2.2 กลุ่มวิช	าเลือกทางวิศากรรม ไม่น้ำยุกว่า	2(000)	
01403117 ที่เป็นเป็นเป็นที่มีที่รับ 01/17167 คุณิตศาสตร์วิศากรรม I	3(3-0-6)	2.2.2 กิญมาบ เลือกเรียงไปเร	น้อยกว่า 6 หม่ายกิต อากรายวิชาต่อไปนี้	о ишални	
01417169 คฏิตศาสตร์วิศากรรม II	3(3,0,6)	01200242	องกอิพยาสำหรับอิสากรรบโยรา	$2(2 \cap 4)$	
01417100 กระเทศ เลี้ยงสาราช	3(3,0,6)	01209242	ຊຸທາ ເປັນ ເປັນ ເປັນ ເປັນ ເປັນ ເປັນ ເປັນ ເປັນ	2(2-0-4)	
01417207 Maudin I am 1 m 1 m 1 m 1 m	3(3-0-0)	01209425		3(3-0-0)	
01420111 พฤกฤท 360 1	3(3-0-0)	01209420	11196111100141111111900167 11196011110014111111900167110111011	3(3-0-0)	
01420112 พลกสทางเป็น	5(5-0-6) 1(0-2-0)	01209428		3(3-0-6)	
01420113 ปฏิบัติการพิสาส 1	1(0-3-2)	01209429	การพุฒนาทารพยากรณาแพยการยุบเมคบจเมค	3(3-0-6)	
01420114 ปฏิบัตรการพลิกิสา	1(0-3-2)	01209431	ทาวบองกนทองนาและตลงของแมนาและตลอง	3(3-0-6)	
2.1.2 กลุ่มวชาพนฐานทางวศวกรรม	29 พนวยกต	01209432	การบองกนซายพงพรเล	3(3-0-6)	
01203211 การสารวจ 2122211 การสารวจ	3(2-3-6)	01209445	สารสนเทคภูมคาสตรสาหรบวควกรรมทรพยาก	รนา 3(3-0-6)	
01203212 การผกงานสารวจ	1	01209447	วศวกรรมพลงนา	3(3-0-6)	
01203221 กลศาสตรของวสดุ ไ	3(3-0-6)	01209448	อุทกวทยานาผวดน	3(3-0-6)	
01203223 กลศาสตร์ของวัสดุ II	3(3-0-6)	01209464	การจัดการทรัพยากรน้ำแบบบูรณาการ	3(3-0-6)	
01204111 คอมพ่วเตอร์และการไปรแกรม	3(2-3-6)	01209466	การดำเน่นการและการบำรุงรักษาหัวงานและระ	ะบบล่าเลียงน้ำ 3(3-0-6)	
01208111 การเขียนแบบวิศวกรรม	3(2-3-6)	01209467	การดำเนินการและการบำรุงรักษาระบบระบาย	น้ำและระบบรวบรวมน้ำ	
01208221 กลศาสตร์วิศวกรรม I	3(3-0-6)	เสียชุมชน	2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2	3(3-0-6)	
01209211 กลศาสตร์ของของไหล	3(3-0-6)	01209468	การหาค่าเหมาะที่สุดเบื้องต้นสำหรับวิศวกรรมท	เร้พยากรนำ 3(3-0-6)	
01209312 ปฏิบัติการสำหรับวิชากลศาสตร์ของของไหล	1(0-3-2)	01209469	การจำลองการไหลของนำบาดาลเบืองต้น	3(3-0-6)	
01209213 สมการเชิงอนุพันธ์สำหรับวิศวกรรมทรัพยากรนำ	1 3(3-0-6)	01209494	การศึกษาภาคสนามด้านวิศวกรรมทรัพยากรนำ	1(0-3-2)	
01213211 วัสดุศาสตร์สำหรับวิศวกร	3(3-0-6)	01209496	เรืองเฉพาะทางวิศวกรรมทรัพยากรนำ	3(3-0-6)	
2.2 วิชาเฉพาะด้าน	72 หน่วยกิต	01209498	ปัญหาพิเศษ	1-3	
2.2.1 กลุ่มวิชาบังคับทางวิศวกรรม	66 หน่วยกิต	วิชาเลือกเสรี	ไม่น้อยกว่า	6 หน่วยกิต	
01203222 การวิเคราะห์โครงสร้าง	3(3-0-6)				

หลักสูตรวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิช<mark>าวิ</mark>ควกรรมทรัพยากรน้ำฉบับ พ.ศ. 2559

แผน ก แบบ ก 2

ыми п ыоо п Z					
จำนวนหน่วยกิตรวมตลอดหลักสูตร ไม่น้อยกว่า	36	หน่วยกิต			
ก. วิชาเอก ไม่น้อยกว่า	24	หน่วยกิต			
- สัมมนา	2	หน่วยกิต			
01209597 สัมมนา	1,1				
- วิชาเอกบังคับ	10	หน่วยกิต			
01209521 ชลศาสตร์ประยกต์	3(3-(3(3-0-6)			
01209541 อทกวิทยาขั้นสง	3(3-(3(3-0-6)			
01209571 การหาค่าเหมาะที่สุดสำหรับวิศวกรรม	3(3-(0-6)			
ทรัพยากรน้ำ					
01209591 ระเบียบวิธีวิจัยทางวิศวกรรมทรัพยากรน้ำ	1(1-0)-2)			
- วิชาเอกเลือก ไม่น้อยกว่า	12	หน่วยกิต			
ให้เลือกเรียนจากกลุ่มวิชาเทคโนโลยีทรัพยากรน้ำ และ/หรื	อกลุ่มวิชา	เการจัดการ			
ทรัพยากรน้ำ โดยเลือกเรียนจากกลุ่มวิชาเทคโนโลยีทรัพยาก	เรน้ำ ไม่น้	้อยกว่า 9 หน่วย			
กิต					
ข. วิทยานิพนธ์ ไม่น้อยกว่า	12	หน่วยกิต			
01209599 วิทยานิพนธ์	1-12				
แผน ข					
จำนวนหน่วยกิตรวมตลอดหลักสูตร ไม่น้อยกว่า	36	หน่วยกิต			
ก. วิชาเอก ไม่น้อยกว่า	30	หน่วยกิต			
- สัมมนา	2	หน่วยกิต			
01209597 สัมมนา	1,1				
- วิชาเอกบังคับ	10	หน่วยกิต			
01209521 ชลศาสตร์ประยุกต์	3(3-()-6)			
01209541 อทกวิทยาขั้นสง	3(3-()-6)			
01209571 การหาค่าเหมาะที่สุดสำหรับวิศวกรรม	3(3-()-6)			
ทรัพยากรน้ำ		,			
01209591 ระเบียบวิธีวิจัยทางวิศวกรรมทรัพยากรน้ำ	1(1-0)-2)			
- วิชาเอกเลือก ไม่น้อยกว่า	18	หน่วยกิต			
ให้เลือกเรียบจากกลุ่มวิชาการจัดการทรัพยากรบ้ำ และ/หรื	 ใจกล่มวิชา	าเทคโบโลยี			
ทรัพยากรบ้ำ โดยเลือกเรียบจากกล่งเวิชาการจัดการทรัพยาก	าราบ้า ไข่ข้	โดยเกา่า 12 หม่าย			
กิต	10 10 1 00 10				
พ การศึกษาคับคว้าอิสระ	6	หน่วยกิต			
0.1200505 การศึกษาค้าค้าอิสระ	33	116301111			
	5,5				

(1) กลุ่มวิชาเ	ทคโนโลยีทรัพยากรน้ำ	
01203551	วิศวกรรมฐานรากขั้นสูง	3(3-0-6)
01203553	การออกแบบเขื่อนดินและเขื่อนหิน	3(3-0-6)
01203559	การปรับปรุงคุณภาพดิน	3(3-0-6)
01209522	การประยุกต์ใช้คอมพิวเตอร์ในทางชลศาสตร์	3(3-0-6)
01209523	การดำเนินการในระบบชลศาสตร์	3(3-0-6)
01209526	อาคารชลศาสตร์	3(3-0-6)
01209527	วิศวกรรมแม่น้ำ	3(3-0-6)
01209531	วิศวกรรมชายฝั่งทะเล	3(3-0-6)
01209532	การออกแบบเขื่อนป้องกันคลื่น	3(3-0-6)
01209536	การออกแบบระบบระบายน้ำฝนชุมชนเมือง	3(3-0-6)
01209542	สถิติสำหรับวิศวกรรมทรัพยากรน้ำ	3(3-0-6)
01209551	น้ำใต้ดินและการซึมผ่าน	3(3-0-6)
01209552	การจำลองสภาวะน้ำท่วม	3(3-0-6)
01209553	ข้อมูลระยะไกลและระบบสารสนเทศสำหรับ	3(3-0-6)
วิศวก	รรมทรัพยากรน้ำ	
01209554	วิศวกรรมไฟฟ้าพลังน้ำ	3(3-0-6)
01209561	แบบจำลองคณภาพน้ำผิวดิน	3(3-0-6)
01209562	คณภาพน้ำใต้ดิน	3(3-0-6)
01209572	, วิธีเชิงตัวเลขในงานวิศวกรรมทรัพยากรน้ำ	3(3-0-6)
01209573	การออกแบบระบบสำหรับการพัฒนาแหล่งน้ำ	3(3-0-6)
01209574	การจัดการโครงการพัฒนาแหล่งน้ำ	3(3-0-6)
01209575	การจัดการล่มน้ำแบบบรณาการ	3(3-0-6)
01209592	การศึกษาภาคสนามทางชลศาสตร์	1
01209596	เรื่องเฉพาะทางวิศวกรรมทรัพยากรน้ำ	3(3-0-6)
01209598		1-3
(2) กลุ่มวิชาช	าารจัดการทรัพยากรน้ำ	
01209576	ระบบสารสนเทศและฐานข้อมลเพื่อการจัดการทรัพยากรน้ำ	3(3-0-6)
01209577	การมีส่วนร่วมของสาธารณชนในการจัดการน้ำ	3(3-0-6)
01209578	เศรษฐศาสตร์ด้านการจัดการน้ำ	3(3-0-6)
01209579	การดำเบิบการทรัพยากรบ้ำและการบำรงรักษา	3(3-0-6)
01209581	การจัดการระบบประปา	3(3-0-6)
01209582	การศึกษาความเหมาะสมสำหรับโครงการทรัพยากรน้ำ	3(3-0-6)
01209583	การจัดการอ่างเก็บเข้า	3(3-0-6)
01209584	การจัดการบ้ำท่วม	3(3-0-6)
01209504	การจัดการกัยแล้ง	3(3_0_6)
01207505	การจัดการคกเกาพข้ำยิาดิบ	3(3_0_6)
01207500	การอัดการระบุษณฑาไรษากาย	3(3_0_6)
0120200	การบริหารความเสี่ยงด้านพรัพยากรน้ำ	3(3_0_6)
11200580	การอัดการพื่มเพื่อขยุผู้เม	3(3_0_6)
01207J07	การสักษากาดสาาาแทางาิสากรรบเหร็จแย่ากระบ	J(J-U-U)
01209292	11 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1	1 2(2 0 4)
01209290	สายสายเป็นสาย ครายสาย (การสาย (การสาย (การสาย) (การสาย การสาย (การสาย (การสาย) (การสาย (การสาย) (การสาย) (การสาย) (การสาย) (ก	J(J-U-0)
71707270	ด กัก เพณ _ี เฉ	1-D

หลักสูตรปรัชญาดุษฎีบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมทรัพยากรน้ำ ฉบับ พ.ศ. 2559

หลักสูตรแบบ 1.1		หลักสูตรแบบ 2.2	
จำนวนหน่วยกิตรวมตลอดหลักสูตร ไม่น้อยกว่า 4	8 หน่วยกิต	จำนวนหน่วยกิตรวมตลอดหลักสูตร ไม่น้อยกว่า	72 หน่วยกิต
ก. วิชาเอก ไม่น้อยกว่า 5	หน่วยกิต (ไม่นับหน่วยกิต)	ก. วิชาเอก ไม่น้อยกว่า	24 หน่วยกิต
- สัมมนา 4	หน่วยกิต (ไม่นับหน่วยกิต)	- สัมมนา	6 หน่วยกิต
01209697 สัมมนา 1	,1,1,1	01209697 สัมมนา	1,1,1,1,1,1
- วิชาเอกบังคับ 1	หน่วยกิต	- วิชาเอกบังคับ	10 หน่วยกิต
01209691 ระเบียบวิธีวิจัยขั้นสูงทางวิศวกรรมทรัพยาก	รน้ำ 1(1-0-2)	01209611 วิศวกรรมชลศาสตร์ขั้นสูง	3(3-0-6)
ข. วิทยานิพนธ์ ไม่น้อยกว่า ์ 4	8 หน่วยกิต	01209612 อุทกวิทยาสำหรับการวิจั๊ยขั้นสูง	3(3-0-6)
01209699 วิทยานิพนธ์ 1	-48	01209613 การจัดการทรัพยากรน้ำเชิงระบบเพื่อการวิจัย	3(3-0-6)
		01209691 ระเบียบวิธีวิจัยขั้นสูงทางวิศวกรรมทรัพยากรน้ำ	1(1-0-2)
หลักสูตรแบบ 1.2		- วิชาเอกเลือก ไม่น้อยกว่า	8 หน่วยกิต
จำนว [ั] นหน่วยกิตรวมตลอดหลักสูตร ไม่น้อยกว่า 7	2 หน่วยกิต	ให้เลือกเรียนจากตัวอย่างรายวิชาต่อไปนี้	
ก. วิชาเอก ไม่น้อยกว่า 7	หน่วยกิต (ไม่นับหน่วยกิต)	01209621 การจำลองน้ำใต้ดิน	3(3-0-6)
- สัมมนา 6	หน่วยกิต (ไม่นับหน่วยกิต)	01209622 การจำลองทางชลศาสตร์	3(3-0-6)
01209697 สัมมนา 1	,1,1,1,1,1	01209623 วิศวกรรมชายฝั่งขั้นสูง	3(3-0-6)
- วิชาเอกบังคับ 1	หน่วยกิต	01209641 ระบบพยากรณ์และเตือนภัยน้ำท่วม	3(3-0-6)
01209691 ระเบียบวิธีวิจัยขั้นสูงทางวิศวกรรมทรัพยาก	รน้ำ 1(1-0-2)	01209642 กระบวนการเฟ้นสุ่มในด้านอุทกวิทยา	3(3-0-6)
ข. วิทยานิพนธ์ ไม่น้อยกว่า 7	2 หน่วยกิต	01209643 ผลกระทบของการเปลี่ยนแปลงภูมิอากาศ	3(3-0-6)
01209699 วิทยานิพนธ์ 1	-72	ต่ออุทกวิทยาและทรัพยากรน้ำ	
		01209661 การจำลองคุณภาพน้ำผิวดินขั้นสูง	3(3-0-6)
หลักสูตรแบบ 2.1		01209662 การจัดการน้ำขั้นสูง	3(3-0-6)
จำนวนหน่วยกิตรวมตลอดหลักสูตร ไม่น้อยกว่า	48 หน่วยกิต	01209671 ระบบช่วยการตัดสินใจในงานวิศวกรรม	3(3-0-6)
ก. วิชาเอก ไม่น้อยกว่า	12 หน่วยกิต	ทรัพยากรน้ำ	
- สัมมนา	4 หน่วยกิต	01209696 เรื่องเฉพาะทางวิศวกรรมทรัพยากรน้ำ	3(3-0-6)
01209697 สัมมนา	1,1,1,1	01209698 ปัญหาพิเศษ	1-3
- วิชาเอกบังคับ	1 หน่วยกิต	ข. วิทยานิพนธ์ ไม่น้อยกว่า	48 หน่วยกิต
01209691 ระเบียบวิธีวิจัยขั้นสูงทางวิศวกรรมทรัพยาก	รน้ำ 1(1-0-2)	01209699 วิทยานิพนธ์	1-48
 วิชาเอกเลือก ไม่น้อยกว่า 	7 หน่วยกิต		
ให้เลือกเรียนจากตัวอย่างรายวิชาต่อไปนี้			
01209621 การจำลองน้ำใต้ดิน	3(3-0-6)		
01209622 การจำลองทางชลศาสตร์	3(3-0-6)		
01209623 วิศวกรรมชายฝั่งขั้นสูง	3(3-0-6)		
01209641 ระบบพยากรณ์และเตือนภัยน้ำท่วม	3(3-0-6)		
01209642 กระบวนการเฟ้นสุ่มในด้านอุทกวิทยา	3(3-0-6)		
01209643 ผลกระทบของการเปลี่ยนแปลงภูมิอากาศ	3(3-0-6)		
ต่ออุทกวิทยาและทรัพยากรน้ำ			
01209661 การจำลองคุณภาพน้ำผิวดินขั้นสูง	3(3-0-6)		
01209662 การจัดการน้ำขั้นสูง	3(3-0-6)		
01209671 ระบบช่วยการตัดสินใจในงานวิศวกรรม	3(3-0-6)		
ทรัพยากรน้ำ			
01209696 เรื่องเฉพาะทางวิศวกรรมทรัพยากรน้ำ	3(3-0-6)		
01209698 ปัญหาพิเศษ	1-3		
ข. วิทยานิพนธ์ ไม่น้อยกว่า	36 หน่วยกิต		
01209699 วิทยานิพนธ์	1-36		

อิศวกรรมทรัพยากรน้ำและเทคโนโลยี

ภาพทิจกรรมภาควิชาวิศวกรรมทรัพยากรน้ำ























อิศวกรรมทรัพยากรน้ำและเทคโนโลยี























ความสำคัญของพังระบายน้ำลุ่มน้ำและพังระบายน้ำจังหวัด ในการแก้ไขปัญหาน้ำท่วมและอุทกภัยยุค 4.0





ความสำคัญของผังระบายน้ำลุ่มน้ำและผังระบายน้ำจังหวัด ในการแก้ไขปัญหาน้ำท่วมและอุทกภัยยุค 4.0 ความจำเป็นที่ถึงเวลาปฏิบัติแล้วครับ ?

รศ.ชูเกียรติ ทรัพย์ไพศาล

1. สภาพปัญหาน้ำท่วมและอุทกภัยที่เกิดขึ้นในอดีต

้ในช่วงหลายปีที่ผ่านมาได้เกิดเหตุการณ์น้ำท่วมและอุทกภัยอย่างต่อเนื่องในหลายพื้นที่ของประเทศ ์ไทย ตัวอย่างเช่นในปี พ.ศ.2556 ได้เกิดน้ำท่วมอำเภอแม่สอด จังหวัดตาก ปี พ.ศ.2558 ได้เกิดเหตุการณ์น้ำท่วม ้อำเภอเมือง (ทับมา) และอำเภอแกลง จังหวัดระยอง ปี พ.ศ.2559 ต่อ พ.ศ.2560 ได้เกิดเหตุการณ์น้ำท่วมในพื้นที่ ภาคใต้ ตั้งแต่จังหวัดเพชรบุรี (อำเภอท่ายาง อำเภอบ้านลาด อำเภอเมือง และอำเภอบ้านแหลม) จังหวัด ้ประจวบคีรีขันธ์ (อำเภอเมือง อำเภอบางสะพาน และอำเภอข้างเคียง) จังหวัดชุมพร (อำเภอเมือง และอำเภอหลัง ้สวน) จังหวัดสุราษฎร์ธานี (อำเภอพระแสง อำเภอเคียนซา อำเภอพุนพิน อำเภอเมือง อำเภอกาญจนดิษฐ์ และ ้อำเภอไชยา) จังหวัดนครศรีธรรมราช (อำเภอเมือง อำเภอปากพนัง) จังหวัดตรัง จังหวัดโดยรอบลุ่มน้ำทะเลสาบ สงขลา คือ อำเภอต่าง ๆ ของจังหวัดพัทลุง และจังหวัดสงขลา รวมทั้งในปี พ.ศ.2559 ต่อ พ.ศ.2561 ได้เกิด ้เหตุการณ์น้ำท่วมในเขตพื้นที่ชุมชนเมืองขนาดใหญ่อยู่เนือง ๆ เช่น น้ำท่วมในเขตเมืองพัทยา น้ำท่วมในเขตเมือง ้พิษณุโลก น้ำท่วมในเขตเมืองเพชรบุรี น้ำท่วมในเขตต่าง ๆ ของพื้นที่กรุงเทพมหานคร เป็นต้น <u>จึงเกิดคำถาม</u> ้<u>สาธารณะมากมาย</u>อาทิเช่น เหตุการณ์น้ำท่วมและอุทกภัยเป็นผลมาจากการเปลี่ยนแปลงภูมิอากาศ (ทำให้เกิดฝน ตกหนัก) ใช่ไหม? <u>หรือ</u>เป็นผลเนื่องจากการพัฒนาการใช้ประโยชน์ที่ดินจากพื้นที่รกร้างว่างเปล่าและพื้นที่ ้เกษตรกรรมชานเมืองไปเป็นพื้นที่ชุมชนชนบท ชุมชนชานเมือง และพื้นที่ชุมชนเมืองหนาแน่น? <u>หรือ</u>เป็นผล เนื่องจากการถมคูคลอง การบุกรุกคูคลอง การถมพื้นที่ลุ่มต่ำ? <u>หรือ</u>เป็นผลจากประชาคมขาดความรับผิดชอบ ในทางน้ำสาธารณ^ะเช่น มีการทิ้งขยะลงในทางน้ำ เช่น ท่อ คู คลอง แม่น้ำ ? <u>หรือ</u>หน่วยงานของรัฐยังขาดแผน/ แผนงาน/และการจัดการแก้ไขปัญหาน้ำท่วมและอุทกภัยอย่างเป็นระบบ? <u>หรือ</u>......? <u>ที่ยังรอคำตอบที่</u> <u>สมเหตผล</u>

2. นิยามน้ำท่วมและอุทกภัย

น้ำท่วมและอุทกภัย ยังเป็นคำที่ใช้ควบคู่กัน จนบางครั้งเกิดความสับสนว่าเป็นเหตุการณ์น้ำท่วมปกติ ในพื้นที่ (local flooding) เนื่องจากมีฝนตกในช่วงฤดูฝน หรือเป็นเหตุการณ์อุทกภัยเนื่องจากมีพายุฝนพาดผ่าน (ไต้ฝุ่น ดีเปรสชั่น หย่อมความกดอากาศต่ำ) ทำให้เกิดฝนตกหนักเกินขีดความสามารถของทางน้ำทางธรรมชาติ และเกิดน้ำไหลบ่าล้นทางน้ำธรรมชาติทั่วไปในพื้นที่ลุ่มน้ำ (river basin flooding) ดังนั้นจึงขอกำหนดนิยามน้ำ ท่วมและอุทกภัยดังนี้

1) น้ำท่วมปกติในพื้นที่เฉพาะแห่ง (Local flooding) เกิดจากฝนตกในช่วงฤดูฝนที่มีขนาดเกินขีด ความสามารถการระบายน้ำของพื้นที่เฉพาะแห่งดังกล่าว โดยทั่วไปถ้าฝนตกในพื้นที่เฉพาะแห่งเกิน 60 มม. ในช่วง เวลา 3 ชม. มักจะเกิดน้ำท่วมขังเป็นหย่อมในพื้นที่นั้น ตัวอย่างเช่นการเกิดน้ำท่วมขังในพื้นที่ชุมชนเมืองหนาแน่น ของกรุงเทพมหานคร ของเมืองเชียงใหม่ ของเมืองโคราช ของเมืองขอนแก่น ของเมืองพิษณุโลก เป็นต้น กรณี ดังกล่าวไม่ถือว่าเป็นอุทกภัย 2) น้ำท่วมในพื้นที่ลุ่มน้ำสาขา (Regional flooding) เกิดจากฝนตกหนักเนื่องจากมีพายุ (ไต้ฝุ่น ดีเปรสชั่น หย่อมความกดอากาศต่ำ) พาดผ่านพื้นที่ลุ่มน้ำสาขา เช่น พายุพาดผ่านลุ่มน้ำคลองอู่ตะเภา ซึ่งเป็นลุ่มน้ำ สาขาของลุ่มน้ำทะเลสาบสงขลา ซึ่งถ้าฝนตกหนักอย่างต่อเนื่อง เช่น ฝนตกมากกว่า 150 มม. ในช่วงเวลา 1 วัน หรือฝนตกต่อเนื่อง 2 วัน มากกว่า 200 มม. ก็จะเกิดน้ำท่วมและอุทกภัยเนื่องจากน้ำหลากไหลบ่าล้นตลิ่งทางน้ำ จนเกิดน้ำท่วมเป็นบริเวณกว้างในเขตพื้นที่อำเภอหาดใหญ่และอำเภอข้างเคียง เป็นเหตุการณ์อุทกภัยในพื้นที่ลุ่ม น้ำสาขา เช่น อุทกภัยในลุ่มน้ำคลองอู่ตะเภา ปี พ.ศ.2531 อุทกภัยในลุ่มน้ำคลองอู่ตะเภา ปี พ.ศ.2543 อุทกภัยใน ลุ่มน้ำคลองอู่ตะเภา ปี พ.ศ.2553 เป็นต้น

3) น้ำท่วมในพื้นที่ลุ่มน้ำหลัก (River basin flooding) เกิดจากฝนตกหนักเนื่องจากมีพายุ (ไต้ฝุ่น ดีเปรสชั่น หย่อมความกดอากาศต่ำ) พาดผ่านพื้นที่ลุ่มน้ำหลัก ทำให้เกิดฝนตกหนักต่อเนื่องเป็นบริเวณกว้างทั่ว พื้นที่ลุ่มน้ำหลัก และฝนตกต่อเนื่องมากกว่า 1 วัน ตัวอย่างเช่น การเกิดเหตุการณ์ฝนตกหนักต่อเนื่องมากกว่า 1 วัน เกิน 200 มม. ในพื้นที่ลุ่มน้ำตาปี ในช่วงปี พ.ศ.2559 ต่อ พ.ศ.2560 จำนวน 3 เหตุการณ์ ทำให้เกิดสภาวะน้ำ ท่วมและอุทกภัย (น้ำท่วมเป็นบริเวณกว้างและรุนแรง) ในพื้นที่ลุ่มน้ำตาปี 3 ครั้ง ในช่วงเวลาดังกล่าว ตัวอย่าง พื้นที่น้ำท่วมของลุ่มน้ำตาปีและของจังหวัดสุราษฎร์ธานีได้แสดงไว้ในรูปที่ 1

3. นิยามลำดับศักย์ (Stream order) ของทางน้ำธรรมชาติในพื้นที่ลุ่มน้ำ

ลำดับศักย์ (Stream order) ของทางน้ำธรรมชาติในพื้นที่ลุ่มน้ำแบ่งออกเป็น 4 ลำดับศักย์ (อ้างถึง Waterway Corridors " Guidelines for greenfield development areas within the Port Phillip and Westernport Region, Melbourne Water, October 2013) ดังตัวอย่างการจัดลำดับศักย์ของลุ่มน้ำตาปีที่ได้ แสดงใน**รูปที่ 2** ซึ่งอธิบายได้ดังนี้

ลำดับศักย์ที่ 4 คือ ทางน้ำหลักของพื้นที่ลุ่มน้ำที่ไหลลงสู่แหล่งรับน้ำ (ทะเล แม่น้ำนานาชาติ เช่น แม่น้ำโขง แม่น้ำสาละวิน)

1		2			¥					
0 0 0 6 A	4	0	e		0	0	e	. Y.	60	4
ลาดบศกยท 3	คอ	ทางนาสาข	าหลกขอ	งทาง	งนา	ิลา	ดเ	ิเศก	ยท	4

ลำดับศักย์ที่ 2 คือ ทางน้ำสาขาหลักของทางน้ำลำดับศักย์ที่ 3

ลำดับศักย์ที่ 1 คือ ทางน้ำสาขาของทางน้ำลำดับศักย์ที่ 2 : ส่วนใหญ่อยู่ในพื้นที่ต้นน้ำของพื้นที่ลุ่มน้ำ

นิยามองค์ประกอบของมาตรการที่ใช้ในการแก้ไขปัญหาการระบายน้ำ การป้องกันน้ำท่วมและการ บรรเทาอุทกภัยในพื้นที่ลุ่มน้ำ

โดยทั่วไปทางน้ำธรรมชาติของลุ่มน้ำจะรองรับน้ำหลากที่ระดับตลิ่งได้ที่คาบอุบัติประมาณ 2 ปี ถึง 7 ปี ดังนั้นในการแก้ไขปัญหาการระบายน้ำ การป้องกันน้ำท่วมและการบรรเทาอุทกภัยในพื้นที่ลุ่มน้ำจึงจำเป็นต้อง ใช้องค์ประกอบทั้งที่ใช้มาตรการใช้สิ่งก่อสร้างและองค์ประกอบที่ไม่ใช้สิ่งก่อสร้าง และองค์ประกอบเสริมประกอบ กัน โดยองค์ประกอบๆที่ใช้ในพื้นที่ต้นน้ำ องค์ประกอบๆที่ใช้ในพื้นที่กลางน้ำ องค์ประกอบๆที่ใช้ในพื้นที่ปลายน้ำ จะมีความแตกต่างกัน (ตามสภาพภูมิประเทศ) ดังแสดงใน**รูปที่ 3** ซึ่งอธิบายได้ดังนี้

 <u>องค์ประกอบของมาตรการที่ใช้ในการแก้ไขปัญหาการระบายน้ำ การป้องกันน้ำท่วมและการ</u> บรรเทาอุทกภัยในพื้นที่ต้นน้ำของพื้นที่ลุ่มน้ำ ประกอบด้วย

 ส่งเสริม กำกับ ควบคุมการใช้ประโยชน์ที่ดิน (Surface cover / สิ่งปกคลุม) ให้เป็นไป ตามที่กำหนด (รองรับ 20 ปี ในอนาคต) <u>เพื่อลด</u>การกัดเซาะและตะกอนในพื้นที่ลุ่มน้ำ/ปริมาณน้ำหลากจากพื้นที่
 สร้างอ่างเก็บน้ำ ในการเก็บกักน้ำในตำแหน่งที่เหมาะสม เพื่อเป็นการตัดยอดน้ำหลาก

(2) สร้างอ่างเก็บน้ำ ในการเก็บกักน้ำในตำแหน่งที่เหมาะสม เพื่อเป็นการตัดยอดน้ำหลาก ในช่วงฝนตก และเป็นการเก็บกักน้ำไว้ใช้ในช่วงที่ไม่มีฝนตก อ่างเก็บน้ำควรมีปริมาตรเก็บกักไม่น้อยกว่า 50 เปอร์เซ็นต์ของปริมาณน้ำท่ารายปีเฉลี่ยที่ไหลผ่านที่ตั้งอ่างเก็บน้ำนั้น

วิศอกรรมทรัพยากรน้ำและเทคโนโลยี

(3) พิจารณาสร้างฝายต้นน้ำเป็นช่วง ๆ เพื่อไว้ชะลอน้ำ ดักตะกอน และเก็บกักน้ำได้ส่วน

หนึ่ง

 (4) การปรับปรุงทางน้ำธรรมชาติ ควรเก็บรักษาทางน้ำธรรมชาติไว้ทั้งหมด (ให้ได้มากที่สุด) และควรปรับปรุง/บำรุงรักษาทางน้ำให้มีสภาพพร้อมใช้งานอยู่เสมอ โดยเกณฑ์ที่ใช้ปรับปรุง/บำรุงรักษาทางน้ำ ควรเป็นดังนี้

— ลำดับที่ 1 และ 2 ควรปรับปรุงให้สามารถรองรับน้ำหลากได้ที่คาบอุบัติ 5 ปี ถึง 10 ปี + ก่อสร้างคันริมตลิ่ง (และอาคารประกอบ) ที่ระยะร่น (?) เมตร ตามความจำเป็น

– ลำดับที่ 3 และ 4 ควรปรับปรุงให้สามารถรองรับน้ำหลากได้ที่คาบอุบัติ 5 ปี ถึง 10 ปี
 + ก่อสร้างคันริมน้ำ ที่ระยะร่น (?) เมตร พร้อมอาคารประกอบให้สามารถรองรับน้ำหลากได้ที่คาบอุบัติ 10-25 ปี

 <u>องค์ประกอบของมาตรการที่ใช้ในการแก้ไขปัญหาการระบายน้ำ การป้องกันน้ำท่วมและการ</u> บรรเทาอุทกภัยในพื้นที่กลางน้ำของพื้นที่ลุ่มน้ำ ประกอบด้วย

(1) ส่งเสริม กำกับ ควบคุมการใช้ประโยชน์ที่ดินให้เป็นไปตามที่กำหนด (รองรับ 20 ปี ใน อนาคต) <u>เพื่อลด</u>การกัดเซาะและตะกอนในพื้นที่ลุ่มน้ำ/ปริมาณน้ำหลากจากพื้นที่

(2) การปรับปรุงทางน้ำธรรมชาติ ควรเก็บรักษาทางน้ำธรรมชาติไว้ทั้งหมด (ให้ได้มากที่สุด) และควรปรับปรุง/บำรุงรักษาทางน้ำให้มีสภาพพร้อมใช้งานอยู่เสมอ โดยเกณฑ์ที่ใช้ปรับปรุง/บำรุงรักษาทางน้ำ ควรเป็นดังนี้

— ลำดับที่ 1 และ 2 ควรปรับปรุงให้สามารถรองรับน้ำหลากได้ที่คาบอุบัติ 5 ปี ถึง 10 ปี + ก่อสร้างคันริมตลิ่ง (และอาคารประกอบ) ที่ระยะร่น (?) เมตร ตามความจำเป็น

— ลำดับที่ 3 และ 4 ควรปรับปรุงให้สามารถรองรับน้ำหลากได้ที่คาบอุบัติ 5 ปี ถึง 10 ปี

+ ก่อสร้างคันริมน้ำ ที่ระยะร่น (?) เมตร พร้อมอาคารประกอบให้สามารถรองรับ น้ำหลากได้ที่คาบอุบัติ 25 ปี สำหรับพื้นที่เกษตรกรรมสำคัญและชุมชนชนบท

+ ก่อสร้างคันริมน้ำ ที่ระยะร่น (?) เมตร พร้อมอาคารประกอบให้สามารถรองรับน้ำ หลากได้ที่คาบอุบัติ 50 ปี ถึง 100 ปี สำหรับพื้นที่เศรษฐกิจสำคัญและชุมชนเมือง

(3) จัดทำ/สร้างแก้มลิง (พื้นที่ชะลอน้ำ) ริมทางน้ำเป็นระยะ เพื่อใช้ควบคุมไม่ให้น้ำหลาก

ไหลล้นคันริมน้ำ

 (4) จัดทำ/สร้างคันปิดล้อมพื้นที่เป้าหมายสำคัญ พร้อมอาคารประกอบให้สามารถป้องกันน้ำ หลากได้ที่คาบอุบัติ 50 ปี ถึง 100 ปี

3) <u>องค์ประกอบของมาตรการที่ใช้ในการแก้ไขปัญหาการระบายน้ำ การป้องกันน้ำท่วมและการ</u> <u>บรรเทาอุทกภัยใน**พื้นที่ปลายน้ำ**ของพื้นที่ลุ่มน้ำ ประกอบด้วย</u>

(1) ส่งเสริม กำกับ ควบคุมการใช้ประโยชน์ที่ดินให้เป็นไปตามที่กำหนด (รองรับ 20 ปี ใน อนาคต) <u>เพื่อลด</u>การกัดเซาะและตะกอนในพื้นที่ลุ่มน้ำ/ปริมาณน้ำหลากจากพื้นที่

 (2) การปรับปรุงทางน้ำธรรมชาติ ควรเก็บรักษาทางน้ำธรรมชาติไว้ทั้งหมด (ให้ได้มากที่สุด) และควรปรับปรุง/บำรุงรักษาทางน้ำให้มีสภาพพร้อมใช้งานอยู่เสมอ โดยเกณฑ์ที่ใช้ปรับปรุง/บำรุงรักษาทางน้ำ ควรเป็นดังนี้

— ลำดับที่ 1 และ 2 ควรปรับปรุงให้สามารถรองรับน้ำหลากได้ที่คาบอุบัติ 5 ปี ถึง 10 ปี + ก่อสร้างคันริมตลิ่ง (และอาคารประกอบ) ที่ระยะร่น (?) เมตร ตามความจำเป็น

— ลำดับที่ 3 และ 4 ควรปรับปรุงให้สามารถรองรับน้ำหลากได้ที่คาบอุบัติ 5 ปี ถึง 10 ปี

- ก่อสร้างคันริมน้ำ ที่ระยะร่น (?) เมตร พร้อมอาคารประกอบให้สามารถรองรับ น้ำหลากได้ที่คาบอุบัติ 25 ปี สำหรับพื้นที่เกษตรกรรมสำคัญและชุมชนชนบท
- ก่อสร้างคันริมน้ำ ที่ระยะร่น (?) เมตร พร้อมอาคารประกอบให้สามารถรองรับ น้ำหลากได้ที่คาบอุบัติ 100 ปี สำหรับพื้นที่เศรษฐกิจสำคัญและชุมชนเมือง

 (3) จัดทำ/สร้างคันปิดล้อมพื้นที่เป้าหมายสำคัญพร้อมอาคารประกอบ ให้สามารถป้องกันน้ำ หลากได้ที่คาบอุบัติ 100 ปี

(4) จัดทำ/สร้างทางผันน้ำพร้อมอาคารประกอบตามความจำเป็นเพื่อแบ่งเบาปริมาณน้ำ หลากของทางน้ำธรรมชาติ ณ จุดผันน้ำ โดยควรออกแบบทางผันน้ำให้สามารถรองรับน้ำหลากได้ที่คาบอุบัติ มากกว่า 25 ปี แต่ไม่ควรเกินที่คาบอุบัติ 50 ปี เพื่อลดผลกระทบต่อเจ้าของที่ดินและราคาค่าก่อสร้างทางผันน้ำ ทั้งนี้ควรออกแบบการดำเนินการทางผันน้ำ (Operating manual) ให้ชัดเจน

(5) ขุดลอกร่องน้ำบริเวณปากแม่น้ำเพื่อเอาตะกอนออกจากทางน้ำเพื่อให้สามารถระบายน้ำ ได้มากกว่าคาบอุบัติ 25 ปี

อนึ่งการกำหนด<u>ระยะร่น</u> มีวัตถุประสงค์ที่สำคัญ 2 ประการ คือ (1) ระยะร่นเมื่อรวมกับคันริมตลิ่งจะเพิ่ม ขีดความสามารถในการระบายน้ำของทางน้ำ และ (2) ระยะร่นจะป้องกันสิ่งปลูกสร้างชิดตลิ่งแม่น้ำ รวมทั้งยังเป็นพื้นที่ สาธารณะ (Public area) ที่ช่วยให้คนในประชาคมสามารถเข้าถึงทางน้ำสาธารณะได้อีกด้วย ระยะร่นของทางน้ำที่ ลำดับศักย์ต่างกันจะไม่เท่ากัน ตัวอย่างการกำหนดระยะร่นของทางน้ำลำดับศักย์ต่าง ๆ ได้แสดงไว้ใน**ตารางที่ 1**

5. ผังระบายน้ำลุ่มน้ำ

ผังระบายน้ำลุ่มน้ำ คือ การจัดทำ<u>แผนหลักของการระบายน้ำ</u>ทั้งที่เป็นระบบธรรมชาติและเป็นระบบที่ จัดทำขึ้นในพื้นที่ลุ่มน้ำอย่างเป็นระบบ (Drainage Plan) ให้สามารถรองรับฝนตกที่คาบอุบัติที่กำหนด (คาบอุบัติฝน ออกแบบ) โดยทั่วไปขีดความสามารถของทางน้ำธรรมชาติที่ระดับตลิ่งในพื้นที่ลุ่มน้ำจะรองรับฝนตกได้ที่คาบอุบัติ 2 ปี ถึง 7 ปี และเมื่อปรับปรุงขุดลอก ตกแต่งทางน้ำธรรมชาติอย่างสม่ำเสมอและต่อเนื่องจะสามารถรองรับฝนตกได้ ที่คาบอุบัติไม่เกิน 10 ปี ดังตัวอย่าง<u>ผังระบายน้ำลุ่มน้ำตาปี</u>ที่ได้แสดงในร**ูปที่ 4**

6. ผังการป้องกันน้ำท่วมและการบรรเทาอุทกภัยลุ่มน้ำ

ผังการป้องกันน้ำท่วมและการบรรเทาอุทกภัยลุ่มน้ำ คือ การจัดท<u>ำแผนหลักของการป้องกันน้ำท่วม</u> <u>และการบรรเทาอุทกภัย</u>ทั้งที่เป็นระบบธรรมชาติและเป็นระบบที่จัดทำขึ้นอย่างเป็นระบบ (Flood Mitigation Plan) ให้สามารถป้องกันน้ำท่วมพื้นที่เป้าหมายในพื้นที่ลุ่มน้ำตามเกณฑ์ที่กำหนดได้อย่างปลอดภัย ซึ่งเกณฑ์ ออกแบบระบบ (ระบายน้ำ) ป้องกันน้ำท่วมและการบรรเทาอุทกภัยของหน่วยงานต่าง ๆ กำหนดไว้ดังนี้

 ที่คาบอุบัติ 10 ปี พื้นที่เกษตรกรรมและชุมชนชนบทที่อยู่<u>นอก</u>เขตโครงการชลประทาน พื้นที่ เกษตรกรรมสำคัญและชุมชนชนบทที่ตั้งอยู่<u>ใน</u>เขตโครงการชลประทาน และพื้นที่เศรษฐกิจสำคัญและชุมชนเมือง และพื้นที่อุตสาหกรรมจะต้องปลอดภัยจากน้ำท่วมและอุทกภัย

2) ที่คาบอุบัติ 25 ปี พื้นที่เกษตรกรรมสำคัญและชุมชนชนบทที่ตั้งอยู่<u>ใน</u>เขตโครงการชลประทาน และพื้นที่เศรษฐกิจสำคัญและชุมชนเมืองและพื้นที่อุตสาหกรรมจะต้องปลอดภัยจากน้ำท่วมและอุทกภัย

 3) ที่คาบอุบัติ 100 ปี พื้นที่เศรษฐกิจสำคัญและชุมชนเมือง และพื้นที่อุตสาหกรรมจะต้องปลอดภัย จากน้ำท่วมและอุทกภัย

ทั้งนี้ได้แสดงตัวอย่าง<u>ผังการป้องกันน้ำท่วมและการบรรเทาอุทกภัย (รวมทั้งผังระบายน้ำ) ของลุ่ม</u> <u>น้ำตาปี</u>ไว้ใน**รูปที่ 5** การเปรียบเทียบประสิทธิผลของระบบระบายน้ำ ระบบป้องกันน้ำท่วมและการบรรเทาอุทกภัยของ ลุ่มน้ำตาป<u>ีสภาพปัจจุบัน</u>กับที<u>่ได้จัดทำขึ้นใหม่</u> (ตามผังระบายน้ำ ผังป้องกันน้ำท่วมและการบรรเทา อุทกภัย)

เมื่อสร้างแบบจำลองคณิตศาสตร์ของลุ่มน้ำตาปี 2 กรณี คือ (1) กรณีที่มีระบบระบายน้ำ ระบบ ป้องกันน้ำท่วม และการบรรเทาอุทกภัย <u>ตามสภาพปัจจุบัน รวมถึงตามแผนงานที่หน่วยงานได้รับงบประมาณ</u> <u>จากรัฐบาล</u> และ (2) กรณีที่มีการจัดทำผัง (แผนหลัก) ระบบระบายน้ำ ระบบป้องกันน้ำท่วม และการบรรเทาอุทกภัย <u>ตามที่ได้จัดทำขึ้นใหม่</u> นำไปวิเคราะห์ประสิทธิผล ซึ่งผลการวิเคราะห์เปรียบเทียบประสิทธิผลของระบบๆทั้ง 2 กรณีที่ คาบอุบัติตั้งแต่ 2 ปี ถึง 100 ปี จะได้พื้นที่เสี่ยงภัยน้ำท่วมที่มีขนาดต่างกัน ดังแสดงในร**ูปที่ 6(ก) และ 6(ข)** ตามลำคับ และเมื่อนำผลการวิเคราะร์พื้นที่เสี่ยงภัยน้ำท่วมที่คาบอุบัติ 100 ปี ไปซ้อนทับบนผังเมืองรวมของลุ่มน้ำตาปี (สังเคราะห์ขึ้นจากผังเมืองรวมจังหวัดสุราษฎร์ธานี จังหวัดนครศรีธรรมราช จังหวัดกระบี่ จังหวัดระนอง) ดังแสดง ในร**ูปที่ 7(ก) และ 7(ข)** จะเห็นว่าผัง (แผนหลัก) ระบบระบายน้ำ ระบบป้องกันน้ำท่วม และการบรรเทาอุทกภัย ของลุ่มน้ำตาปีที่ได้จัดทำขึ้นใหม่ (คือ ผังระบายน้ำของลุ่มน้ำตาปีดังแสดงในร**ูปที่ 4** และผังการป้องกันน้ำท่วมและ การบรรเทาอุทกภัยของลุ่มน้ำตาปี ดังแสดงในร**ูปที่ 5**) สามารถแก้ไข (ลด) ปัญหาน้ำท่วมและอุทกภัย (คือลดพื้นที่ น้ำท่วมและลดความลึกน้ำท่วม) ของลุ่มน้ำตาปีได้ดีกว่า ระบบระบายน้ำ ระบบป้องกันน้ำท่วม และการบรรเทา อุทกภัยของลุ่มน้ำตาปีตังตทำขึ้นใหม่ จะลดพื้นที่น้ำท่วมจาก 1,445 ตร.กม. ลงเหลือ 367 ตร.กม. และ สามารถปกป้องพื้นที่ชุ่มชน (สีขมพู) ตามผังเมืองรวมจังหวัดที่ได้ประกาศใช้แล้วได้ทั้งหมด

ข้อเสนอการจัดทำผัง (แผนหลัก) การระบายน้ำ และผัง (แผนหลัก) การป้องกันน้ำท่วม และการบรรเทา อุทกภัยของลุ่มน้ำและของจังหวัดที่ยั่งยืน

แนวคิดและมาตรการที่จะนำมาจัดทำผัง (แผนหลัก) การระบายน้ำ การป้องกันน้ำท่วมและการ บรรเทาอุทกภัยของลุ่มน้ำและของจังหวัดอย่างเป็นระบบ ตามหลักการพัฒนาที่ยั่งยืนควรตั้งอยู่บนสมมุติฐาน (เงื่อนไข) ต่าง ๆ ดังต่อไปนี้

1) <u>การยอมรับขีดจำกัดใหม่ (New normal) ของการใช้ประโยชน์ที่ดินของลุ่มน้ำ (ลุ่มน้ำตาปีและอื่น)</u>

เนื่องจากการใช้ประโยชน์ที่ดินของลุ่มน้ำตาปีและอื่นเปลี่ยนแปลงอย่างรวดเร็ว (ตามทิศ ทางการเพิ่มขึ้นของประชากรและเศรษฐกิจ) ดังนั้นจะต้องปรับปรุง "ผังการใช้ประโยชน์ที่ดินของลุ่มน้ำตาปีและ ลุ่มน้ำอื่น" ให้เหมาะสมกับสภาพปัจจุบันและที่คาดว่าจะกำกับได้ในอนาคต ตัวอย่างเช่น ปัจจุบันได้มีการ ประกาศใช้ผังเมืองรวมจังหวัดต่าง ๆ ในพื้นที่ลุ่มน้ำตาปีและลุ่มน้ำอื่น ซึ่งเป็นผังการใช้ประโยชน์ที่ดินที่ใกล้เคียงกับ การใช้ที่ดินสภาพปัจจุบันและที่คาดว่าจะกำกับได้ในอนาคต จึงควรนำผังดังกล่าว<u>มาเป็นฐาน (ขีดจำกัดใหม่)</u> ใน การจัดทำผังระบายน้ำลุ่มน้ำ และผังการป้องกันน้ำท่วมและการบรรเทาอุทกภัยลุ่มน้ำตาปีและลุ่มน้ำอื่นต่อไป

2) <u>ควรปรับปรุงแนวคิดและมาตรการที่จะนำมาใช้แก้ไขปัญหาการระบายน้ำ การป้องกันน้ำท่วม</u> <u>และการบรรเทาอุทกภัยของลุ่มน้ำและของจังหวัด (Disruptive Innovations) ให้สอดคล้องกับขีดจำกัดใหม่</u> กล่าวคือ

(1) จะต้องจัดทำผัง (แผนหลัก) ระบายน้ำของลุ่มน้ำและของจังหวัด ด้วยการเก็บรักษาทาง น้ำธรรมชาติ (ทางน้ำลำดับที่ 1 ลำดับที่ 2 ลำดับที่ 3 และลำดับที่ 4 ดังแสดงในรูปที่ 2) และทางน้ำที่จัดทำขึ้นใน พื้นที่ลุ่มน้ำพร้อมทั้งปรับปรุง/ฟื้นฟู (และสร้างขึ้นใหม่) ระบบระบายน้ำให้มีขีดความสามารถได้ตามเกณฑ์ของแต่ ละหน่วยงานที่ได้กำหนดในข้อ 6) จะต้องจัดทำผัง (แผนหลัก) การป้องกันน้ำท่วมและการบรรเทาอุทกภัยลุ่มน้ำและของ จังหวัด โดยการจัดทำ (ปรับปรุง/ฟื้นฟู/สร้างขึ้นใหม่) ระบบป้องกันน้ำท่วมและการบรรเทาอุทกภัยให้มีขีด ความสามารถได้ตามเกณฑ์ของแต่ละหน่วยงานที่ได้กำหนดในข้อ 6)

3) <u>จะต้องจัดสร้างเครื่องมือ (Tools) ที่จะนำมาใช้ประกอบการจัดทำผังการระบายน้ำ การป้องกัน</u> <u>น้ำท่วม และการบรรเทาอุทกภัยลุ่มน้ำและของจังหวัดให้มีความสมบูรณ์ยิ่งขึ้น</u>

เครื่องมือที่จะน้ำมาใช้ใน "การจัดทำผัง (แผนหลั๊ก) การระบายน้ำ การป้องกันน้ำท่วมและการ บรรเทาอุทกภัย" ของลุ่มน้ำและของจังหวัดให้มีความสมบูรณ์ นอกจาก "การจัดทำผังระบายน้ำลุ่มน้ำ" (ดัง ตัวอย่างผังระบายน้ำลุ่มน้ำตาปีแสดงใน**รูปที่ 4**) และ "การจัดทำผังการป้องกันน้ำท่วมและการบรรเทาอุทกภัยลุ่ม น้ำ" (ดังตัวอย่างลุ่มน้ำตาปีแสดงไว้ใน**รูปที่ 5**) แล้ว ยังจะต้องจัดทำผังอื่นอีก 4 ผัง ดังนี้

(1) ผังการใช้ปร[ิ]ะโยชน์ที่ดิน (ในอนาคต) ที่สอดคล้องกับ "ผังระบายน้ำ" และ "ผังป้องกัน น้ำท่วมและการบรรเทาอุทกภัย" และพื้นที่เสี่ยงภัยน้ำท่วม : ตัวอย่างผังการใช้ประโยชน์ที่ดินและพื้นที่เสี่ยงภัยน้ำท่วม ของลุ่มน้ำตาปี แสดงดัง**รูปที่ 8(ก)**

(2) ผังพื้นที่โล่ง : ตัวอย่างผังพื้นที่โล่งของลุ่มน้ำตาปี แสดงดัง**รูปที่ 8(ข)**

- (3) ผังการคมนาคมขนส่ง
- (4) ผังกิจการสาธารณูปโภค

4) <u>จะต้องสร้างยุทธศาสตร์และนโยบายของชาติในเรื่องการจัดทำผังต่าง ๆ ตามข้อ 3) และการนำ</u> <u>ผังดังกล่าวไปสู่งานปฏิบัติให้สัมฤทธิ์ผล</u> โดยประกอบด้วยการดำเนินการดังต่อไปนี้

(1) <u>สร้างความเข้าใจ</u>ในบุคลากรที่เกี่ยวข้อง 3 กลุ่ม คือ (1) กลุ่มกำหนดนโยบาย (คณะรัฐมนตรี) (2) กลุ่มเจ้าหน้าที่ของรัฐ (ข้าราชการของกระทรวง กรม กอง ฯลฯ) และ (3) กลุ่มประชาสังคม (ประชากรที่อยู่ในสังคม) ในเรื่อง "ผังระบายน้ำ" ของลุ่มน้ำ "ผังการป้องกันน้ำท่วมและการบรรเทาอุทกภัย" ของ ลุ่มน้ำ และผังอื่นอีก 4 ผัง เพื่อให้เกิดการยอมรับ และนำไปจัดทำยุทธศาสตร์ชาติ (20 ปี) เรื่องการจัดการ ทรัพยากรน้ำด้านการระบายน้ำ การป้องกันน้ำท่วม และการบรรเทาอุทกภัย ต่อไป

(2) <u>จัดสร้างและปรับปรุงเครื่องมืออื่น</u>ที่จะนำมาใช้ดำเนินการจัดการทรัพยากรน้ำ (ด้านการ ระบายน้ำ การป้องกันน้ำท่วมและการบรรเทาอุทกภัย) ให้เกิดประสิทธิภาพสูงสุด ประกอบด้วย (1) การปรับปรุง ภาระรับผิดชอบของหน่วยงานที่ดูแลทางน้ำของลุ่มน้ำ (2) การกำหนดแผนงานการพัฒนาองค์ประกอบของผัง ระบายน้ำ ของผังการป้องกันน้ำท่วมและการบรรเทาอุทกภัย และของผังอื่น ๆ ของแต่ละหน่วยงานที่รับผิดชอบของหัง จัดเจนอย่างเป็นระบบที่สอดคล้องและสนับสนุนซึ่งกันและกันให้เกิดประโยชน์สูงสุด ดังตัวอย่างแสดงในตารางที่ 2 และ (3) การปฏิรูปกฎหมายที่เกี่ยวข้องเพื่อสนับสนุนการบริหารจัดการลุ่มน้ำแบบองค์รวม เพื่อสนับสนุนการ ดำเนินการของมาตรการด้านกายภาพ อาทิ มาตรการด้านผังเมือง และเพื่อสนับสนุนการดำเนินการของมาตรการอื่นที่ เกี่ยวข้องเพื่อสนับสนุนการบริหารจัดการลุ่มน้ำแบบองค์รวม เพื่อสนับสนุนการ ดำเนินการของมาตรการด้านลิ่งแวดล้อม โดยตัวอย่างกฎหมายที่เกี่ยวข้องที่จะต้องมีการปฏิรูปได้แสดงไว้ในตารางที่ 3 (3) <u>จัดหางบประมาณและกองทุน</u>ขับเคลื่อน "ผังระบายน้ำ" "ผังการป้องกันน้ำท่วมและ การบรรเทาอุทกภัย" และผังอื่นอีก 4 ผัง ซึ่งกองทุนขับเคลื่อนอาจมาจาก (1) งบประมาณแผ่นดิน (2) การสร้าง รายได้จากการบริหารจัดการน้ำ และ (3) ค่าธรรมเนียมจากผู้ที่มีส่วนได้เสีย (เช่นการเก็บค่าธรรมเนียมจากผู้ที่มีส่วนได้เสีย

ภาคอุตสาหกรรม ภาคพาณิชยกรรม ภาคบริการ ฯลฯ)

(4) เพื่อให้สอดคล้องกับการบริหารราชการที่เป็นอยู่ในปัจจุบัน หลังจากที่ได้จัดทำผังระบาย น้ำลุ่มน้ำ ผังป้องกันน้ำท่วมและการบรรเทาอุทกภัยลุ่มน้ำ และผังอื่นอีก 4 ผัง แล้ว ควรถอดจิ๊กซอพื้นที่ลุ่มน้ำ ออกเป็นพื้นที่แต่ละจังหวัด เรียกว่า "<u>ผังระบายน้ำจังหวัด</u>" "<u>ผังป้องกันน้ำท่วมและการบรรเทาอุทกภัยจังหวัด</u>" และผังอื่นอีก 4 ผัง เพื่อนำไปประกอบเข้าเป็นส่วนหนึ่งของผังเมืองรวมจังหวัด และมอบหมายให้ผู้ว่าราชการ จังหวัดทำหน้าที่กำกับดูแลให้มีการดำเนินการเป็นไปตาม "ผังเมืองรวมจังหวัด" "ผังระบายน้ำจังหวัด" "ผังการ ป้องกันน้ำท่วมจังหวัดและการบรรเทาอุทกภัยจังหวัด" และผังอื่นที่เกี่ยวข้องอีก 4 ผัง ต่อไป

9. บทสรุป

้การจัดทำผัง (แผนหลัก) ระบายน้ำลุ่มน้ำ และผัง (แผนหลัก) ระบายน้ำจังหวัด ทำให้สามารถ มองเห็นภาพรวมของการแก้ไขปัญหาน้ำท่วมและการบรรเทาอุทกภัยอย่างเป็นระบบได้อย่างชัดเจน ดังนั้นหากมี การจัดทำผัง (แผนหลัก) ระบายน้ำลุ่มน้ำ และผัง (แผนหลัก) ระบายน้ำจังหวัดของประเทศไทย และมีหน่วยงาน กลาง (อาทิ กนช./สนทช.) ทำหน้าที่กำกับทั้งแผนงานและงบประมาณเพื่อให้หน่วยงานปฏิบัติดำเนินการให้เป็นไป ตามเป้าหมาย นอกจากจะทำให้การแก้ไขปัญหาน้ำท่วมและการบรรเทาอุทกภัยของลุ่มน้ำและของจังหวัดมี ประสิทธิภาพแล้ว ยังเป็นการลดการทำงานที่ซ้ำซ้อนและประหยัดงบประมาณได้อีกด้วย จึงเป็น<u>ความจำเป็นและ ถึงเวลา</u>ที่จะต้องนำแนวคิดการจัดทำ<u>ผังระบายน้ำลุ่มน้ำ</u>และ<u>ผังระบายน้ำจังหวัด</u>มาปฏิบัติร่วมกับ<u>ผังเมืองรวม <u>จังหวัด</u>และ<u>ผังเมืองรวมชุมชน</u> เพื่อแก้ไขปัญหาน้ำท่วมและการบรรเทาอุทกภัยให้สอดคล้องกับการพัฒนาประเทศ ไทย ยุค 4.0 แล้วครับ</u>

ตารางที่ 1 ตัวอย่างการกำหนดระยะร่นของทางน้ำลำดับศักย์ต่าง ๆ ของลุ่มน้ำตาปี

ศักย์ทางน้ำ Steam order (SO)	ป้องกันพื้นที่ เกษตรกรรมและ ชุมชนชนบท (RU) ที่คาบอุบัติ (Tr) ปี	ป้องกันพื้นที่ เศรษฐกิจและ ชุมชนเมือง (UR) ที่คาบอุบัติ (Tr) ปี	ศันป้องกันน้ำท่วมห่างจากตลิ่งทางน้ำ (Set back) ม. พื้นที่เกษตรกรรม พื้นที่เศรษฐกิจ และซุมชนชนบท และซุมชนเมือง (RU) (UR)		ตำแหน่งของแนวคัน ป้องกันน้ำท่วมริมตลิ่ง
1	5	25	> 10 (5)	ระยะเปลี่ยนแปลง (> 1)	RU : อยู่ที่แนวถนนเลียบทางน้ำ แต่ต้องไม่น้อยกว่าระยะ Set back UR : อยู่ที่แนวตลิ่งเชื่อมตามสภาพสนาม แต่ต้องไม่รุกล้ำทางน้ำ
2	10	25-100	> 20 (10)	ระยะเปลี่ยนแปลง (> 1)	RU : อยู่ที่แนวถนนเลียบทางน้ำ แต่ต้องไม่น้อยกว่าระยะ Set back UR : อยู่ที่แนวตลิ่งเชื่อมตามสภาพสนาม แต่ต้องไม่รุกล้ำทางน้ำ
3	25	100	> 30	ระยะเปลี่ยนแปลง (> 1)	RU : อยู่ที่แนวถนนเลียบทางน้ำ แต่ต้องไม่น้อยกว่าระยะ Set back UR : อยู่ที่แนวตลิ่งเชื่อมตามสภาพสนาม แต่ต้องไม่รุกล้ำทางน้ำ
4	25	100	> 30	ระยะเปลี่ยนแปลง (> 1)	RU : อยู่ที่แนวถนนเลียบทางน้ำ แต่ต้องไม่น้อยกว่าระยะ Set back UR : อยู่ที่แนวตลิ่งเชื่อมตามสภาพสนาม แต่ต้องไม่รุกล้ำทางน้ำ

ที่มา : กรมโยธาธิการและผังเมือง พ.ศ. 2561

ตารางที่ 2 ตัวอย่างการปรับปรุงภาระรับผิดชอบของหน่วยงานที่ดูแล กำกับ ทางน้ำ และแผนงานการพัฒนาองค์ประกอบที่สำคัญของระบบฯ ของลุ่มน้ำตาปี

ลำดับที่	มาตรการ/แผนงานโครงการ	หน่วยงานรับผิดชอบ
1.	ปรับปรุงทางน้ำธรรมชาติ ลำดับที่ 1 2 3 และ 4	กรมเจ้าท่า/ท้องถิ่น/กรมชลประทาน
2.	ปรับปรุงก่อสร้างคันริมน้ำพร้อมอาคารประกอบ	กรมชลประทาน/กรมโยธาธิการและผังเมือง
3.	ปรับปรุงท่อลอด/สะพาน	กรมทางหลวง/กรมทางหลวงชนบท/การรถไฟ
4.	ก่อสร้างคันปิดล้อมพื้นที่ชุมชนพร้อมอาคารประกอบ	กรมโยธาธิการและผังเมือง
5.	จัดทำพื้นที่รองรับการผ่านของน้ำและกระจายน้ำหลาก (แก้มลิง)	
6.	โครงการก่อสร้างอ่างเก็บน้ำ/ฝายต้นน้ำ	กรมชลประทาน/กรมโยธาธิการและผังเมือง
7.	จัดทำทางผันน้ำหลากอ้อมพื้นที่ชุมชน	

ที่มา : กรมโยธาธิการและผังเมือง พ.ศ. 2561

ตารางที่ 3 ตัวอย่างกฎหมายที่เกี่ยวข้องที่จะต้องมีการปฏิรูปให้สอดคล้องกับการกำหนดใช้ผัง (แผนหลัก) การระบายน้ำ การป้องกัน น้ำท่วม และการบรรเทาอุทกภัยของลุ่มน้ำและจังหวัด

กฎหมาย(มาตรการ) หลัก	กฎหมาย(มาตรการ) สนับสนุน
 พระราชบัญญัติการผังเมือง พ.ศ.2518 ฉบับปรับปรุง ครั้งที่ 2 (พ.ศ.2525) ฉบับปรับปรุง ครั้งที่ 3 (พ.ศ.2538) และฉบับปรับปรุงครั้งที่ 4 (พ.ศ.2558) พระราชบัญญัติควบคุมอาคาร พ.ศ.2522 พระราชบัญญัติส่งเสริมและรักษาคุณภาพสิ่งแวดล้อม พ.ศ.2535 เทศบัญญัติและช้อบัญญัติท้องถิ่น 	 พระราชบัญญัติการจัดรูปที่ดินเพื่อการพัฒนาพื้นที่ พ.ศ.2547 พระราชบัญญัติการจุดดินและฌดิน พ.ศ.2543 พระราชบัญญัติการจุดดินและฌดิน พ.ศ.2545 พระราชบัญญัติการงุดดินและฌดิน พ.ศ.2535 พระราชบัญญัติการงุน พ.ศ.2535 พระราชบัญญัติการงุน พ.ศ.2551 พระราชบัญญัติการประปาสวนภูมิภาค พ.ศ.2522 พระราชบัญญัติการประปาสวนภูมิภาค พ.ศ.2522 พระราชบัญญัติการประปาสวนภูมิภาค พ.ศ.2522 พระราชบัญญัติการประปาสวนภูมิภาค พ.ศ.2522 พระราชบัญญัติการประปาสวนภูมิภาค พ.ศ.2520 พระราชบัญญัติการประปาสวนภูมิภาค พ.ศ.2507 พระราชบัญญัติการเดินเรือในน่านน้ำไทย พ.ศ.2456 พระราชบัญญัติการจินเรือในน่านน้ำไทย พ.ศ.2518 พระราชบัญญัติกรรงสุโหลินเพื่อเกษตรกรรม พ.ศ.2518 พระราชบัญญัติกรรงสุโหลินเพื่อเกษตรกรรม พ.ศ.258 พระราชบัญญัติการประมง พ.ศ.2558 พระราชบัญญัติการประมง พ.ศ.2558 พระราชบัญญัติการประมง พ.ศ.2558 พระราชบัญญัติกรจอสามาหลวง พ.ศ.2558 พระราชบัญญัติการประมง พ.ศ.2558 พระราชบัญญัติกรรงสามาหลวง พ.ศ.2558 พระราชบัญญัติกรงสามารง พ.ศ.2550 พระราชบัญญัติกรัพยากรน้ำ พ.ศ พัดณะรัฐมนตรี

ที่มา : กรมโยธาธิการและผังเมือง พ.ศ. 2561

2 語 สัญลักษณ์ 著 ศาลากลางจังหวัด Ρ 17 ที่ว่าการอำเภอ 海 เขตพื้นที่โครงการ เขตประเทศ เขตจังหวัด เขตอำเภอ ทางหลวง ถนน ทางรถไฟ เขตลุ่มน้ำประธาน แม่น้ำ คลอง ห้วย อ่างเก็บน้ำ หนอง บึง พื้นที่น้ำท่วม (Gistda) พื้นที่น้ำท่วม (กรมชลประทาน) พื้นที่เทศบาล (ตามประกาศของกรมส่งเสริม การปกครองส่วนท้องถิ่น.พ.ศ.2560) การใช้ประโยชน์ที่ดิน พื้นที่ชุมชนและสิ่งปลูกสร้าง พื้นที่เกษตรกรรม พื้นที่ป่าไม้ พื้นที่เบ็ดเตล็ด E NO ที่มา : สำนักงานพัฒนาเทคโนโลยีอวกาศและภูมิสารสนเทศ ที่มา : สำนักงานพัฒนาเทคโนโลยีอวกาศและภูมิสารสนเทศ (องศ์กรมหาขน), พ.ศ.2550-2559 และ กรมชลประทาน, พ.ศ.2554 (องศ์กรมหาขน), พ.ศ.2550-2559 และ กรมขลประทาน, พ.ศ.2554

้วิศวกรรมทรัพยากรน้ำและเทคโนโลยี







อิศวกรรมทรัพยากรน้ำและเทคโนโลยี





พัฒนาการและการเปลี่ยนแปลงการจัดการทรัพยากรน้ำของประเทศ





วิดวกรรมแหล่งน้ำ

รด.ดร. สุวัฒนา จิตตลดาทร

ภาดวิชาวิสวกรรมทรัพยากรน้ำ ดณะวิสวกรรมสาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรสาสตร์ fengswc@ku.ac.th

พัฒนาการและการเปลี่ยนแปลงการจัดการทรัพยากรน้ำของประเทศ

ปัจจุบัน บทบาทของวิศวกรด้านทรัพยากรน้ำ ได้ขยายขอบเขตภาระหน้าที่จากบทบาทเดิม กล่าวคือ นอกเหนือจากงานทางด้านเทคนิค ในการวิเคราะห์และ ออกแบบรายละเอียดโครงการแล้ว ยังต้องเข้ามามี บทบาทในงานด้านสังคม สิ่งแวดล้อม การเมือง เศรษฐศาสตร์ ฯลฯ ซึ่งต้องมีความรู้ความเข้าใจในการ การบริหารจัดการเพื่อการวางแผนและการดำเนินการ

โครงการ สำหรับพัฒนาการของงานด้านการจัดการ ทรัพยากรน้ำในประเทศไทย ในที่นี้เพื่อให้เห็นภาพรวม จะขออธิบายโดยแบ่งระยะของพัฒนาการอย่าง ประมาณ คือเริ่มนับตั้งแต่ปี พ.ศ. 2433 ในสมัย พระบาทสมเด็จพระจุลจอมเกล้าเจ้าอยู่หัวรัชกาลที่ 5 ซึ่งมีพระบรมราชานุญาตให้บริษัทเอกชนดำเนินงานขุด คลองในทุ่งเจ้าพระยาผั่งตะวันออก เป็นจุดเริ่มต้นของ พัฒนาการการจัดการทรัพยากรน้ำของประเทศ



ภาพที่ 1 แสดงชื่อบริษัทขุดคลองแลคูนาสยาม สมัยรัชการที่ 5

จนในปี พ.ศ. 2445 กรมชลประทานได้ก่อตั้ง ขึ้นเป็นครั้งแรก ในขณะนั้น โดยใช้ชื่อว่า กรมคลอง หลังจากนั้นมาได้มีพัฒนาการของการก่อสร้างโครงการ ต่างๆ โดยเฉพาะในภาคกลางขึ้นมาเป็นลำดับ เช่น โครงการขุดคลองในทุ่งรังสิตหลังจากการก่อตั้งกรม คลอง และโครงการก่อสร้างเขื่อนทดน้ำหรือประตู ระบายน้ำพระราม 6 ในปี พ.ศ. 2475 เป็นต้น


ภาพที่ 2 แผนภาพแสดงระยะต่าง ๆ ของพัฒนาการจัดการทรัพยากรน้ำของประเทศไทย

ช่วงแรกๆ และมีอัตราการขยายตัวที่เพิ่มมากขึ้นในช่วง ปลาย จนสิ้นสุดของพัฒนาการระยะแรกประมาณ ปี พ.ศ. 2500 ดังแสดงพัฒนาการของระยะต่างๆ ใน ภาพที่ 2

การพัฒนาแหล่งน้ำของประเทศไทย ระยะที่ 2

ส่วนระยะที่ 2 ของพัฒนาการการจัดการ ทรัพยากรน้ำของประเทศไทย นับได้ตั้งแต่การก่อสร้าง เขื่อนภูมิพลและเขื่อนชัยนาทแล้วเสร็จ คือ หลังจากปี พ.ศ. 2500 เชื่อนทั้ง 2 แห่ง ในระยะถัดมา จึงได้เป็น โครงสร้างพื้นฐานที่สำคัญในการพัฒนาประเทศ กล่าวคือ เป็นแหล่งน้ำสำคัญสำหรับการพัฒนา ทั้งใน ด้านปริมาณน้ำใช้เพื่อการเกษตรกรรม และเพื่อการ ผลิตกระแสไฟฟ้าจากพลังงานน้ำ



ภาพที่ 4 การก่อสร้างเชื่อนชัยนาท (หรือเชื่อนเจ้าพระยา)

การพัฒนาแหล่งน้ำของประเทศไทย ระยะที่ 1

หลังจากนั้นได้มีการริเริ่มและพัฒนาโครงการ แหล่งน้ำขนาดใหญ่ของกรมชลประทานขึ้นเป็นครั้งแรก 2 โครงการ ได้แก่ โครงการการก่อสร้างเขื่อนเจ้าพระยา ซึ่งเป็นประตูระบายน้ำขนาดใหญ่ สำหรับควบคุมการ ใหลของน้ำในแม่น้ำเจ้าพระยาตอนล่าง ซึ่งได้ก่อสร้าง ขนานควบคู่กันไปกับโครงการการก่อสร้างเชื่อนภูมิพล ซึ่งเป็นอ่างเก็บน้ำขนาดใหญ่แห่งแรกของประเทศไทย



ภาพที่ 3 การก่อสร้างเขื่อนภูมิพล

ทั้ง 2 โครงการนี้ได้ก่อสร้างแล้วเสร็จในช่วงกลางปี
พ.ศ. 2500 ในช่วงเวลาตั้งแต่ปี พ.ศ. 2433 ถึงปี พ.ศ.
2500 นี้ นับว่าเป็นช่วงระยะแรกหรือระยะที่ 1 ของ
พัฒนาการจัดการทรัพยากรน้ำในประเทศ เป็นช่วงที่มี
การขยายตัวของการพัฒนาจากค่อยเป็นค่อยไปใน



ภาพที่ 5 วันที่ 7 กุมภาพันธ์ 2500 พระบาทสมเด็จพระเจ้าอยู่หัวและสมเด็จพระนางเจ้าฯพระบรมราชินีนาถ ได้เสด็จ เปิดเชื่อนเจ้าพระยา

นับเป็นหมื่นโครงการ จากการพัฒนาในช่วงระยะที่ 2 นี้ โดยมีหน่วยงานต่างๆร่วมกันดำเนินงานและ รับผิดชอบ เช่น โครงการก่อสร้างเชื่อนขนาดใหญ่ของ การไฟฟ้าฝ่ายผลิต โครงการก่อสร้างเชื่อนและระบบส่ง น้ำขนาดกลางและขนาดเล็ก ของกรมชลประทาน ของ กรมส่งเสริมการพลังงาน และของหน่วยงานท้องถิ่นใน ระดับต่างๆ เป็นต้น จนถึงประมาณช่วงปลายของ แผนพัฒนาเศรษฐกิจและสังคมแห่งชาติฉบับที่ 7 ในปี พ.ศ. 2539 ต่อกับช่วงต้นของแผนพัฒนาเศรษฐกิจ และสังคมแห่งชาติฉบับที่ 8 ในปี พ.ศ. 2540 จึงถือ เป็นจุดสิ้นสุดของพัฒนาการการจัดการทรัพยากรน้ำ ของประเทศไทยในระยะที่ 2



ภาพที่ 6 เชื่องภูมิพล และเชื่อนเจ้าพระยา

ซึ่งมีบทบาททำให้เศรษฐกิจของประเทศเริ่มขยายตัว โดยเฉพาะอย่างยิ่งหลังจากมีการประกาศใช้แผนพัฒนา เศรษฐกิจและสังคมแห่งชาติฉบับที่ 1 ในปี พ.ศ.2504 การเติบโตทางเศรษฐกิจของประเทศ จึงมีอัตราการ ขยายตัวที่มากขึ้น และอย่างรวดเร็วเป็นลำดับ เนื่องจากการมีโครงสร้างพื้นฐานที่ดี ประกอบทั้งการ ดำเนินงานตามแผนการพัฒนาฯฉบับที่ 1 ดังกล่าว ซึ่ง ได้ให้ความสำคัญของการขยายโครงสร้างพื้นฐาน อัน ได้แก่ ถนน โครงการแหล่งน้ำ และไฟฟ้า ออกไปให้ได้ อย่างทั่วถึงทุกภูมิภาคของประเทศ ดังนั้นโครงการ พัฒนาด้านทรัพยากรน้ำ จึงได้มีการก่อสร้างและขยาย ออกไปในทุกลุ่มน้ำของประเทศอย่างทั่วถึงและต่อเนื่อง ตั้งแต่นั้นมา จนมีโครงการพัฒนาแหล่งน้ำทั้งขนาด ใหญ่ ขนาดกลาง และขนาดเล็ก รวมกันทั่วทั้งประเทศ



26



ภาพที่ 9 แสดงตัวอย่างความขัดแย้งกรณีโครงการ เชื่อนราษีไศล

จากความขัดแย้งของการใช้ทรัพยากรต่างๆ เหล่านี้ ทำให้ในปี พ.ศ. 2535 ได้มีการประกาศใช้ พระราชบัญญัติส่งเสริมและรักษาคุณภาพสิ่งแวดล้อม แห่งชาติ ซึ่งมีบทบัญญัติคุ้มครองสิทธิของประชาชน และกำหนดให้ประชาชนมีโอกาสเข้ามามีส่วนร่วมหรือ ้แสดงบทบาทมากขึ้น ในการแก้ไขปัญหาสิ่งแวดล้อมที่ ตนเองเกี่ยวข้อง ดังนั้นในที่นี้จึงถือเป็นจุดเริ่มต้นจุด หนึ่ง ของสาเหตุการสิ้นสุดระยะการพัฒนาของการ จัดการทรัพยากรน้ำในระยะที่ 2 คือ ประมาณ 5 ปี หลังจากมีการประกาศใช้พระราชบัญญัติฯดังกล่าว คือ ซึ่งเป็นปีที่เริ่มประกาศใช้ ตรงกับปี พ.ศ. 2540 แผนพัฒนาเศรษฐกิจและสังคมแห่งชาติฉบับที่ 8 ที่ได้ มีการปรับเปลี่ยนหลักแนวคิดในการพัฒนาประเทศ ให้ มุ่งเน้นการพัฒนาแบบองค์รวม ซึ่งเน้นคนเป็น ศูนย์กลาง โดยมีภาคประชาชนเข้ามามีบทบาทและมี ส่วนร่วมในการพัฒนาประเทศ นอกจากนี้ในปีเดียวกัน เป็นปีที่มีการประกาศใช้รัฐธรรมนูญแห่งราชอาณาจักร ไทย พุทธศักราช 2540 ซึ่งมีสาระสำคัญที่เน้นการให้ ความสำคัญกับบทบาทของประชาชนและองค์กร ปกครองส่วนท้องถิ่น โดยกำหนดให้มีการกระจาย อำนาจสู่ท้องถิ่นมากขึ้น และส่งเสริมบทบาทของ ประชาชนให้เข้ามามีส่วนร่วมในการปกครองและดูแล ท้องถิ่นตนเอง ดังนั้นจึงถือเป็นจุดสิ้นสุดของ พัฒนาการการจัดการทรัพยากรน้ำของประเทศระยะที่ 2 ในปี พ.ศ. 2540

การพัฒนาโครงการทรัพยากรน้ำระยะที่ 2 ได้

ดำเนินการอย่างต่อเนื่องในช่วงเวลาประมาณ 40 ปี ดังกล่าว โดยเป็นไปอย่างทั่วถึงเกือบทุกพื้นที่ของ ประเทศ จากการพัฒนาดังกล่าวทำให้ทรัพยากรที่ถูกใช้ ้นับเป็นจำนวนที่มากขึ้นๆและเริ่มหมดไป จนกระทั่งถึง จุดที่เริ่มมีวิกฤตของการใช้ทรัพยากรเกิดขึ้น โดย แสดงออกอย่างเป็นรูปธรรมของความขัดแย้งใน รูปแบบต่างๆ และเริ่มมีจำนวนของความขัดแย้งที่เพิ่ม มากขึ้น ทั้งความขัดแย้งได้มีการขยายตัวไปยังท้องถิ่น ต่างๆ และในระดับต่างๆของชมชนที่เกี่ยวข้องกับการ ใช้ทรัพยากรนั้นๆ มากขึ้น โดยความขัดแย้งที่เกิดขึ้น ได้เกิดขึ้นกับโครงการที่อยู่ในขั้นตอนและสถานะต่างๆ ทั้งของโครงการที่กำลังศึกษาวางแผน โครงการที่กำลัง ดำเนินงานก่อสร้าง และโครงการที่ได้ก่อสร้างเสร็จแล้ว และกำลังอยู่ระหว่างการดำเนินการระบบ ดังตัวอย่าง ของความขัดแย้งสำหรับโครงการขนาดใหญ่ เช่น กรณึ การคัดค้านต่อต้านการก่อสร้างเชื่อนแก่งเสือเต้น ซึ่งอยู่ ในขั้นตอนของการศึกษาวางแผน ความขัดแย้งของ โครงการเชื่อนปากมูล และโครงการเชื่อนราษีไศล ซึ่ง อยู่ในขั้นตอนของการดำเนินการระบบ เป็นต้น



ภาพที่ 7 แสดงตัวอย่างความขัดแย้งกรณีโครงการ เชื่อนแก่งเสือเต้น



ภาพที่ 8 แสดงตัวอย่างความขัดแย้งกรณีโครงการ เชื่อนปากมูล



ทั้งเกิดการคัดค้านต่อต้านโครงการต่างๆจากท้องถิ่น และชุมชนดังกล่าวแล้วข้างต้น นอกจากนี้ยังรวมถึง โครงการต่างๆที่ได้ศึกษาวางแผนไว้แล้ว แต่ไม่สามารถ ที่จะดำเนินการต่อไปได้ เนื่องจากสาเหตุของผล การศึกษาของโครงการนั้นที่ยังไม่ครอบคลุมถึงปัจจัย ใหม่ที่เกิดขึ้น เช่น อาจไม่คำนึงถึงเงื่อนไขและสภาวะที่ เปลี่ยนแปลงไปแล้วอย่างถูกต้องเหมาะสม หรือขาด กระบวนการการมีส่วนร่วมของประชาชน ทั้งบาง โครงการอาจเกิดความขัดแย้งกันกับกฎระเบียบหรือ กฎหมายบางฉบับ เป็นต้น ดังนั้นพัฒนาการฯในระยะที่ 3 นี้ จึงมีแนวโน้มของอัตราการเพิ่มขึ้นหรือการ ขยายตัวของโครงการพัฒนาแหล่งน้ำที่จะลดลงอย่าง ต่อเนื่อง ซึ่งคาดการณ์ว่าอาจเหลือโครงการขนาดใหญ่ ที่จะเกิดขึ้นใหม่ได้เพียง 1-2 โครงการ ประมาณไม่เกิน ปี พ.ศ. 2560 ซึ่งถือเป็นจุดสิ้นสุดของพัฒนาการการ จัดการทรัพยากรน้ำของประเทศระยะที่ 3

การพัฒนาแหล่งน้ำของประเทศไทย ระยะที่ 4

หลังจากปี พ.ศ. 2560 จะเป็นระยะที่ 4 ของ พัฒนาการฯ ซึ่งจะเข้าสู่ยุคใหม่ของการบริหารจัดการ น้ำ กล่าวคือ จะเป็นยุคที่นักบริหารจัดการน้ำต้องปรับ แนวคิดและวิธีการบริหารจัดการน้ำอย่างจริงจัง ให้ สอดคล้องกับเงื่อนไขใหม่และสภาวะใหม่ที่ เปลี่ยนแปลงอย่างรวดเร็ว โดยอาศัยองค์ความรู้และ เทคโนโลยีที่สูงขึ้น ทั้งจะต้องระมัดระวังในการจัดการ ซึ่งมิให้เกิดการใช้ทรัพยากรที่เกินขอบเขต หรือเกิน ขีดจำกัดบนของทรัพยากรที่สามารถนำมาใช้ได้ (upper limit of available resources) ดังแสดงใน กราฟรูปที่ 2 ข้างต้น จุดวิกฤต มีความหมายถึง จุดที่



ภาพที่ 10 พรบ.ส่งเสริมและรักษาคุณภาพสิ่งแวดล้อม แห่งชาติ และแผนพัฒนาเศรษฐกิจและสังคมแห่งชาติฉบับที่ 8

การพัฒนาแหล่งน้ำของประเทศไทย ระยะที่ 3

หลังจากปี พ.ศ. 2540 ซึ่งเป็นช่วงในระยะที่ 3 ของการพัฒนาการจัดการทรัพยากรน้ำของประเทศ อัตราการเพิ่มขึ้นของโครงการพัฒนาทรัพยากรน้ำ จะ ลดลงอย่างมากเป็นลำดับ ตามระยะเวลาที่ผ่านไป ใน ภาพที่ 2 ได้แสดงเส้นกราฟของแนวโน้มการพัฒนา ในช่วงระยะที่ 3 นี้ ที่จะเป็นเส้นโค้งและมีความลาดชัน น้อยลงตามระยะเวลา กล่าวคือ นับตั้งแต่ประมาณปี พ.ศ.2540 เป็นต้นมา การก่อสร้างโครงการพัฒนา ทรัพยากรน้ำขนาดต่าง ๆ ทั้งโครงการขนาดใหญ่ ขนาด กลาง และขนาดเล็ก มีจำนวนน้อยลงในแต่ละปีเป็น ลำดับ ทั้งนี้เนื่องจากสาเหตุของทรัพยากรที่ลดลงเป็น สำคัญ ซึ่งทำให้ทำเลที่ตั้งที่เหมาะสมของโครงการที่จะ เกิดขึ้นใหม่หายากขึ้น



ภาพที่ 11 โครงการพัฒนาแหล่งน้ำขนาดต่างๆ

หากมีการใช้ทรัพยากรหรือพัฒนามากเกินไป จนถึงจุด ดังกล่าวนี้จะเป็นการใช้ทรัพยากรที่เกินขอบเขตไปแล้ว กล่าวคือ จะก่อให้เกิดผลเสียหายจากการพัฒนา มากกว่าการได้ประโยชน์จากการพัฒนา



ภาพที่ 12 เทคโนโลยีที่สูงขึ้นและการระมัดระวังในการ จัดการ มิให้เกิดการใช้ทรัพยากรที่เกินขอบเขตในอนาคต

สรุปรูปแบบของการพัฒนาการจัดการ ทรัพยากรน้ำในประเทศไทย

จากอดีตถึงปัจจุบัน และแนวโน้มถึงอนาคต ของการจัดการทรัพยากรน้ำภายในประเทศ สรุปได้เป็น 4 ระยะดังนี้

ระยะที่ 1 เป็นช่วงพัฒนาอย่างช้า ๆ และรวดเร็วขึ้น โดยเริ่มจากภาคกลางของประเทศ ในการจัดการและ พัฒนา โดยเน้นด้านการออกแบบและการก่อสร้าง โครงการเป็นสำคัญ กิจกรรมของงานที่ดำเนินงาน เช่น การกำหนดชนิด รูปแบบ รูปร่างหน้าตา ตำแหน่งที่ตั้ง กำหนดคุณสมบัติ และขนาดต่างๆ ของอาคารหลักและ อาคารประกอบ เช่น เขื่อน ประตูระบายน้ำ อ่างเก็บน้ำ คลอง อาคารประกอบในคลอง เป็นต้น ใน กระบวนการวิเคราะห์สำหรับการแก้ปัญหา ได้แก่ การ วิเคราะห์สำหรับการออกแบบ ได้มีการพัฒนาจาก วิธีการลองผิดลองถูก (Trial and Error) วิธีทำซ้ำ ทำ การประเมินผล และสรุปบทเรียน ประกอบกับการใช้ ประสบการณ์เพื่อการนำไปใช้งานในโครงการต่อไป ซึ่ง มักใช้รูปแบบและลักษณะที่คล้ายคลึงกันกับที่เคยได้ ออกแบบหรือปฏิบัติมามา ทั้งนี้ โดยอยู่บนพื้น ฐานความรู้ทางด้านวิศวกรรม เช่น รูปแบบและ องค์ประกอบโครงสร้าง (Structural types and components) การกำหนดเกณฑ์ในการออกแบบ (Design criteria) ข้อกำหนดในการก่อสร้าง (Specification) การทดสอบ (Testing) และการ ประเมินผล (Evaluation) เป็นต้น

ระยะที่ 2 เป็นช่วงของการพัฒนาอย่างรวดเร็ว ซึ่ง ต่อเนื่องจากระยะที่ 1 แต่จะมีการขยายตัวและกระจาย ของการพัฒนาออกไปทั่วทุกภูมิภาคของประเทศอย่าง ทั่วถึง ระยะที่ 2 นี้เป็นช่วงที่นานถึง 40 ปี เป็นช่วงที่ใช้ ทรัพยากรอย่างมาก แต่ก็มีการพัฒนาในระดับที่สูงมาก เช่นกัน ในการจัดการจะดำเนินการควบคู่กันไปใน หลาย ๆ กิจกรรม ทั้งของงานทางด้านการศึกษา การ วางแผน การออกแบบ การก่อสร้าง และการดูแล บำรุงรักษาระบบ ซึ่งเน้นทางด้านเทคนิควิศวกรรมเป็น หลัก ในกระบวนการวิเคราะห์ในระยะแรกจะเป็นช่วง รอยต่อและต่อเนื่องจากระยะที่ 1 คือ ใช้วิธีลองผิดลอง ถูก สรุปบทเรียน ซึ่งจะได้ประสบการณ์นำไปจัดการ และดำเนินการในโครงการอื่นๆต่อไปอย่างต่อเนื่อง เป็นลำดับ การพัฒนาด้านวิชาการมีมากขึ้นในช่วงครึ่ง หลังของระยะคือ ประมาณช่วงหลังจากปี พ.ศ. 2520 เช่น การพัฒนาและประยุกต์ใช้หลักการวิเคราะห์หาค่า ความเหมาะสมในงานศึกษาและออกแบบต่างๆ เช่น

เฉพาะถิ่นในระดับสาขาของลุ่มน้ำย่อย มีจำนวนที่ ลดลง ในการวางแผนและจัดการทรัพยากรน้ำเริ่มปรับ สู่ระดับลุ่มน้ำที่ใหญ่และกว้างขึ้น กล่าวคือ จากระดับ สาขาของลุ่มน้ำย่อย สู่ระดับของลุ่มน้ำย่อย และสู่ระดับ ของลุ่มน้ำ ซึ่งหลักการวิเคราะห์ของการจัดการน้ำแบบ บูรณาการเริ่มเข้ามามีบทบาทและจำเป็นต้องนำมา ประยุกต์ใช้ กระบวนการศึกษาวางแผนการออกแบบ และการดำเนินการระบบ ปัจจุบันจะต้องคำนึงถึงปัจจัย ที่ไม่สามารถประเมินเป็นตัวเลขได้ของปัญหาในรูปแบบ ที่ไม่มีโครงสร้างมากขึ้น ในกระบวนการวิเคราะห์ จะต้องเพิ่มปัจจัยและคำนึงถึงกระบวนการมีส่วนร่วม ของประชาชน และจะต้องให้ครอบคลุมถึงการศึกษา ผลกระทบสิ่งแวดล้อมซึ่งอาจเกิดขึ้นจากโครงการ ดังนั้นในกระบวนการตัดสินใจจึงมีความซับซ้อนมาก ขึ้น อย่างไรก็ตามในช่วงพัฒนาการของระยะที่ 3 นี้ เป็นช่วงที่มีการเปลี่ยนแปลงของเทคโนโลยีอย่างมาก เทคนิคที่ทันสมัย และเครื่องมือที่ทันสมัย ได้มีการ พัฒนาและเกิดขึ้นมากในช่วงนี้ ดังนั้นจึงกล่าวได้ว่า ปัจจุบันเป็นช่วงของการเปลี่ยนถ่ายเทคโนโลยี ซึ่ง จำเป็นต้องมีการศึกษาวิจัยเพื่อการนำประโยชน์จาก เทคโนโลยีที่ทันสมัยมาช่วยในการบริหารจัดการ ทรัพยากรน้ำให้มากขึ้น

ระยะที่ 4 เป็นช่วงของการพัฒนาที่จะมีโครงการใหม่ เกิดขึ้นได้น้อย เนื่องจากใกล้ถึงจุดวิกฤตของการใช้ ทรัพยากร นักบริหารจัดการต้องใช้ความระมัดระวัง อย่างเป็นพิเศษเพื่อมิให้ถึงจุดวิกฤตดังกล่าว ความเป็น จริงแล้ว เป็นการยากที่จะให้คำนิยามความหมาย ของ คำว่าทรัพยากรที่สามารถจะนำไปใช้ได้ หากมี ความหมายเพียงเฉพาะถึงทรัพยากรทางกายภาพ ก็

เพื่อหาขนาดที่เหมาะสมของอาคารที่ประหยัดราคา ก่อสร้าง การใช้กระบวนการศึกษาเปรียบเทียบ ทางเลือก จากผลตอบแทนทางด้านการลงทุนและ เศรษฐศาสตร์ในงานการศึกษาความเหมาะสมโครงการ หรือการวิเคราะห์ระบบด้วยการหาค่าความเหมาะสม สูงสุด เพื่อวางแผนในการดำเนินการส่งน้ำและการใช้ น้ำของโครงการ เป็นต้น นอกจากนี้ยังได้มีการพัฒนา และใช้แบบจำลองคณิตศาสตร์มาประยุกต์ใช้เพื่อการ ตัดสินใจในงาน เช่น เพื่อการวิเคราะห์ในงานออกแบบ ในการศึกษาความเหมาะสม และในการดำเนินการ ระบบ ฯลฯ อย่างไรก็ตามในช่วงระยะที่ 2 นี้ ยังเป็น การทำงานด้วยกระบวนการวิเคราะห์ โดยใช้หลักการ ทฤษฎี และเน้นด้านเทคนิควิศวกรรมเป็นสำคัญ

เป็นช่วงของการพัฒนาที่มีการชะลอตัว ระยะที่ 3 สำหรับโครงการที่จะเกิดขึ้นได้ใหม่ ทั้งนี้เนื่องจากจาก ข้อจำกัดของทรัพยากรที่ลดลงจากการพัฒนาในระยะที่ อย่างต่อเนื่อง นอกจากนี้ยังมีสาเหตุจากความ 2 ชับซ้อนของปัญหา ในระบบทรัพยากรน้ำที่เพิ่มขึ้นและ ขยายตัวจากปัจจัยต่างๆ ดังกล่าวแล้ว ในปัจจุบันนี้ กำลังอยู่ระหว่างกลางช่วงของระยะที่ 3 ซึ่งมีอัตราการ เพิ่มขึ้นของโครงการที่จะเกิดขึ้นได้ใหม่กำลังลดลง โดยเฉพาะอย่างยิ่งงานการก่อสร้างโครงการขนาดใหญ่ และขนาดกลางที่กำลังลดจำนวนลงอย่างมากในแต่ละ ปี กิจกรรมของงานในด้านการวางแผนและการ ออกแบบโครงการ ปัจจุบันเริ่มมีความจำเป็นต้อง ปรับปรุงและทบทวนกระบวนการวิเคราะห์ เพื่อให้ สอดคล้องกับสภาวการณ์ที่กำลังเปลี่ยนแปลงไป งาน การศึกษาวางแผนและออกแบบรายละเอียดโครงการ

30

เดิมทั้งหลายเหล่านี้ จะอยู่ภายใต้เงื่อนไขและสภาวะ ใหม่ที่กำลังเปลี่ยนแปลงไป โดยมีความสลับซับซ้อน ของระบบ และมีสภาวะความไม่แน่นอนที่เพิ่มมากขึ้น เป็นลำดับนั่นเอง

ต่อเนื่องจากระยะที่ 3 การจัดการทรัพยากร น้ำในระดับลุ่มน้ำและการใช้หลักการของการจัดการ ทรัพยากรน้ำแบบบูรณาการ จะยิ่งมีความสำคัญมาก ขึ้นเป็นลำดับ ในระยะที่ 4 ทั้งนี้เนื่องจากการพัฒนาใน ทุกลุ่มน้ำของประเทศ เกือบถึงขีดจำกัดของการใช้ ทรัพยากร ดังนั้น จึงเกิดเงื่อนไขของความซับซ้อน (Complex condition) และสภาวะความไม่แน่นอน (Uncertainty condition) ของปัญหาจากปัจจัยต่างๆ ที่ประกอบขึ้นเป็นระบบทรัพยากรน้ำนั้นๆ มากขึ้น เช่น ปัญหาความต้องการของชุมชนที่มีมากขึ้น ความ ต้องการที่เปลี่ยนแปลงจากวัตถุประสงค์เดิม ปัญหา ข้อจำกัดของทรัพยากรและสภาวะแวดล้อมที่มีมากขึ้น ความขัดแย้งของการใช้น้ำระหว่างผู้อยู่ต้นน้ำ กลางน้ำ และท้ายน้ำ หรือระหว่างการจัดการน้ำของลุ่มน้ำ ข้างเคียงกัน รวมทั้ง ความขัดแย้งซึ่งเกิดจากการมี วัตถุประสงค์ที่แตกต่างกันของการใช้น้ำ อีกทั้งรวมถึง สภาวะความไม่แน่นอนของนโยบายในระดับต่างๆ และ จากความไม่แน่นอนของสภาวะภูมิอากาศที่ เปลี่ยนแปลงไป เป็นต้น ซึ่งทำให้เกิดปัญหาในการ ตัดสินใจที่ยากขึ้น ทั้งในระดับบริหารและระดับ ปฏิบัติการ ดังนั้นจึงจำเป็นต้องมีเครื่องมือสำหรับช่วย ในการบริหารจัดการ

อาจจะตึกรอบหรือระบุขอบเขตที่แน่นอนได้ อย่างไรก็ ตาม คำว่าทรัพยากรมักจะมีความหมายในภาพรวม ของสิ่งทั้งหมดที่ดำรงอยุ่จริงที่ประกอบขึ้นเป็น องค์ประกอบของสิ่งนั้นๆ ซึ่งรวมถึงด้านที่มิใช่ทาง กายภาพ ด้วย ดังนั้นคำว่าทรัพยากรที่สามารถนำมาใช้ ได้ในอีกหลายแง่มุมที่เกี่ยวข้อง อาจมีความหมายเป็น นามธรรม ซึ่งยากที่จะประเมินเป็นตัวเลขหรือชี้ชัด ดังนั้นในการที่จะต้องคำนึงถึงและระมัดระวังใน ภาพรวมของการใช้ทรัพยากร ในระดับชาติจึงได้ กำหนดเป็นนโยบายและเป็นกฎหมาย ที่จะต้องจัดทำ รายงานการวิเคราะห์ผลกระทบสิ่งแวดล้อมสำหรับ โครงการขนาดใหญ่ ซึ่งให้ครอบคลุมถึงทรัพยากรเกือบ ทุกๆด้านที่ดำรงอยู่จริงในสภาวะแวดล้อมนั้นๆ เช่น ด้านทรัพยากรป่าไม้ สภาพนิเวศวิทยา ศิลปวัฒนธรรม ขนบธรรมเนียมประเพณี การดำรงอยู่ของชุมชน รวมทั้งด้านเศรษฐกิจ สังคม และกฎหมาย เป็นต้น โครงการขนาดใหญ่ที่จะเกิดขึ้นใหม่ในระยะที่ 4 นี้จึงมี โอกาสเกิดขึ้นได้น้อย ดังนั้นกิจกรรมและบทบาทใน การจัดการทรัพยากรน้ำของนักบริหารจัดการน้ำ ใน อนาคตในช่วงระยะที่ 4 จึงเปลี่ยนแปลงไป กล่าวคือ ภาระหน้าที่หลัก จะมิใช่การวางแผนและออกแบบ โครงการที่จะเกิดขึ้นใหม่ แต่จะเป็นภาระหน้าที่หลัก ของการดำเนินการระบบให้เกิดประสิทธิภาพสูงสุด (Optimal Operation) การบำรุงรักษาและดูแลระบบ (preventive maintenance) และการปรับปรุงฟื้นฟู โครงการต่างๆ (rehabilitation of existing projects) ที่มีอยู่แล้ว ซึ่งการดำเนินการของโครงการ

เอกสารอ้างอิง

สุวัฒนา จิตตลดากร, (2553), ระบบสนับสนุนการตัดสินใจในการจัดการวิศวกรรมทรัพยากรน้ำ, ตำรา, ภาควิชา วิศวกรรมทรัพยากรน้ำ, คณะวิศวกรรมศาสตร์, มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

Buras, N., (1972), Scientific Allocation of Water Resources, American Elsevier Publishing Company, New York.

- Jain, S. K., and Singh V.P., (2003), Water Resources Systems Planning and Management, Elsevier Science B.V., Amsterdam.
- Simonovic, S. P., (2009), Managing Water Resources: Method and Tools for a Systems Approach, UNESCO Publishing, Paris, France.



แพนการบริหารจัดการทรัพยากรน้ำอย่างเป็นระบบ (Integrated Water Resources Management)





แผนการบริหารจัดการทรัพยากรน้ำอย่างเป็นระบบ (Integrated Water Resources Management)

รองศาสตราจารย์ชัยวัฒน์ ขยันการนาวี

๑. สถานการณ์การเปลี่ยนแปลงที่มีผลต่อการพัฒนาทรัพยากรน้ำ

การพัฒนาทรัพยากรน้ำ จะต้องเผชิญกับการเปลี่ยนแปลงที่สำคัญทั้งระดับโลกและในประเทศที่ส่งผลกระทบต่อการ พัฒนาประเทศทั้งโอกาสที่สามารถนำมาใช้ประโยชน์ ขณะที่ต้องคำนึงถึงภัยคุกคามและจุดแข็งที่ใช้ผลักดันการพัฒนาให้ ก้าวหน้า รวมทั้งแก้จุดอ่อนที่มีอยู่ไม่ให้เป็นอุปสรรคต่อการดำเนินงาน จึงจำเป็นต้องประเมินสถานการณ์การเปลี่ยนแปลงที่ จะมีผลต่อการจัดทำแผนการบริหารจัดการทรัพยากรน้ำอย่างเป็นระบบอย่างรอบคอบ พร้อมทั้งประเมินศักยภาพของแต่ละ ลุ่มน้ำหรือกลุ่มลุ่มน้ำ เพื่อเตรียมความพร้อมให้แก่คน สังคมและระบบเศรษฐกิจของประเทศ ให้มีภูมิคุ้มกันต่อการเปลี่ยนแปลง ได้อย่างเหมาะสม สามารถพัฒนาทรัพยากรน้ำให้ก้าวหน้าต่อไปอย่างมั่นคง ประชาชนมีส่วนร่วมตั้งแต่ต้น เพื่อประโยชน์สุข ที่ยั่งยืนของสังคมไทย ตามปรัชญาของเศรษฐกิจพอเพียง สำหรับการเปลี่ยนแปลงที่สำคัญสรุปได้ดังนี้

๑.๑ การเปลี่ยนแปลงสำคัญระดับโลก ประกอบด้วย ระบบเศรษฐกิจโลกที่ขยายตัวอย่างต่อเนื่อง การเคลื่อนย้าย ทุนระหว่างประเทศและการค้าจะเพิ่มขึ้น ความก้าวหน้าของเทคโนโลยีและการเพิ่มขึ้นของนวัตกรรมใหม่ๆ ราคาน้ำมันดิบ ในตลาดโลกยังคงอยู่ในระดับสูง วิกฤตการณ์โลกร้อน การเปลี่ยนแปลงโครงสร้างประชากร ประเทศไทยได้เข้ามีส่วนร่วมใน เวทีโลกมากขึ้น การเปลี่ยนแปลงกฎ กติกาใหม่ของโลก การเกิดขั้วเศรษฐกิจหลายศูนย์กลางในโลก และวิกฤตความสมดุล ของพลังงานและอาหาร สรุปได้ดังนี้

๑.๑.๑ ระบบเศรษฐกิจโลกขยายตัวอย่างต่อเนื่อง การรวมกลุ่มทางเศรษฐกิจในระดับภูมิภาคจะขยายเพิ่ม ขึ้น มีการปรับเปลี่ยนศูนย์กลางเศรษฐกิจและแหล่งความมั่งคั่งของโลกไปยังเอเชียมากขึ้น อัตราการขยายตัวเฉลี่ยของ เศรษฐกิจโลกคาดว่าจะอยู่ที่ประมาณร้อยละ ๓.๔ ในช่วง ค.ศ. ๒๐๐๕ - ๒๐๕๐ โดยจะขยายตัวสูงกว่าปกติในช่วง ค.ศ. ๒๐๐๙ - ๒๐๑๕ ส่วนหนึ่งเกิดจากปัจจัยเอื้ออำนวยของตลาดการเงินโลกที่ขยายตัวในเชิงลึกและเปลี่ยนเป็นเงินตราได้ ดีขึ้น ประเทศกำลังพัฒนาส่วนใหญ่กำลังจะเริ่มหากลุ่มประเทศหรือสร้างกลุ่มขึ้นมาเอง เพื่อเสริมอำนาจการต่อรองในเวที โลกมากขึ้น โดยแนวโน้มการขยายตัวของเศรษฐกิจโลกจะส่งผลให้ศูนย์กลางเศรษฐกิจโลก มีลักษณะของความเป็นเอเชีย มากขึ้น โดยเฉพาะอย่างยิ่งในประเทศจีน อินเดีย รัสเซีย และกลุ่มประเทศบราซิล (BRIC'S) โดยคาดว่าในปี ๒๕๕๘ GDP ของจีนและของอินเดียจะมีสัดส่วนประมาณร้อยละ ๒๕ ของผลิตภัณฑ์มวลรวมโลกและเมื่อถึงปี ค.ศ.๒๐๙๐ เศรษฐกิจของ "BRIC'S" จะมีขนาดใหญ่เท่ากับกลุ่ม G๖ และแซงหน้าอย่างรวดเร็ว ส่งผลให้การขยายตัวของซนชั้นกลางในหมู่ประเทศ ใหม่เหล่านี้มีแนวโน้มเพิ่มมากขึ้นไปด้วย

๑.๑.๒ การเคลื่อนย้ายทุนระหว่างประเทศและการค้าจะเพิ่มขึ้น มีการขยายตัวของการแบ่งงานกัน ทำระหว่างประเทศ กระแสการเคลื่อนย้ายการค้าและการลงทุนโดยตรงจากต่างประเทศ (FDI) จะเพิ่มขึ้นในช่วง ๒๐ ปี ปัจจุบันประเทศจีนและอินเดียเป็นแหล่งสำคัญของ FDI กิจกรรมมูลค่าเพิ่มสูงและกิจกรรมการผลิตจะขยายครอบคลุมไปทั่ว โลก ขณะเดียวกัน จะมีการแบ่งงานกันทำระหว่างประเทศเพิ่มขึ้น อันเป็นผลมาจากการขยายตัวของเศรษฐกิจและธุรกิจ แบบเครือข่ายระหว่างประเทศที่กว้างขวาง การเติบโตของการ Outsource การผลิตและการบริการจากประเทศพัฒนา แล้วไปยังประเทศกำลังพัฒนา

๑.๑.๓ ความก้าวหน้าของเทคโนโลยีและการเพิ่มขึ้นของนวัตกรรมใหม่ๆ จะมีบทบาทสำคัญต่อการ

กำหนดทิศทางและพัฒนาการของระบบเศรษฐกิจโลก ประเทศพัฒนาแล้วจะมีระบบเศรษฐกิจที่อิงกับภาคบริการ๑ (Service based economy) และทักษะที่อิงฐานความรู้จะสำคัญมากขึ้น การสื่อสารและเทคโนโลยีมีความสำคัญเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็ว ห่วงโซ่การผลิตต้องมีความยืดหยุ่น มีลักษณะเฉพาะมากขึ้น และมีการกระจายตัวในหลายทวีป การเปลี่ยนแปลงทางเทคโนโลยี อย่างรวดเร็วทำให้นวัตกรรมให้ผลตอบแทนสูงขึ้น ๒ ประเทศที่อยู่ในกลุ่มแนวหน้าของการวิจัยและนวัตกรรมจึงอยู่ในตำแหน่ง ที่ดีที่สุดในการใช้เทคโนโลยีสมัยใหม่กับกระบวนการผลิตที่มีอยู่ เพื่อขยายโอกาสในการผลิต ปรับปรุงประสิทธิภาพโดยรวม และเพิ่มแรงดึงดูดในการเป็นศูนย์กลางกิจกรรมทางเศรษฐกิจ

๑.๑.๔ ราคาน้ำมันดิบในตลาดโลกยังคงอยู่ในระดับสูง ขณะที่ความต้องการบริโภคพลังงานมี แนวโน้มเพิ่มขึ้นและเทคโนโลยีสะอาดจะมีบทบาทมากขึ้นในอนาคต ราคาน้ำมันที่ปรับสูงขึ้นอย่างรวดเร็วเป็นผลมาจากความ ต้องการที่เพิ่มขึ้นเพราะการขยายตัวของเศรษฐกิจโลกเป็นสำคัญ ขณะที่กำลังการผลิตสำรองมีอยู่จำกัด ไม่สามารถตอบสนอง ต่ออุปสงค์น้ำมันที่เพิ่มขึ้นได้ทัน ส่งผลให้ราคาน้ำมันสำเร็จรูปปรับตัวสูงขึ้นและคาดว่าจะมีแนวโน้มเพิ่มขึ้นอย่างต่อเนื่อง สอดคล้องกับความต้องการบริโภคพลังงานของโลกที่เพิ่มขึ้น เนื่องจากประเทศเศรษฐกิจใหม่จะบริโภคพลังงานถึงครึ่งหนึ่ง ของอุปสงค์ทั้งโลกในปี พ.ศ. ๒๕๕๘ โดยเฉพาะประเทศจีนและอินเดีย มีการใช้พลังงานสะอาดมากขึ้น โดยเฉพาะก๊าซ ธรรมชาติจะถูกพัฒนาขึ้นมาใช้ในสัดส่วนสูงขึ้นในช่วง ๓๐ ปีข้างหน้า ตลอดจนการวิจัยเพื่อนำไปสู่การใช้พลังงานแบบผสม ผสานทั้งก๊าซไฮโดรเจน โรงไฟฟ้าพลังงานนิวเคลียร์ พลังงานแสงอาทิตย์และพลังงานทดแทนต่างๆ

๑.๑.๔ วิกฤตการณ์โลกร้อน ทำให้ระบบเศรษฐกิจโลกต้องหันมาให้ความสำคัญกับการดูแล ทรัพยากรธรรมชาติและสิ่งแวดล้อมมากขึ้น ขณะนี้ทั่วโลกกำลังตื่นตัวและหาหนทางบรรเทาผลกระทบจากภาวะโลกร้อน อย่างเร่งด่วน เพราะระบบนิเวศขาดความสมดุลและเกิดภัยพิบัติทางธรรมชาติที่รุนแรงมากขึ้น เช่น ภัยแล้ง อุทกภัย การลด ลงของผลผลิตทางการเกษตร ขาดแคลนอาหาร น้ำ เกิดโรคระบาด ฯลฯ ซึ่งสถานการณ์ดังกล่าวส่งผลให้เกิดวิกฤตการณ์ อาหารโลก ทำให้ระบบเศรษฐกิจโลกให้ความสำคัญกับกลยุทธ์การจัดการทรัพยากรอย่างรอบคอบ และมีข้อกำหนดในการ อนุรักษ์ทรัพยากรธรรมชาติและสิ่งแวดล้อมอย่างเข้มงวดมากขึ้น

๑.๑.๖ การเปลี่ยนแปลงโครงสร้างประชากร ส่งผลให้ประชากรโลกเพิ่มสูงขึ้น หลายประเทศ เข้าสู่สังคมผู้สูงอายุ ขณะที่ความเป็นเมืองขยายตัวเร็วขึ้น และเกิดปัญหาการแพร่ระบาดของโรคติดต่อต่างๆรุนแรงขึ้น สหประชาชาติคาดว่าในพ.ศ. ๒๕๕๘ จะมีประชากรโลกรวม ๗.๒ พันล้านคน และเพิ่มเป็น ๙ พันล้านคนในพ.ศ. ๒๕๖๓ โดยร้อยละ ๙๕ ของการเพิ่มประชากรจะเกิดในประเทศกำลังพัฒนาในพื้นที่เมืองที่กำลังขยายตัวอย่างรวดเร็ว และในหลาย ประเทศก้าวเข้าสู่การเป็นสังคมผู้สูงอายุ (Ageing Society) การขาดแคลนกำลังแรงงานทั้งในเชิงปริมาณและขีดความสามารถ เนื่องจากประชากรวัยแรงงานลดลง อันจะส่งผลต่อเนื่องถึงศักยภาพในการขยายตัวทางเศรษฐกิจและเสถียรภาพทางการ เมืองได้ถ้าปราศจากการเตรียมการที่ดี ขณะเดียวกันความเป็นเมืองมีแนวโน้มขยายตัวอย่างรวดเร็ว ส่งผลต่อการเปลี่ยนแปลง ของวิถีชีวิตความเป็นอยู่และพฤติกรรมการบริโภคของประชาชนที่อาศัยอยู่ในเมือง และเป็นปัจจัยที่มีผลต่อการปรับเปลี่ยน รูปแบบการผลิตสินค้าและการบริการเพื่อตอบสนองความต้องการของผู้บริโภคทั้งสิ้น

๑.๑.๗ ประเทศไทยได้เข้ามีส่วนร่วมในเวทีโลกมากขึ้น โดยร่วมเป็นสมาชิกของการรวมกลุ่มทาง เศรษฐกิจ ทั้งในระดับพหุภาคี ทวิภาคีและภูมิภาค ไม่ว่าจะเป็น ACD, ACMECS, APEC, ASEAN, ASEM, BIMSTEC, GMS, IMT-GT และ WTO ซึ่งนอกจากจะทำให้โอกาสทางเศรษฐกิจของไทยมีมากขึ้นจากการมีส่วนร่วมในการกำหนดกติกาต่างๆ ของโลกให้สอดคล้องกับผลประโยชน์ของประเทศแล้ว ยังเป็นช่องทาง

^๑ภาคบริการที่สำคัญ ประกอบด้วย ภาคการเงิน (ตลาดเงินและตลาดทุน) การสื่อสารและข่าวสาร ธุรกิจบันเทิง ค้าปลีก การแพทย์และกิจการดูแลสุขพลานามัย การกีฬา สถานพักผ่อนหย่อนใจต่างๆ การท่องเที่ยวและการ ศึกษา ^๒เทคโนโลยีเปลี่ยนแปลงรวดเร็ว ทำให้อายุผลิตภัณฑ์สั้นลง ประมาณว่าอายุผลิตภัณฑ์ลดครึ่งหนึ่งทุก ๕ ปี ตลอด ๒๐ ปี ที่ผ่านมา แสดงความโดดเด่นและสร้างพันธมิตร ช่วยพัฒนากลไกและการดำเนินนโยบายเศรษฐกิจมหภาค ตลอดจนปรับตัว เพิ่มขีดความสามารถในการแข่งขันของภาคธุรกิจเอกชน เพื่อให้ประเทศไทยสามารถปรับตัวและได้รับประโยชน์จากการรวม กลุ่มอย่างเป็นธรรมในตลาดโลกอีกด้วย

๑.๑.๘ กฎ กติกาใหม่ของโลกหลายด้านส่งผลให้ทุกประเทศต้องปรับตัว วิกฤตเศรษฐกิจและการ เงินของโลกที่ผ่านมาได้ส่งผลให้เกิดการปรับเปลี่ยนกฎระเบียบในการบริหารจัดการเศรษฐกิจโลก เพื่อการจัดระเบียบใหม่ของ โลกที่สำคัญ ได้แก่ กฎ ระเบียบด้านการค้าและการลงทุนที่เน้นสร้างความโปร่งใส และนำเงื่อนไขด้านสิ่งแวดล้อมและการแก้ไข ปัญหาโลกร้อนมากีดกันทางการค้ามากขึ้น ทั้งในรูปแบบที่เป็นมาตรการภาษีและที่ไม่ใช่มาตรการภาษี ส่งผลให้การส่งออก สินค้าจากประเทศกำลังพัฒนาไปประเทศพัฒนาแล้วทำใด้ยากขึ้น การปรับกฎ ระเบียบ กติกาด้านสิ่งแวดล้อมและการ เปลี่ยนแปลงสภาพภูมิอากาศที่ทำให้กลุ่มประเทศกำลังพัฒนาต้องมีส่วนร่วมในการลดปริมาณการปล่อยก๊าซเรือนกระจกมาก ขึ้นในอนาคตและเผชิญข้อจำกัดที่กลุ่มประเทศกำลังพัฒนาแล้วกำลังดำเนินมาตรการใหม่ๆในรูปแบบต่างๆ ทั้งมาตรการพหุภาคี และมาตรการฝ่ายเดียว ในลักษณะสมัครใจและบังคับ อาทิ การย้ายฐานการผลิตคาร์บอนจากประเทศพัฒนาแล้วมาอยู่ใน ประเทศกำลังพัฒนาและมาตรการลดการปล่อยก๊าซเรือนกระจกที่ทำให้ประเทศกำลังพัฒนาเสียเปรียบ ซึ่งกฎ กติกาใหม่ของ โลกเหล่านี้จะเป็นเครื่องมือในการต่อรงทางการค้าที่ผลักดันผู้ประกอบการของไทย ต้องยกระดับการผลิตให้ได้มาตรฐาน ที่กำหนดเพื่อสามารถแข่งขันได้ ข้อตกลงระหว่างประเทศด้านสิ่งแวดล้อม สิทธิมนุษยชนและธรรมาภิบาลจะเป็นแรงกดดันให้ ต้องปรับกระบวนการผลิตที่คำนึงถึงสิ่งแวดล้อมมากขึ้น ให้ความสำคัญกับการแสดงความรับผิดชอบต่อสังคมและการสร้าง ความเป็นธรรมในการแข่งขันสูงขึ้น

๑.๑.๙ การปรับตัวเข้าสู่เศรษฐกิจโลกแบบหลายศูนย์กลาง รวมทั้งภูมิภาคเอเซีย ซึ่งทวีความ สำคัญเพิ่มขึ้น โดยเฉพาะกลุ่มประเทศอุตสาหกรรมใหม่ อาทิ ฮ่องกง เกาหลี สิงคโปร์ ไต้หวันและกลุ่มประเทศอาเซียน ที่มี แนวโน้มเป็นศูนย์กลางการผลิตสินค้าอุตสาหกรรมโลก โดยมีปัจจัยสนับสนุนที่สำคัญ ได้แก่ ความสัมพันธ์ของห่วงโซ่การผลิต ภายในภูมิภาคและต้นทุนการผลิตที่ต่ำ ประเทศในตะวันออกกลาง รัสเซียและประเทศผู้ผลิตสินค้าที่เป็นวัตถุดิบจะได้รับผล ประโยชน์จากราคาน้ำมันและราคาสินค้าโภคภัณฑ์ในตลาดโลกที่มีแนวโน้มปรับตัวสูงขึ้น ขณะเดียวกันนโยบายการเปิดประเทศ ของจีน รัสเซีย พลวัตการขยายตัวของบราซิลและอินเดีย และการเพิ่มขึ้นของชนชั้นกลางในภูมิภาคเอเชีย จะช่วยเพิ่มกำลังซื้อ ในตลาดโลก นอกจากนี้วิกฤตเศรษฐกิจที่เกิดขึ้นส่งผลกระทบต่อศักยภาพการขยายตัวทางเศรษฐกิจของประเทศพัฒนาแล้ว มากกว่าประเทศกำลังพัฒนาและประเทศเศรษฐกิจใหม่ ทำให้เศรษฐกิจโลกมีแนวโน้มพัฒนาไปสู่ความเป็นโลกหลายศูนย์กลาง ทั้งในด้านเศรษฐกิจและการเงินในระยะปานกลาง

การรวมกลุ่มทางเศรษฐกิจในภูมิภาคต่างๆของโลกจะมีมากขึ้น และการรวมกลุ่มเศรษฐกิจที่สำคัญ} ต่อประเทศไทย ได้แก่ การรวมกลุ่มในภูมิภาคเอเซีย ภายใต้กรอบการค้าเสรีของอาเซียนกับจีน ญี่ปุ่นและอินเดีย และการเป็น ประชาคมอาเซียนในปี ๒๕๕๘ ซึ่งประเทศไทยต้องมีการเตรียมความพร้อมในหลายด้าน อาทิ การพัฒนาทรัพยากรมนุษย์ ทั้ง ทางด้านการศึกษา ทักษะด้านภาษาและทักษะฝีมือแรงงาน รวมถึงการพัฒนากลไกต่างๆ อาทิ การบริหารจัดการใช้ประโยชน์ ทรัพยากรธรรมชาติและสิ่งแวดล้อมและในระดับภูมิภาคและแก้ไขปัญหาความขัดแย้งร่วมกันเพื่อนำไปสู่การอนุรักษ์และใช้ ประโยชน์ทรัพยากรอย่างยั่งยืนของภูมิภาค

๑.๑.๑๐ ความมั่นคงทางอาหารและพลังงานโลกมีแนวโน้มจะเป็นปัญหาสำคัญ อัตราการใช้ พลังงานของโลกในภาพรวมจะเพิ่มขึ้นอย่างก้าวกระโดด ขณะที่พลังงานฟอสซิลมีจำกัด จึงเกิดการพัฒนาและส่งเสริมการใช้ พลังงานทดแทนจากพืชเพิ่มขึ้น เช่น มันสำปะหลัง อ้อย ปาล์มน้ำมัน เป็นต้น ก่อให้เกิดผลกระทบต่อผลผลิตอาหาร ความมั่นคงทางอาหารของประเทศและการส่งออก นอกจากนี้ความต้องการบริโภคสินค้าเกษตรและอาหารที่เพิ่มขึ้นจากการ เพิ่มของประชากรโลกและการเจริญเติบโตทางเศรษฐกิจที่คาดว่าจะสูงขึ้น โดยเฉพาะในทวีปเอเซียและแอฟริกา แต่ผลผลิตพืช อาหารโลกลดลงจากข้อจำกัดด้านพื้นที่และศักยภาพทางเทคโนโลยีที่มีอยู่ ประกอบกับการเปลี่ยนแปลงภูมิอากาศ การเกิดภัย พิบัติทางธรรมชาติ ปัญหาการครอบครองทรัพยากร พันธุกรรมและการผูกขาดทางการค้าเมล็ดพันธุ์พืช ส่งผลกระทบต่อวิถี ชีวิตของเกษตรกรรายย่อยจำนวนมากที่ต้องพึ่งพาอาศัยทรัพยากรป่าไม้ พันธุ์พืชต่างๆเป็นอาหารและยาสมุนไพร และความ มั่นคงทางอาหารของประเทศในระยะยาว สำหรับประเทศไทยซึ่งเป็นแหล่งผลิตอาหารของโลก วิกฤติอาหารถือเป็นโอกาสใน การพัฒนาสินค้าภาคเกษตรเพื่อการส่งออก แต่ประเทศไทยเองก็ยังต้องพึ่งพิงการนำเข้าพลังงานจากต่างประเทศที่มีราคาสูง และหันมาให้ความสำคัญกับการส่งเสริมพลังงานทดแทน แต่อาจนำไปสู่ความไม่สมดุลระหว่างการปลูกพืชอาหารและพลังงาน และการเกิดการแย่งชิงพื้นที่เพาะปลูกและน้ำหรือปัญหาอื่นๆตามมา

๑.๒ การเปลี่ยนแปลงภายในประเทศ ประกอบด้วย การเปลี่ยนแปลงทางเศรษฐกิจ สังคม ทรัพยากรธรรมชาติ และ สิ่งแวดล้อม และการบริหารจัดการพัฒนาประเทศ สรุปได้ดังนี้

๑.๒.๑ การเปลี่ยนแปลงสภาวะด้านเศรษฐกิจ

๑) ระบบเศรษฐกิจของประเทศโดยรวมขยายตัวอย่างต่อเนื่อง นับตั้งแต่มีการพัฒนาแผนพัฒนา เศรษฐกิจและสังคมแห่งชาติฉบับที่ ๑ เป็นต้นมา โดยมีอัตราการเจริญเติบโตเฉลี่ยร้อยละ ๖ ต่อปี โดยเฉพาะในช่วงปี ๒๕๒๙ - ๒๕๓๑ ซึ่ง GDP ขยายตัวสูงสุด เนื่องจากมีการพัฒนาอุตสาหกรรมหลักในพื้นที่ชายฝั่งทะเลตะวันออกถึงแม้ว่าจะ ประสบกับวิกฤติทางเศรษฐกิจในช่วงปีพ.ศ. ๒๕๔๐ ก็ตาม แต่ระบบเศรษฐกิจไทยสามารถปรับฟื้นตัวได้ในปีพ.ศ. ๒๕๔๒ และ ้ขยายตัวขึ้นอีกครั้งภายใต้กรอบนโยบายเศรษฐกิจแบบคู่ขนาน (Dual Track) โดยที่เศรษฐกิจภายในประเทศมีฐานกว้างขึ้น และขยายตัวกระจายในสาขาต่างๆ รวมทั้งขีดความสามารถในการแข่งขันของประเทศในภาพรวมอยู่ในเกณฑ์ที่ดีขึ้น เมื่อพิจารณาแนวโน้มการขยายตัวของเศรษฐกิจรายสาขาในช่วง ๒๐ ปีที่ผ่านมา พบว่าภาคอุตสาหกรรมมีการขยายตัวสูงสุด โดยเพิ่มขึ้นทั้งสัดส่วนและมูลค่าอย่างเห็นได้ชัดคิดเป็นประมาณร้อยละ ๘-๙ ในปีพ.ศ. ๒๕๔๖-๒๕๔๗ ขณะที่ภาคบริการมีการ ้ขยายตัวรองลงมาประมาณร้อยละ ๖ ในปีพ.ศ. ๒๕๔๓ โดยมีสัดส่วนเพิ่มขึ้นเล็กน้อยแต่มูลค่าสูงขึ้น แต่ภาคการเกษตร แม้จะ ้มีมูลค่าเพิ่มขึ้นก็มีการขยายตัวน้อยที่สุดและลดลงเหลือประมาณร้อยละ ๔ ในปี พ.ศ. ๒๕๔๗ เมื่อพิจารณาเศรษฐกิจระดับภาค พบว่า ภายใต้ฐานเศรษฐกิจระดับประเทศที่เข้มแข็งและนโยบายของรัฐที่พยายามกระจายความเจริญสู่ภูมิภาคด้วยมาตรฐาน ้ต่างๆ แต่กลับทำให้กรุงเทพมหานครและปริมณฑลเป็นภาคที่มีสัดส่วนผลิตภัณฑ์มวลรวมสูงสุดเกือบครึ่งหนึ่งของประเทศ ้ถึงแม้ว่าจะมีแนวโน้มลดลงเหลือร้อยละ ๔๔.๐ ในปี พ.ศ. ๒๕๕๔ ก็ตาม รองลงมาคือ ภาคตะวันออก ซึ่งมีมูลค่าผลิตภัณฑ์มวล รวมภาคคิดเป็นร้อยละ ๑๕.๖๐ ในปี พ.ศ.๒๕๕๔ เป็นผลมาจากการพัฒนาพื้นที่อุตสาหกรรมต่อเนื่องไปยังพื้นที่อุตสาหกรรม ้ขนาดใหญ่ ทำให้ฐานการผลิตของภาคเข้มแข็งขึ้น และส่งผลให้เกิดการขยายตัวของภาคอุตสาหกรรมต่อเนื่องไปยังพื้นที่ กรุงเทพมหานครและปริมณฑล รวมไปถึงภาคกลางอีกด้วย

๒) การเชื่อมโยงเศรษฐกิจของประเทศกับเศรษฐกิจต่างประเทศ ทำให้เกิดกิจกรรมทางเศรษฐกิจ ระหว่างประเทศ โดยเฉพาะกิจกรรมทางการค้าและการลงทุนระหว่างประเทศซึ่งมีบทบาทสำคัญต่อการพัฒนาเศรษฐกิจมา โดยตลอด ทั้งนี้ การส่งออกของไทยมีการขยายตัวอย่างต่อเนื่องในช่วง ๑๐ ปีที่ผ่านมา (พ.ศ. ๒๕๔๓ - ๒๕๕๓) และสามารถ รักษาสัดส่วนการส่งออกในตลาดโลกที่ร้อยละ ๑.๒ ต่อเนื่องมาตลอดนับแต่ปี ๒๕๔๙ ถึง ๒๕๕๓ ซึ่งส่งผลให้สัดส่วนการพึ่งพา ต่างประเทศเพิ่มสูงขึ้นจากร้อยละ ๘๔.๙ ต่อผลิตภัณฑ์มวลรวมในประเทศ ในแผนพัฒนา ๆ ฉบับที่ ๗ (พ.ศ. ๒๕๓๕ - ๒๕๓๙) เป็นร้อยละ ๑๓๗.๕ ในช่วง ๔ ปีแรกของแผนพัฒนา ๆ ฉบับที่ ๑๐ (พ.ศ. ๒๕๕๐ - ๒๕๕๓) สำหรับการลงทุนโดยตรงจากต่าง ประเทศยังคงมีบทบาทสำคัญต่อการขยายตัวของระบบเศรษฐกิจไทย แต่จากภาวะเศรษฐกิจโลกที่ตกต่ำและขีดความสามารถ ในการแข่งขันลดลง ทำให้บทบาทของการลงทุนในการขับเคลื่อนเศรษฐกิจมีแนวโน้มลดลงจากร้อยละ ๔๑.๒ ต่อผลิตภัณฑ์ มวลรวมในประเทศ ในช่วงแผนพัฒนา ๆ ฉบับที่ ๗ เป็นร้อยละ ๒๕.๗ ในปีช่วง ๔ ปีแรกของแผนพัฒนาฯ ฉบับที่ ๑๐ ๓) โครงสร้างภาคการผลิตของประเทศมีฐานการผลิตหลักในภาคอุตสาหกรรมควบคู่กับภาคบริการ

โดยที่สัดส่วนการผลิตในภาคเกษตรมีแนวโน้มลดลงต่อเนื่อง สัดส่วนโครงสร้างการผลิตสินค้าภาคเกษตรกรรม อุตสาหกรรม (รวมเหมืองแร่) และภาคบริการ ในระยะ ๓ ทศวรรษ เปรียบเทียบกับปัจจุบันมีการเปลี่ยนแปลงจากร้อยละ ๒๓, ๒๓ และ ๕๓ ตามลำดับ ในปี ๒๕๒๓ เป็นร้อยละ ๑๑, ๓๘ และ ๕๑ ในปี ๒๕๕๐ โดยมีสัดส่วนการผลิตอุตสาหกรรมสูงขึ้นอย่างเห็น ได้ชัดเจน เป็นผลจากการมุ่งเน้นและให้ความสำคัญกับภาคอุตสาหกรรมมากขึ้น ตามนโยบายทดแทนการนำเข้าและส่งเสริม การส่งออกตั้งแต่แผนพัฒนา ๆ ฉบับที่ ๕ (๒๕๒๕-๒๕๒๙) เป็นต้นมา โดยขาดการสร้างความพร้อมที่จะขับเคลื่อนจาก เศรษฐกิจที่พึ่งพิงการเกษตรไปสู่เศรษฐกิจอุตสาหกรรม โครงสร้างเศรษฐกิจไทยในระยะ ๒๐ ปีข้างหน้าจะเป็นรูปแบบใด ก็ตาม ประเด็นหลักจะอยู่ที่แนวทางที่จะเชื่อมกิจกรรมการผลิตของทั้งสามภาค เพื่อสร้างมูลค่าเพิ่มโดยควบคุมผลกระทบ ด้านลบที่อาจเกิดขึ้นกับสังคมและสิ่งแวดล้อมให้น้อยที่สุด

 ๔) โครงสร้างการผลิตภาคเกษตรมีโอกาสในการผลิต และส่งออกสินค้าพืชอาหารและพลังงานมาก ้ขึ้น จะต้องมีการปรับตัวเพื่อรองรับการแข่งขันทั้งคุณภาพและราคา รวมทั้งการเปิดตลาดเสรีในอนาคต ดังนั้นจะต้องมีการ ปรับตัวค่อนข้างมาก เพื่อให้การผลิตตรงกับความต้องการของการบริโภคทั้งภายในประเทศและเพื่อการส่งออก โดยมีแนว โน้มดังนี้ การผลิตสาขาพืชผลยังคงเป็นสาขาการผลิตหลักของภาคเกษตรตลอดระยะ ๑๐ ปีที่ผ่านมา โดยมีสัดส่วนที่สูงอย่าง ต่อเนื่องคิดเป็นร้อยละ ๖๕ และ ๗๘ ของ GDP ภาคเกษตรในปี ๒๕๔๐ และ ๒๕๔๙ ตามลำดับ เทียบกับการผลิตสาขา ประมงแม้จะมีมูลค่าเพิ่มขึ้น แต่โครงสร้างสัดส่วนลดลงจากร้อยละ ๒๑.๒ ในปี ๒๕๔๐ เหลือเพียงร้อยละ ๑๓.๕ ในปี ๒๕๔๙ พืชเศรษฐกิจหลักที่สำคัญและมีอัตราการขยายตัวของผลผลิตเฉลี่ยในระยะ ๑๐ ปีที่ผ่านมาสูงคือพืชในกลุ่มพลังงาน เช่น ้มันสำปะหลัง และปาล์มน้ำมัน (ขยายตัวเพิ่มขึ้นร้อยละ ๔.๓ และ ๙ ตามลำดับ) เทียบกับผลผลิตพืชในกลุ่มอาหาร ข้าวเปลือก ที่มีอัตราการขยายตัวที่ต่ำกว่า (โดยเฉลี่ยเพียงร้อยละ ๒.๘ ต่อปี) ในขณะที่พืชในกลุ่มอาหารสัตว์ เช่น ข้าวโพด ถั่วเหลือง มีอัตราการขยายตัวโดยเฉลี่ยลดลง อัตราการขยายตัวของผลผลิตพืชผลดังกล่าว แม้จะมีสาเหตุมาจากปัจจัยด้าน พื้นที่เพาะปลูกที่จำกัด (ประมาณร้อยละ ๓๗ - ๓๘ ของพื้นที่ทั้งประเทศ) และการเปลี่ยนแปลงของธรรมชาติบ้าง แต่สาเหตุ หลักที่กระทบต่อผลผลิตน่าจะมาจากผลิตภาพการผลิตมากกว่าปัจจัยด้านอื่น โดยผลิตภาพการผลิตในภาคเกษตรของไทย เฉลี่ยยังอยู่ในระดับต่ำ และมีแนวโน้มลดลง เมื่อเทียบกับประเทศคู่แข่ง (เฉลี่ยลดลงร้อยละ ๑.๒ ต่อปี ตั้งแต่ปี ๒๕๔๐ ถึง ๒๕๔๘) ยกเว้นสินค้าเกษตรที่ไทยมีความได้เปรียบ โดยเปรียบเทียบสูงและมีผลิตภาพการผลิตที่ดี เช่น มันสำปะหลัง ้และยางพารา แต่ยังมีบางรายการที่ยังมีปัญหาเรื่องความผันผวนของราคา โดยเฉพาะในกลุ่มไม้ผล เช่น เงาะ ลำไย ทุเรียน และกลุ่มพืชพลังงาน เช่น อ้อย เป็นต้น

๔) โครงสร้างการผลิตภาคอุตสาหกรรม เป็นภาคการผลิตที่มีสัดส่วนสูงและขยายตัวอย่างต่อเนื่อง ปัจจุบันมีสัดส่วนประมาณร้อยละ ๓๘ ของ GDP เป็นลำดับสองรองจากภาคบริการ มีโครงสร้างการผลิตที่สำคัญประกอบ ด้วยอิเล็กทรอนิกส์และคอมพิวเตอร์ อาหาร สิ่งทอ และยานยนต์ โดยอุตสาหกรรมที่มีอัตราการขยายตัวในช่วง ๑๐ ปี สูงที่สุด คือ ยานยนต์ (ร้อยละ ๑๓.๐๗) อิเล็กทรอนิกส์และคอมพิวเตอร์ (ร้อยละ ๘.๖๑) เครื่องจักรและอุปกรณ์ (ร้อยละ ๘.๔๘) และผลิตภัณฑ์ยาง (ร้อยละ ๖.๖๓) ในขณะที่อุตสาหกรรมสิ่งทอ และปิโตรเลียมมีอัตราการขยายตัวต่ำที่สุด (ร้อยละ ๘.๔๘) และผลิตภัณฑ์ยาง (ร้อยละ ๖.๖๓) ในขณะที่อุตสาหกรรมสิ่งทอ และปิโตรเลียมมีอัตราการขยายตัวต่ำที่สุด (ร้อยละ ๐.๓๖ และ ๑.๔๗ ตามลำดับ) เมื่อพิจารณาในมิติของพื้นที่ จะพบว่าในระยะ ๒๐ ปีที่ผ่านมา แม้ว่าสัดส่วนมูลค่าเพิ่มภาค อุตสาหกรรมจะมีการกระจายไปสู่พื้นที่อื่นนอกเหนือจากกรุงเทพและปริมณฑลมากขึ้นตามการขยายตัวของจำนวนโรงงาน อุตสาหกรรมที่เพิ่มขึ้นในภูมิภาคอื่นๆ โดยเฉพาะภาคตะวันออก ภาคกลาง และภาคตะวันออกเฉียงเหนือ ก็ตาม กรุงเทพ และปริมณฑลก็ยังคงเป็นแหล่งที่สร้างมูลค่าเพิ่มภาคอุตสาหกรรมสูงที่สุด (ประมาณร้อยละ ๕๒ ของมูลค่าอุตสาหกรรม ทั้งประเทศ)

๖) โครงสร้างภาคบริการ เป็นภาคที่ครองสัดส่วนสูงที่สุดของ GDP โดยสาขาที่สร้างมูลค่าเพิ่มมาก

ที่สุด คือ การค้าส่ง ค้าปลีก และการขนส่งและคมนาคม(ร้อยละ ๒๘ และ ๒๐ ตามลำดับ) รองลงมา คือ อสังหาริมทรัพย์ สาขาการเงินการธนาคาร และโรงแรม/ภัตตาคาร (ร้อยละ ๗ ถึง ๘) ส่วนสาขาการศึกษา การก่อสร้าง และการบริการสุขภาพ ยังมีสัดส่วนที่ต่ำ (เพียงร้อยละ ๓ ถึง ๕) สาขาที่มีอัตราการขยายตัวเฉลี่ยสูงสุดคือ การขนส่งและคมนาคม การบริการสุขภาพ โรงแรมและภัตตาคาร (ร้อยละ ๔.๗๑, ๔.๒๒ และ ๔.๐๘ ต่อปี ตามลำดับ) หากพิจารณาภาคการท่องเที่ยวซึ่งเกี่ยวข้องกับ สาขาบริการหลายสาขา เช่น โรงแรมและภัตตาคาร การบริการสุขภาพ และอาจรวมไปถึงการขนส่งและคมนาคม จะพบว่า มีอัตราการขยายตัวในระยะ ๑๐ ปีที่ผ่านมา สูงมากถึงร้อยละ ๗.๕ ต่อปีโดยเฉลี่ย จากจำนวนนักท่องเที่ยวต่างชาติ ๗ ล้าน คนในปี ๒๕๔๐ เพิ่มเป็น ๑๔ ล้านคนในปี ๒๕๕๐

๗) โครงสร้างการลงทุนโดยตรงจากต่างประเทศในระยะ ๑๐ ปีที่ผ่านมา มีความเปลี่ยนแปลงใน โครงสร้างจากเดิมที่อยู่ในภาคอุตสาหกรรมและสถาบันการเงินเป็นส่วนใหญ่ มาเป็นการลงทุนในภาคการค้าและบริการมาก ขึ้น จนกลายเป็น หนึ่งในสองของภาคการลงทุนจากต่างประเทศที่ครองสัดส่วนรวมกันมากประมาณร้อยละ ๖๐ ของการ ลงทุนจากต่างประเทศทั้งหมด พิจารณาการลงทุนจากต่างประเทศในภาคอุตสาหกรรมพบว่า ตั้งแต่ปี ๒๕๓๑ เป็นต้นมา มีการลงทุนเพิ่มสูงขึ้นอย่างชัดเจนและต่อเนื่องมาจนถึงปัจจุบัน โดยอุตสาหกรรมที่มีการลงทุนมากที่สุดคือ อุตสาหกรรม ไฟฟ้าและอิเล็กทรอนิกส์ และอุตสาหกรรมเครื่องจักรกลและอุปกรณ์การขนส่ง

๘) ระบบเศรษฐกิจของไทยยังมีความอ่อนแอด้านปัจจัยสนับสนุน ไม่เอื้อต่อการจัดระบบการแข่งขัน ที่เป็นธรรมและเหมาะสมกับสถานการณ์การเปลี่ยนแปลงทางเศรษฐกิจ โดยเฉพาะด้านวิทยาศาสตร์และเทคโนโลยี คุณภาพ การบริการของโครงสร้างพื้นฐาน กฎหมาย กฎและระเบียบทางเศรษฐกิจ ส่งผลให้โครงสร้างเศรษฐกิจของไทยไม่สามารถ รับรองการเจริญเติบโตได้อย่างยั่งยืนและยังต้องพึ่งพิงและเผชิญกับการเปลี่ยนแปลงจากปัจจัยภายนอกประเทศมากขึ้นตาม ลำดับ นอกจากนี้การกระจายผลตอบแทนต่อปัจจัยแรงงานของประเทศไทยมีแนวโน้มลดลงอย่างต่อเนื่อง จากร้อยละ ๓๐.๒ ในช่วงแผนพัฒนาฯ ฉบับที่ ๘ เป็นร้อยละ ๒๙.๔ และ ๒๘.๙ ในช่วงแผนพัฒนาฯ ฉบับที่ ๙ และ ๓ ปีแรกของแผนพัฒนาฯ ฉบับที่ ๑๐ ตามลำดับ ในขณะที่ผลตอบแทนของปัจจัยการผลิตอื่นๆ ที่ไม่ใช่แรงงาน เช่น ผลตอบแทนของทุน ผู้ประกอบการ และที่ดิน เป็นต้น มีแนวโน้มเพิ่มขึ้นอย่างต่อเนื่อง การพัฒนาประเทศในอนาคต จำเป็นต้องให้ความสำคัญกับการปรับ โครงสร้างเศรษฐกิจสู่การพัฒนาที่ยั่งยืนและมีคุณภาพ โดยใช้องค์ความรู้ เทคโนโลยี นวัตกรรม และความคิดสร้างสรรค์ เป็น พื้นฐานสำคัญในการขับเคลื่อน ภายใต้ปัจจัยสนับสนุนที่เอื้ออำนวยและระบบการแข่งขันที่เป็นธรรม พร้อมทั้งใช้โอกาสจาก ปัจจัยภายนอกให้เกิดประโยชน์กับประเทศได้อย่างเหมาะสม และขยายฐานการพัฒนาให้ทั่วถึงมากขึ้น

๑.๒.๒ การเปลี่ยนแปลงสภาวะด้านสังคม

๑) ประเทศไทยกำลังเข้าสู่การเป็นสังคมผู้สูงอายุ จากการคาดการณ์ ๒๐ ปีข้างหน้า อัตราการเพิ่ม ของประชากรจะน้อยลงและคาดว่าจะไม่เพิ่มขึ้นหลังปี พ.ศ. ๒๕๗๐ โดยที่ประชากรทั้งหมดจะอยู่ที่ประมาณ ๗๐-๗๒ ล้าน คน และจะมีประชากรที่มีอายุสูงกว่า ๖๐ ปี ประมาณร้อยละ ๒๕ ของประชากรทั้งหมด ขณะที่สัดส่วนประชากรวัยเด็กและ วัยแรงงานต่อผู้สูงอายุ จะลดเหลือ ๒ ต่อ ๑ ในป พ.ศ.๒๖๐๐ การเข้าสู่สังคมผู้สูงอายุดังกล่าว นอกจากจะต้องมีการเตรียม การรองรับในหลายๆเรื่อง ไม่ว่าจะเป็นการจัดบริการและสวัสดิการด้านสุขภาพ และสวัสดิการสังคมให้เหมาะสมกับประชากร แต่ละช่วงวัย โดยถือเป็นโอกาสอันดีที่จะพัฒนางานอนามัยแม่และเด็ก และการจัดการศึกษาทุกระดับให้มีคุณภาพ เมื่อประชากรวัยเด็กมีแนวโน้มลดน้อยลง แล้วยังต้องมีการเตรียมการเพิ่มประสิทธิภาพการผลิตของกำลังแรงงานอย่างรอบ ด้านอีกด้วย นอกจากนี้ประชากรจากชนบทอพยพเข้ามาทำงานในเมืองอย่างต่อเนื่อง ทำให้สัดส่วนประชากรในเขตเมืองเพิ่ม ขึ้นจากร้อยละ ๓๑.๑ ในปี ๒๕๔๓ เป็นร้อยละ ๔๕.๗ ในปี ๒๕๕๓ หรือเพิ่มขึ้นถึงร้อยละ ๔๖.๙ ความเป็นเมืองที่ขยายไป อย่างรวดเร็ว ส่งผลให้วิถีชีวิตมีลักษณะต่างคนต่างอยู่ การอยู่อาศัยแบบเครือญาติเปลี่ยนไปสู่การเป็นปัจเจกมากขึ้น โครงสร้าง ครอบครัวเปลี่ยนไปสู่ครัวเรือนที่อยู่คนเดียว ครัวเรือนที่อยู่ด้วยกันแบบไม่ใช่ญาติ และครัวเรือนที่มีอายุรุ่นเดียวกัน สองรุ่น และรุ่นกระโดด (ตายาย-หลาน) หรือครัวเรือนที่เป็นเพศเดียวกัน สัมพันธภาพระหว่างสมาชิกในครอบครัวมีความเปราะบาง จนนำไปสู่ปัญหาทางสังคมเพิ่มขึ้น เช่น อัตราการหย่าร้างเพิ่มขึ้นจาก ๔.๕ คู่ต่อพันครัวเรือนในปี ๒๕๔๕ เป็น ๕.๕ คู่ต่อพัน ครัวเรือนในปี ๒๕๕๓ ปัญหาความรุนแรงในครอบครัวและความรุนแรงทางเพศต่อเด็กและสตรีเพิ่มขึ้น

๒) ประชากรมีการกระจายตัวและย้ายถิ่นเข้าสู่เมืองใหญ่มากขึ้น ข้อมูลคาดประมาณประชากร พบว่า ภาคตะวันออกเฉียงเหนือยังคงเป็นภูมิภาคที่มีประชากรอาศัยอยู่เป็นจำนวนสูงที่สุดคือ ๒๒.๗ และ ๒๐.๙ ล้านคนใน ปี พ.ศ. ๒๕๖๕ และ ๒๖๐๐ ตามลำดับ แต่มีแนวโน้มลดลงเช่นเดียวกับภาคเหนือและภาคตะวันออก ขณะที่แนวโน้มจำนวน ประชากรในภาคที่มีประชากรในภาคกรุงเทพมหานครและปริมณฑลเพิ่มขึ้นค่อนข้างสูงมาก เมื่อเปรียบเทียบกับประชากร ในภาคอื่นๆ และจะมีการย้ายถิ่นจากชนบทเข้าสู่เมืองศูนย์กลางความเจริญมากขึ้น ทำให้ประชากรเมืองเพิ่มขึ้นในสัดส่วนที่ สูงถึงร้อยละ ๕๐ ของประชากรทั้งประเทศ การมีนโยบายสำหรับจัดการกับปัญหาสังคมเมืองที่สลับซับซ้อนขึ้นจึงเป็นเรื่อง จำเป็น

m) ประชากรวัยแรงงานของไทยมีแนวโน้มลดลง ทำให้มีการเคลื่อนย้ายแรงงานจากประเทศเพื่อน บ้านเข้ามามากขึ้นในอัตราเพิ่มร้อยละ ๑๘.๒๙ ต่อปี โดยเฉพาะในงานที่ยากลำบากและเสี่ยงอันตราย เช่น งานประมง งาน เก็บเกี่ยวพืชไร่ งานโรงงาน เป็นต้น จึงต้องมีการเตรียมการนำเข้าแรงงานต่างชาติอย่างเป็นระบบ เพื่อไม่ให้เกิดผลกระทบ ต่อผลิตภาพโดยรวมของประเทศ เมื่อประชากรวัยแรงงานไทยมีแนวโน้มลดลงอย่างต่อเนื่อง

๔) ความเหลื่อมล้ำทางรายได้ของประชากรและโอกาสการเข้าถึงทรัพยากร เป็นปัญหาการพัฒนา ประเทศ การกระจายรายได้ระหว่างกลุ่มประชากรชี้ให้เห็นว่า ผลประโยชน์ส่วนใหญ่อยู่ในกลุ่มที่มีโอกาสและรายได้สูง ทำให้ สัดส่วนรายได้ระหว่างกลุ่มคนรวยร้อยละ ๑๐ ของประชากร กับกลุ่มคนจนร้อยละ ๑๐ ของประชากร มีความแตกต่างกัน ถึง ๒๒.๘ เท่าในปี ๒๕๕๒ แม้ว่ารัฐบาลได้พยายามแก้ปัญหาความเหลื่อมล้ำของการกระจายรายได้ผ่านนโยบายต่างๆ อาทิ กองทุนหมู่บ้านและชุมชนเมือง และนโยบายการให้สินเชื่อเพื่อกระตุ้นให้เกิดการใช้จ่าย ทำให้คนยากจนในประเทศไทยลด ลงอย่างต่อเนื่องจากร้อยละ ๔๒.๒ หรือร้อยละ ๒๒.๑ ล้านคน ในปี ๒๕๓๑ เหลือร้อยละ ๘.๑ หรือ ๕.๓ ล้านคน ในปี ๒๕๕๒ ความเหลื่อมล้ำทางรายได้และโอกาสการเข้าถึงบริการของรัฐ เป็นสาเหตุที่นำไปสู่ความขัดแย้งในสังคมและเป็นอุปสรรคต่อ การพัฒนาประเทศ เป็นปัจจัยลดทอนความเข้มแข็งทางเศรษฐกิจ ความมั่นคงทางสังคม ขณะเดียวกันการกระจายผลตอบแทน ระหว่างปัจจัยการผลิตและการกระจายรายได้ระหว่างภูมิภาคแตกต่างกัน ผลตอบแทนของแรงงานมีแนวโน้มลดลงต่อ เนื่องจากร้อยละ ๓๐.๒ ในช่วงแผนพัฒนา ๆ ฉบับที่ ๘ เป็นร้อยละ ๒๘.๙ ในช่วง ๓ ปีแรกของแผนพัฒนา ๆ ฉบับที่ ๑๐ ขณะที่ผลตอบแทนของทุน ผู้ประกอบการ และที่ดินมีแนวโน้มเพิ่มขึ้น

๕) การเปลี่ยนแปลงความเป็นเมืองมากขึ้น ประเทศไทยจะมีประชากรเมืองเพิ่มขึ้นโดยสัดส่วน ประชากรเมืองจะเพิ่มเป็นร้อยละ ๔๗.๐ ของประชากรทั้งประเทศ ภายในปี พ.ศ. ๒๕๗๐ ขณะที่ประชากรในชนบทจะลด ลง ในขณะเดียวกันสภาพแวดล้อมของเมืองก็จะเผชิญแรงกดดันของปัญหาพลังงาน ความต้องการใช้น้ำ ภัยธรรมชาติและ สิ่งแวดล้อม การวางแผนล่วงหน้า และบริหารจัดการการขยายตัวของเมืองให้เป็นเมืองน่าอยู่ มีประสิทธิภาพ และมีความ ยั่งยืน

 ๖) คุณภาพชีวิตและค่านิยมเปลี่ยนจากเพียงเพื่อปัจจัยพื้นฐาน เป็นการเพิ่มความสะดวกสบาย จาก การแลกเปลี่ยนวัฒนธรรมและการใช้เทคโนโลยีสื่อสารสมัยใหม่ ค่านิยมการบริโภคเปลี่ยนแปลงไปจากการดำเนินชีวิตดั้งเดิม ทำให้ต้องมีการผลิตที่เคยมีความจำเป็นระดับครัวเรือนและชุมชน เป็นการผลิตเพื่อเศรษฐกิจและการเพิ่มรายได้ ทำให้มีแรง ผลักดันที่จะต้องเพิ่มการผลิต ไม่ว่าจะเป็นภาคการเกษตรที่มีความต้องการเพิ่มผลผลิตและจำนวนครั้งในการปลูก ๑.๒.๓ การเปลี่ยนแปลงสภาวะด้านทรัพยากรธรรมชาติและสิ่งแวดล้อม

๑) ทรัพยากรธรรมชาติเสื่อมโทรม จากการเพิ่มขึ้นของประชากร การพัฒนาเศรษฐกิจที่มุ่งการ

เจริญเติบโตและการแข่งขันทางด้านการค้า และการลงทุน ซึ่งทำให้มีการใช้ประโยชน์จากทรัพยากรธรรมชาติเกินศักยภาพ และ กระทบต่อความสมดุลของระบบนิเวศ พื้นที่ป่าไม้ของประเทศไทยมีแนวโน้มลดลงอย่างต่อเนื่อง จากร้อยละ ๕๓.๓ ในปี พ.ศ. ๒๕๐๔ เหลือร้อยละ ๓๓.๖ ในปีพ.ศ. ๒๕๕๓ อยู่ในระดับต่ำกว่าเกณฑ์ที่จะรักษาสมดุลของระบบนิเวศ พื้นที่ป่าต้นน้ำอยู่ ในขั้นวิกฤตถึง ๑๔ ล้านไร่ ส่งผลให้เกิดน้ำบ่าไหลหลาก ดินโคลนถล่มบนพื้นที่ลาดชัน อุทกภัยในพื้นที่กลางน้ำและปลายน้ำ รวม ้ทั้งเกิดปัญหาขาดแคลนน้ำหรือภัยแล้งอีกด้วย ซึ่งการขาดแคลนน้ำมีแนวโน้มที่จะทวีความรุนแรงเพิ่มมากขึ้น ปัจจุบันมีปริมาณ ้น้ำต้นทุนเพียง ๒ ใน ๓ ของความต้องการใช้น้ำเท่านั้น คุณภาพน้ำในแหล่งน้ำสำคัญอยู่ในระดับต่ำ ไม่เหมาะสมต่อการนำมา ใช้ประโยชน์เพื่อการอุปโภคบริโภค ในช่วงปี พ.ศ. ๒๕๕๐ - ๒๕๕๒ แหล่งน้ำที่มีคุณภาพอยู่ในเกณฑ์ดี พอใช้และเสื่อมโทรม คิดเป็นร้อยละ ๓๑ ๓๖ แล ๓๓ ตามลำดับ แหล่งน้ำที่มีคุณภาพเสื่อมโทรม ได้แก่ แม่น้ำเจ้าพระยาตอนล่าง แม่น้ำท่าจีนตอน ้กลางและตอนล่าง ทะเลสาบสงขลา และลำตะคองตอนล่าง โดยการปนเปื้อนของอินทรียสารจากน้ำเสียชุมชน ซึ่งเป็นสาเหตุ หลักที่ทำให้แหล่งน้ำผิวดินมีคุณภาพเสื่อมโทรม ในส่วนของคุณภาพน้ำบาดาลในพื้นที่อุตสาหกรรมและเกษตรกรรม พบว่า ้ยังเสี่ยงต่อการปนเปื้อนของสารมลพิษ ในปี ๒๕๕๓ พบว่า จำนวนแหล่งน้ำที่มีคุณภาพพอใช้ขึ้นไป (แหล่งน้ำประเภทที่ ๓ ใช้ ประโยชน์เพื่อการเกษตร และแหล่งน้ำประเภทที่ ๒ ใช้ประโยชน์เพื่อการอุปโภคบริโภคและอนุรักษ์สัตว์น้ำ) มีจำนวนลดลง และมีแหล่งน้ำที่มีคุณภาพเสื่อมโทรมเพิ่มขึ้นจากร้อยละ ๓๓ ในปี พ.ศ. ๒๕๕๒ เป็นร้อยละ ๓๙ ในปี พ.ศ. ๒๕๕๓ เนื่องจาก ้ในช่วงปีดังกล่าว เกิดปัญหาทั้งภาวะแล้งในช่วงต้นปีและปัญหาน้ำท่วมในช่วงปลายปี น้ำบาดาลส่วนใหญ่อยู่ในเกณฑ์มาตรฐาน ้ที่ใช้บริโภค มีปัญหาน้ำบาดาลเค็มบางพื้นที่ และเริ่มพบปัญหาการปนเปื้อนของน้ำใต้ดินและน้ำบาดาลที่เกิดจากกิจกรรมของ ้มนุษย์ เช่น การลักลอบทิ้งกากของเสีย การรั่วไหลของสารเคมี การฝังกลบขยะมูลฝอยโดยไม่ถูกหลักวิชาการ การทำเหมืองแร่ ้และการเกษตรกรรม เป็นต้น การสูญเสียความหลากหลายทางชีวภาพมีแนวโน้มสูงขึ้นจากกิจกรรมต่างๆของมนุษย์ การกัด เซาะชายฝั่งในพื้นที่หลายแห่งอยู่ในภาวะวิกฤต ปี พ.ศ. ๒๕๕๐ แนวชายฝั่งทะเลทั่วประเทศถูกกัดเซาะ ๑๕๕ แห่ง รวมเป็น ้ความยาวประมาณ ๖๐๐ กิโลเมตร และการสูญเสียที่ดินไปถึง ๑๑๓,๐๔๒ ไร่ คิดเป็นมูลค่าความเสียหายเฉพาะที่ดินประมาณ ๑ แสนล้านบาท ส่วนพื้นที่แนวชายฝั่งทะเลอ่าวไทยตอนในทั้งหมด ซึ่งได้รับการจัดเป็นพื้นที่ชุ่มน้ำที่มีความสำคัญระดับชาติ มี ้อัตราการกัดเซาะรุนแรงมากกว่า ๕ เมตรต่อปี ขณะที่ทรัพยากรดินที่เป็นปัจจัยการผลิตที่สำคัญมีความเสื่อมโทรม มีสาเหตุทั้ง ที่เกิดจากธรรมชาติและเกิดจากการใช้ที่ดินที่ไม่ถูกต้องตามหลักวิชาการ เช่น การชะล้างพังทลายของดิน ดินขาดอินทรีย์ และ ้ ปัญหาที่เกิดจากสภาพธรรมชาติของดินร่วมกับการกระทำของมนุษย์ เช่น ดินเค็ม ดินเปรี้ยว ดินอินทรีย์ (พรุ) ดินทรายจัด และ ดินตื้น พื้นที่ดินที่มีปัญหาต่อการใช้ประโยชน์ทางด้านเกษตรกรรมของประเทศไทย ได้แก่ การชะล้างพังทลายของดิน ๑๐๘.๘๗ ้ล้านไร่ พื้นที่ที่มีปัญหาการชะล้างพังทลายของดินมากที่สุด คือ ภาคเหนือ ดินขาดอินทรียวัตถุ ๙๘.๗๐ ล้านไร่ ปัญหาดินขาด ้อินทรียวัตถุประมาณร้อยละ ๗๗ อยู่ในพื้นที่ภาคตะวันออกเฉียงเหนือ ดินที่มีปัญหาต่อการใช้ประโยชน์ทางด้านเกษตรกรรม ๒๐๙.๘๔ ล้านไร่ ซึ่งส่วนใหญ่อยู่ในภาคเหนือและภาคตะวันออกเฉียงเหนือ ส่วนดินเค็ม ดินกรด และดินค่อนข้างเป็นทราย อยู่ ในพื้นที่ภาคตะวันออกเฉียงเหนือ สำหรับการใช้ประโยชน์ที่ดินไม่ถูกต้องตามศักยภาพ คิดเป็นพื้นที่ ๓๕.๖๐ ล้านไร่ มีปัญหา ้ความขัดแย้งในการใช้ประโยชน์ที่ดิน ปัญหาการกระจายการถือครอง มีการเข้าครอบครองใช้ประโยชน์ที่ดินในพื้นที่อนุรักษ์ รวมทั้งการขยายตัวของเมือง พื้นที่อุตสาหกรรมและพาณิชยกรรม รุกพื้นที่เกษตรกรรม ซึ่งเป็นพื้นที่ลุ่มชุ่มน้ำในอดีตมากขึ้น แม่น้ำ คลอง ลำน้ำธรรมชาติถูกบุกรุก โดยเฉพาะอย่างยิ่งในเขตพื้นที่เมืองและชุมชน ทำให้ขีดความสามารถในการระบายน้ำ ้ลดลง ก่อให้เกิดน้ำหลากไหลล้นตลิ่งเป็นอุทกภัยที่เกิดขึ้นถี่และรุนแรงมากขึ้น

๒) การเปลี่ยนแปลงสภาพภูมิอากาศส่งผลซ้ำเติมให้ปัญหาทรัพยากรธรรมชาติและสิ่งแวดล้อมรุนแรง กระทบต่อผลผลิตภาคเกษตรและความยากจน ภาวะโลกร้อนที่เกิดขึ้นอย่างรวดเร็วในช่วง ๕๐ ปีที่ผ่านมา ทำให้เกิดการเสีย สมดุลของธรรมชาติ ส่งผลกระทบเชื่อมโยงในหลายมิติ ทั้งด้านเศรษฐกิจ สังคม สิ่งแวดล้อม การเปลี่ยนแปลงในเชิงพื้นที่ที่เริ่ม ปรากฏชัดเจนในบริเวณภาคกลางเขตลุ่มแม่น้ำเจ้าพระยาและภาคอีสานตอนล่างที่มีอุณหภูมิสูงขึ้น ทำให้พืชและสัตว์ต้องปรับ

อิศวกรรมทรัพยากรน้ำและเทคโนโลยี

ตัวเข้าสู่ระบบนิเวศที่เปลี่ยนไป เกิดการเปลี่ยนแปลงของพันธุ์พืช สัตว์ป่า และสิ่งมีชีวิตที่อาศัยอยู่ในป่า ความหลากหลายทาง ชีวภาพก็จะเปลี่ยนแปลงตามไปด้วย ระบบนิเวศทางทะเลก็ได้รับผลกระทบจากภาวะโลกร้อน เนื่องจากอุณหภูมิผิวน้ำที่เพิ่ม ขึ้นและระดับน้ำทะเลที่สูงขึ้นในบางพื้นที่ ส่งผลให้พืชและสัตว์ทะเลบางชนิดสูญพันธุ์ เกิดการกัดเซาะพื้นที่ชายฝั่งอย่างต่อ เนื่อง นำไปสู่ปัญหาความเสื่อมโทรมของดิน และส่งผลกระทบต่อแหล่งที่อยู่อาศัย แหล่งประกอบอาชีพ และแหล่งท่องเที่ยว ที่สำคัญโดยตรง หากไม่ได้รับการป้องกันก่อให้เกิดความเสียหายทางเศรษฐกิจและสังคมตามมา ปริมาณน้ำฝนในระยะ ๒๐ ปีข้างหน้า ในบางพื้นที่มีแนวโน้มลดลง เกิดภัยพิบัติ ภาวะน้ำท่วมฉับพลัน น้ำหลาก ภัยแล้งยาวนาน หรือดินถล่มในหลาย พื้นที่เกิดความเสียหายต่อผลผลิตทางเกษตรคิดเป็นมูลค่ากว่า ๔ พันล้านบาทต่อปี การสูญเสียผลผลิตทางการเกษตรจากการ เกิดภัยแล้งยาวนานหรือน้ำท่วมซ้ำซาก ส่งผลกระทบต่อเศรษฐกิจและวิถีชีวิตของประชาชน โดยเฉพาะเกษตรกรที่ต้องประสบ ปัญหาที่อยู่อาศัย ที่ดินทำกิน หรือต้นทุนการผลิตที่สูงขึ้น ขณะที่ผลผลิตตกต่ำ เกิดการสูญเสียที่ดินของเกษตรกรรายย่อย นำ ไปสู่การบุกรุกที่ป่าเพิ่มขึ้นและความขัดแย้งแย่งชิงการใช้ประโยชน์ที่ดิน

๓) การบริหารจัดการทรัพยากรธรรมชาติและสิ่งแวดล้อม ยังไม่มีประสิทธิภาพเท่าที่ควร ขณะที่มี ความขัดแย้งทางนโยบายในการบูรณาการ การอนุรักษ์สิ่งแวดล้อมกับการพัฒนาเศรษฐกิจ การบริหารจัดการ ทรัพยากรธรรมชาติและสิ่งแวดล้อมขาดการบูรณาการร่วมระหว่างหน่วยงานรับผิดชอบที่เกี่ยวข้อง ส่งผลให้การกำหนดเครื่อง มือและกลไกในการจัดการทรัพยากรธรรมชาติและสิ่งแวดล้อมเป็นแบบแยกส่วน ระบบการจัดการข้อมูลด้าน ทรัพยากรธรรมชาติและสิ่งแวดล้อมไม่ได้มาตรฐาน ไม่ครอบคลุม และขาดการเชื่อมโยงกับข้อมูลด้านเศรษฐกิจและสังคม กฎหมายมีลักษณะของการบริหารจัดการทรัพยากรรายสาขา ขาดประสิทธิภาพในการบังคับใช้ ขาดความเป็นธรรมและความ โปร่งใส นอกจากนี้มีปัญหาการทุจริตคอร์รัปชั่น และความไม่เป็นธรรมในการจัดสรรทรัพยากร เช่น ที่ดิน น้ำ และป่าไม้ เป็นต้น ขณะที่เกิดความขัดแย้งของนโยบายระหว่างการลงทุนในภาคอุตสาหกรรมเพื่อความก้าวหน้าทางเศรษฐกิจ และการอนุรักษ์ ธรรมชาติและสิ่งแวดล้อม ส่งผลให้ภาคประชาชนขาดความเชื่อมั่นต่อการพัฒนาอุตสาหกรรมและการแก้ไขปัญหาสิ่งแวดล้อม ของภาครัฐ ดังเช่น กรณีปัญหามลพิษในพื้นที่นิคมอุตสาหกรรมมาบตาพุด จังหวัดระยอง ปัญหาที่มีผู้ประกอบการรับจ้าง กำจัดมลพิษนำของเสียที่มีมลพิษสูงมาใส่ไว้ในบ่อดินที่จังหวัดฉะเชิงเทรา ก่อให้เกิดการปนเปื้อนของมลพิษลงสู่น้ำใต้ดินที่ส่ง ผลกระทบทั้งในมิติเศรษฐกิจและชีวิตความเป็นอยู่ของคนในพื้นที่ รวมทั้งการเกิดไฟไหม้พรุควนเคร็งที่จังหวัดสงขลา อันเนื่อง มาจากขาดการบริหารจัดการที่มีประสิทธิภาพ ทำให้ระดับน้ำในพรุลดลงอย่างต่อเนื่องและประกอบกับความต้องการพื้นที่ ทำการเกษตรของประชาชนเพิ่มขึ้น

๔) ประเทศไทยยังมีความมั่นคงด้านอาหาร แม้จะต้องเผชิญกับความท้าทายจากการเปลี่ยนแปลง อุณหภูมิอากาศและความต้องการพืชพลังงาน ผลผลิตเกษตรมีเพียงพอสำหรับการบริโภคและส่งออก แม้ว่าจะมีการปรับ เปลี่ยนการเพาะปลูกไปสู่พืชพลังงานเพิ่มขึ้น โดยเฉพาะปาล์มน้ำมันและมันสำปะหลัง แต่ยังไม่ส่งผลกระทบต่อการผลิตพืช อาหารสำคัญในภาพรวมของประเทศ อาทิ ข้าวนาปีที่มีพื้นที่การผลิตไม่เปลี่ยนแปลง อย่างไรก็ดี ผลกระทบจะเกิดขึ้นมาก หรือน้อยขึ้นอยู่กับความสามารถในการพัฒนายกระดับคุณภาพระบบการผลิตของภาคการเกษตรในอนาคต รวมถึงแนว นโยบายภาคเกษตรของประเทศที่ให้ความสำคัญในการเลือกส่งเสริมการผลิตพืชอาหารและพืชพลังงานอย่างสมดุล

การประเมินสถานการณ์การเปลี่ยนแปลงทั้งภายนอกและภายในประเทศ ที่จะส่งผลกระทบต่อแผนบริหารจัดการ ทรัพยากรน้ำอย่างเป็นระบบของประเทศไทยในอนาคต สะท้อนเห็นว่าประเทศไทยยังต้องเผชิญกับกระแสการเปลี่ยนแปลง ที่รวดเร็ว ซับซ้อนและคาดการณ์ผลกระทบได้ยาก ประกอบกับการทบทวนผลการพัฒนาทรัพยากรน้ำทั้ง 25 ลุ่มน้ำที่ผ่านมา บ่งชี้ว่าการพัฒนาแหล่งน้ำส่งผลให้เศรษฐกิจ และสังคมของประเทศมีความเจริญก้าวหน้าในหลายด้าน แต่ขณะเดียวกันยัง คงมีปัญหาเชิงโครงสร้างของระบบเศรษฐกิจ สังคม สิ่งแวดล้อมและการบริหารจัดการประเทศที่มีความบิดเบือน ก่อให้เกิด ผลกระทบต่อสิ่งแวดล้อมอย่างรุนแรง โดยเฉพาะอย่างยิ่งเรื่องคุณภาพน้ำที่เสื่อมโทรม ทำให้ไม่เอื้อต่อการพัฒนาแหล่งน้ำใน

วิศวกรรมทรัพยากรน้ำและเทคโนโลยี

ลุ่มน้ำที่ประชาชนขัดแย้งกันในทางความคิดจะทวีความรุนแรงมากขึ้น และเป็นอุปสรรคสำคัญต่อการพัฒนาทรัพยากรน้ำเพื่อ รองรับความเปลี่ยนแปลงจากวิกฤตโลกร้อนทั้งการขาดแคลนน้ำ น้ำบ่าไหลหลาก ดินโคลนถล่ม อุทกภัยและคุณภาพน้ำ เสื่อมโทรม แม้ว่าในภาพรวมสังคมไทยมีภูมิคุ้มกันเพิ่มขึ้นในระดับหนึ่ง จากการร่วมกันขับเคลื่อนหลักปรัชญาของเศรษฐกิจ พอเพียงตั้งแต่ระดับปัจเจก ครอบครัว ชุมชน และสังคม แต่ก็ยังไม่เพียงพอรองรับสถานการณ์การเปลี่ยนแปลงในอนาคตได้ อย่างมีประสิทธิภาพ จึงจำเป็นต้องนำภูมิคุ้มกันที่มีอยู่ พร้อมทั้งสร้างภูมิคุ้มกันในประเทศให้เข้มแข็งยิ่งขึ้นภายใต้หลักปรัชญา ของเศรษฐกิจพอเพียง เพื่อเตรียมพร้อมให้ประเทศสามารถปรับตัวรองรับผลกระทบจากการเปลี่ยนแปลงในอนาคตได้อย่าง มั่นคงและยั่งยืน

๒. การวิเคราะห์ความเปลี่ยนแปลงในลุ่มน้ำ

ความเปลี่ยนแปลงในลุ่มน้ำเกิดจากความเปลี่ยนแปลงของสภาพภูมิอากาศของโลก จำนวน ประชากรที่เพิ่มขึ้น การพัฒนาทางด้านเศรษฐกิจและสังคม ก่อให้เกิดภัยพิบัติที่มีความรุนแรงและมีแนวโน้มที่จะเกิดบ่อยขึ้น เกิดความเสียหายใน ชีวิตและทรัพย์สินเป็นจำนวนมาก และแนวทางการแก้ไขปัญหามีอยู่ ๒ มาตรการใหญ่ๆ คือ มาตรการไม่ใช้สิ่งก่อสร้างและ มาตรการใช้สิ่งก่อสร้าง ซึ่งในทางปฏิบัตินั้นต้องดำเนินการผสมผสานกันทั้ง ๒ มาตรการ ดังนั้นเพื่อให้เห็นถึงความเปลี่ยนแปลง ที่มีผลกระทบต่อแผนการบริหารจัดการทรัพยากรน้ำของประเทศในอนาคต จึงวิเคราะห์ด้วยแบบจำลอง DPSIR ดังรูปข้างล่าง



43

อิศอกรรมทรัพยากรน้ำและเทคโนโลยี





การตอบสนอง (Responses) แผนการบริหารจัดการทรัพยากรน้ำอย่างเป็นระบบ

๓. แนวคิดและทิศทางการพัฒนาทรัพยากรน้ำอย่างเป็นระบบ

๓.๑ แนวคิดหลัก

การวางแผนการบริหารจัดการทรัพยากรน้ำอย่างเป็นระบบมีแนวคิดที่มีความต่อเนื่องจาก แนวคิดของแผนพัฒนาฯ ฉบับที่ ๑๑ ที่ยังคงยึดหลัก "ปรัชญาของเศรษฐกิจพอเพียง" ที่มุ่งให้ "คนเป็นศูนย์กลางของการพัฒนา" และ "สร้างสมดุล การพัฒนา" ในทุกมิติ แต่การประยุกต์ใช้แนวคิดดังกล่าว และสร้างความมั่นใจว่าแผนการพัฒนาทรัพยากรน้ำจะเป็นไปใน แนวทางที่ยั่งยืนและสร้างความสุขให้กับคนไทย จำเป็นต้องพิจารณาการเปลี่ยนแปลงทั้งภายนอกและภายในประเทศอย่างรอบ ด้านและวางจุดยืนการพัฒนาทรัพยากรน้ำในระยะยาว ภายใต้วิสัยทัศน์ประเทศไทยปี พ.ศ. ๒๕๗๐ ซึ่งพิจารณาถึงบริบทการ เปลี่ยนแปลงในอนาคต และทุกภาคส่วนในสังคมไทยได้เห็นพ้องร่วมกันกำหนดวิสัยทัศน์ ปี พ.ศ. ๒๕๗๐ ไว้ดังนี้ "คนไทยภาค ภูมิใจในความเป็นไทย มีมิตรไมตรีบนวิถีชีวิตแห่งความพอเพียง ยึดมั่นในวัฒนธรรมประชาธิปไตย และหลักธรรมาภิบาล การบริการสาธารณะขั้นพื้นฐานที่ทั่วถึงมีคุณภาพ สังคมมีความปลอดภัยและมั่นคง อยู่ในสภาวะแวดล้อมที่ดี เกื้อกูลและเอื้อ อาทรซึ่งกันและกัน ระบบการผลิตเป็นมิตรกับสิ่งแวดล้อม มีความมั่นคงด้านอาหารและพลังงาน อยู่บนฐานทางเศรษฐกิจที่ พึ่งตนเองและแข่งขันได้ในเวทีโลก สามารถอยู่ในประชาคมภูมิภาคและโลกได้อย่างมีศักดิ์ศรี" การจัดทำแผนการบริหารจัดการ ทรัพยากรน้ำอย่างเป็นระบบ จึงเป็นแผนยุทธศาสตร์ที่ชี้กรอบทิศทางการพัฒนา ๒๕ ลุ่มน้ำ และมีแนวทางดำเนินการเพื่อ บรรลุถึงวิสัยทัศน์ดังกล่าว โดยมีปรัชญาของเศรษฐกิจพอเพียงเป็นปรัชญานำทางในการบริหารและพัฒนาทรัพยากรน้ำ แนวคิด พื้นฐานของแผนการบริหารจัดการทรัพยากรน้ำอย่างเป็นระบบ มีดังนี้

๓.๑.๑ ยึดหลักการปฏิบัติตาม "ปรัชญาของเศรษฐกิจพอเพียง" ซึ่งชี้ถึงแนวทางการดำรงอยู่และปฏิบัติตน ของประชาชนทุกระดับตั้งแต่ระดับปัจเจก ครอบครัว ชุมชน สังคม จนถึงประเทศและขับเคลื่อนให้บังเกิดผลในทางปฏิบัติที่ ชัดเจนยิ่งขึ้น เพื่อให้การพัฒนาทรัพยากรน้ำในลุ่มน้ำหรือกลุ่มลุ่มน้ำเป็นไปในทางสายกลาง โดยเฉพาะการพัฒนาเพื่อตอบ สนองการเติบโตทางด้านเศรษฐกิจของประเทศ ให้เกิดความสมดุลและพร้อมรองรับการเปลี่ยนแปลงอย่างรวดเร็วและกว้าง ขวาง ทั้งด้านวัตถุ สังคม สิ่งแวดล้อม และวัฒนธรรมจากโลกภายนอก โดยยึดหลักความพอเพียงที่มีการวิเคราะห์อย่าง "มี เหตุผล" และใช้หลัก "ความพอประมาณ" ให้เกิดความสมดุลระหว่างมิติทางวัตถุกับจิตใจของคนในชาติ ความสมดุลระหว่าง ความสามารถในการพึ่งตนเองกับความสามารถในการแข่งขันในเวทีโลก ความสมดุลระหว่างสังคมชนบทกับสังคมเมือง มี การเตรียม "ระบบภูมิคุ้มกัน" ด้วยการบริหารจัดการความเสี่ยงให้เพียงพอพร้อมรับผลกระทบจากการเปลี่ยนแปลงทั้งจาก ภายนอก และภายในประเทศ ทั้งนี้การขับเคลื่อนกระบวนการพัฒนาทุกขั้นตอนต้องใช้ความรอบรู้" ในการพัฒนาด้านต่าง ๆ ด้วยความรอบคอบ เป็นไปตามลำดับขั้นตอน และสอดคล้องกับวิถีชีวิตของสังคมไทย รวมทั้งการเสริมสร้างศีลธรรมและสำนึก ใน "คุณธรรม จริยธรรมในการปฏิบัติหน้าที่และดำเนินชีวิตด้วย "ความเพียร" ซึ่งจะเป็นภูมิคุ้มกันในตัวที่ดีให้พร้อมเผชิญ การเปลี่ยนแปลงที่เกิดขึ้นทั้งในระดับปัจเจก ครอบครัว ชุมชน สังคม และประเทศชาติ

๓.๑.๒ ยึดแนวคิดการพัฒนาทรัพยากรน้ำแบบบูรณาการเป็นองค์รวมที่มี "คนเป็นศูนย์กลางการพัฒนา" ซึ่งเป็นแนวคิดการพัฒนาสู่ความพอเพียงที่ปรับจากการมุ่งเน้นการเติบโตทาง เศรษฐกิจมาเป็นการพัฒนาที่ยึด "คน" เป็นตัว ตั้ง ให้ความสำคัญกับผลประโยชน์และความอยู่เย็นเป็นสุขของประชาชนเป็นหลัก และใช้การพัฒนาทรัพยากรน้ำไปส่งเสริม การพัฒนาเศรษฐกิจให้เป็นเครื่องมือช่วยให้คนมีความสุขและคุณภาพชีวิตที่ดี ซึ่งมีหลักการสำคัญ คือ

๑) ปรับวิธีคิดและวิธีการพัฒนาทรัพยากรน้ำจากแยกส่วนตามภารกิจและหน้าที่มา เป็นแบบบูรณา การและเป็นระบบที่เชื่อมโยงทุกมิติ เป็นองค์รวมที่มีคนเป็นศูนย์กลาง และมีวิถีชีวิตอยู่ร่วมกันอย่างสอดคล้องตามสภาพ แวดล้อม ไม่รบกวนเบียดเบียนสิ่งแวดล้อมจนเกิดการเสียสมดุล

๒) ปรับกระบวนการพัฒนาทรัพยากรน้ำให้เชื่อมโยงและเกิดบูรณาการระหว่าง "บนลงล่าง" และ
 "ล่างขึ้นบน" ให้สามารถตอบสนองการขับเคลื่อนยุทธศาสตร์ระดับชาติ ระดับลุ่มน้ำ ระดับท้องถิ่นและชุมชนได้อย่างเหมาะ
 สม โดยคำนึงถึง "การมีส่วนร่วมของประชาชน" ในกระบวนการพัฒนา

๓) ยึดหลัก "ภูมิสังคม" ตามความแตกต่างหลากหลายทางธรรมชาติและความ หลากหลายทาง วัฒนธรรม ตามสภาพแวดล้อมของพื้นที่และวิถีชีวิตของชุมชนและสังคมนั้น ๆ โดยเฉพาะความแตกต่างระหว่างภูมิภาค และ ระหว่างชนบทกับเมือง

๔) พัฒนาทรัพยากรน้ำอย่างเป็นไปตามลำดับขั้นตอน เริ่มต้นจากการพึ่งตนเองให้ได้ ก่อน แล้วจึง พัฒนาไปสู่การรวมกลุ่มพึ่งพากันและกัน และสร้างเครือข่ายการพัฒนาทรัพยากรน้ำในลุ่มน้ำเชื่อมโยงสู่ภายนอกเพื่อเป็นพื้น ฐานสำหรับการพัฒนาทรัพยากรน้ำอย่างสมดุลและยั่งยืนในระยะต่อไป

๓.๑.๓ พัฒนาทรัพยากรน้ำในลุ่มน้ำสู่ความสมดุลและเชื่อมโยงทุกมิติของการพัฒนาอย่างบูรณาการ และเป็นองค์รวม ทั้งมิติตัวคน สังคม เศรษฐกิจ สิ่งแวดล้อม และการเมือง

๓.๑.๔ ยึดวิสัยทัศน์ปี พ.ศ. ๒๕๗๐ เป็นเป้าหมาย ซึ่งจะส่งผลให้บรรลุการพัฒนา ทรัพยากรน้ำที่อยู่บน รากฐานของสังคมไทย อยู่บนกรอบแนวคิดของการพัฒนาบนหลักปรัชญาของเศรษฐกิจพอเพียง ประเทศมีสถาบันพระมหา กษัตริย์เป็นเสาหลักของความเป็นปีกแผ่นของคนในชาติ ครอบครัวมีความสุขเป็นพื้นฐานที่สร้างคนเป็นคนดี ชุมชนมีความ เข้มแข็งและมีบทบาทในการพัฒนา ระบบเศรษฐกิจมีเสถียรภาพและมีความสามารถในการแข่งขัน มีกฎระเบียบและกฎหมาย ที่บังคับใช้อย่างเป็นธรรม และประเทศไทยมีความเชื่อมโยงกับประเทศในภูมิภาคและอยู่ร่วมกันอย่างสมานฉันท์ บนพื้นฐาน ของการพึ่งพาและผลประโยชน์ร่วมกัน

๓.๒ ทิศทางการพัฒนาทรัพยากรน้ำ

การพัฒนาทรัพยากรน้ำในลุ่มน้ำหรือกลุ่มลุ่มน้ำได้ตระหนักถึงสถานการณ์และความเสี่ยง ซึ่งเกิดขึ้นจากการเปลี่ยนแปลง ในระดับโลกและภายในประเทศ โดยเฉพาะภาวะผันผวนด้านเศรษฐกิจ พลังงาน และภูมิอากาศ ที่เป็นไปอย่างรวดเร็วและ ้ส่งผลกระทบอย่างชัดเจนต่อประเทศไทยทั้งเชิงบวก และลบ ดังนั้น ทิศทางการบริหารจัดการทรัพยากรน้ำอย่างเป็นระบบ ภายใต้หลักปรัชญาของ เศรษฐกิจพอเพียง เพื่อรองรับการเปลี่ยนแปลงดังกล่าว จึงเป็นการใช้จุดแข็งและศักยภาพที่มีอยู่ให้ เป็น ประโยชน์ต่อการพัฒนาทรัพยากรน้ำและพัฒนาประเทศ เพื่อสร้างความเข้มแข็งและรักษาเสถียรภาพทางเศรษฐกิจของ ้ประเทศ โดยให้ความสำคัญกับการพัฒนาเศรษฐกิจภายในประเทศ ที่เน้นการเสริมสร้างความเข้มแข็งของฐานการผลิตภาค เกษตร การบริการและท่องเที่ยว อุตสาหกรรม และการประกอบการของวิสาหกิจขนาดกลางและขนาดย่อม ขณะเดียวกัน ้จำเป็นต้องปรับตัวในการเชื่อมโยงกับระบบเศรษฐกิจโลกและภูมิภาค ซึ่งประเทศไทยมีพันธกรณีภายใต้กรอบความร่วมมือ ต่าง ๆ เพื่อสามารถใช้โอกาสที่เกิดขึ้นและเพิ่มภูมิคุ้มกันของทุนที่มีอยู่ในสังคมไทยได้อย่างเหมาะสม พร้อมก้าวสู่ประชาคม เศรษฐกิจอาเซียนในปี ๒๕๕๘ ขณะเดียวกันจำเป็นต้องสร้างความพร้อมสำหรับเชื่อมโยงด้านกายภาพทั้งโครงสร้างพื้นฐาน และระบบโลจิสติกส์ ควบคู่กับการยกระดับคุณภาพคน การเสริมสร้างองค์ความรู้ การพัฒนาวิทยาศาสตร์ เทคโนโลยี ้นวัตกรรมและความคิดสร้างสรรค์ ให้เป็นพลังขับเคลื่อนการพัฒนาเศรษฐกิจและสังคมไทย การกำหนดทิศทางการจัดทำ แผนการบริหารจัดการ ทรัพยากรน้ำอย่างเป็นระบบ จึงเป็นการสร้างภูมิคุ้มกันในมิติต่าง ๆ เพื่อให้การพัฒนาประเทศสู่ความ ้สมดุลและยั่งยืน โดยนำศักยภาพของทรัพยากรมาใช้ประโยชน์อย่างบูรณาการและเกื้อกูลกัน พร้อมทั้งเสริมสร้างให้แข็งแกร่ง เพื่อเป็นรากฐานการพัฒนาประเทศ สามารถจัดการความเสี่ยง และปรับตัวเข้ากับการเปลี่ยนแปลง มีโอกาสเข้าถึงทรัพยากร และได้รับประโยชน์จากการพัฒนาทรัพยากรน้ำอย่างเป็นธรรม มุ่งพัฒนาเศรษฐกิจภายในประเทศให้เข้มแข็ง โดยใช้ภูมิปัญญา ้วิทยาศาสตร์และเทคโนโลยี และความคิดสร้างสรรค์ ให้ความสำคัญกับการปรับโครงสร้างการค้าและการลงทุนให้สอดคล้อง ้กับ ความต้องการของตลาดภายในประเทศและต่างประเทศ การผลิตที่เป็นมิตรต่อสิ่งแวดล้อม และมีการเชื่อมโยงกับประเทศ ้ในภูมิภาคต่าง ๆ บนพื้นฐานการพึ่งพาซึ่งกันและกัน ในส่วนการเสริมสร้างทุนทรัพยากรธรรมชาติและสิ่งแวดล้อม ให้ความ สำคัญกับการสร้างความมั่นคงด้านอาหาร การบริหารจัดการทรัพยากรธรรมชาติและสิ่งแวดล้อมที่เป็นฐานการผลิตภาค เกษตร มุ่งสู่การเป็นเศรษฐกิจและสังคมคาร์บอนต่ำและเป็นมิตรกับสิ่งแวดล้อม การเตรียมความพร้อมรองรับการเปลี่ยนแปลง ภูมิอากาศและภัยพิบัติทางธรรมชาติ รวมทั้งการสร้างภูมิคุ้มกันด้านการค้าจากเงื่อนไขด้านสิ่งแวดล้อม ควบคู่ไปกับการเพิ่ม ้บทบาทไทยในเวทีประชาคมโลก ขณะเดียวกันจำเป็นต้องมีการบริหารจัดการทรัพยากรน้ำอย่างเป็นธรรม ให้ความสำคัญ ้กับการกระจายอำนาจให้แก่คณะกรรมการลุ่มน้ำและองค์กรปกครองส่วนท้องถิ่น พัฒนาหลักเกณฑ์และกลไกใช้สำหรับการ ้บริหารจัดการทรัพยากรน้ำในภาวะเกิดการขาดแคลนหรือภัยแล้ง การบริหารจัดการเพื่อบรรเทาภัยที่เกิดจากน้ำท่วมและ ้น้ำเสียอย่างมีส่วนร่วมของทุกภาคส่วน ส่งเสริมให้ประชาชนทุกระดับมีโอกาสเข้าถึงทรัพยากร ควบคู่ไปกับปลูกฝังจิตสำนึก ให้รู้จักการอนุรักษ์ทรัพยากรและใช้ประโยชน์อย่างมีประสิทธิภาพแก่ประชาชนทุกกลุ่ม

46

แผนการบริหารจัดการทรัพยากรน้ำอย่างเป็นระบบ

<...๑ วิสัยทัศน์และพันธกิจ

จัดทำแผนการบริหารจัดการทรัพยากรน้ำอย่างเป็นระบบที่สอดคล้องกับวิสัยทัศน์ปี พ.ศ. ๒๕๗๐ โดยกำหนดวิสัยทัศน์ พันธกิจ วัตถุประสงค์ ยุทธศาสตร์ และแนวทางการพัฒนาที่มีลำดับความสำคัญสูง ดังนั้นกรอบทิศทางของแผนฯ จึงประกอบ ด้วย วิสัยทัศน์และพันธกิจ ดังนี้

๔.๑.๑ วิสัยทัศน์

"บริหารจัดการทรัพยากรน้ำอย่างเป็นระบบตามศักยภาพของลุ่มน้ำ สนับสนุนการผลิตด้วยความเสมอภาค เป็นมิตรกับสิ่งแวดล้อม มีภูมิคุ้มกันต่อการเปลี่ยนแปลง"

๔.๑.๒ พันธกิจ

๑) สร้างสังคมเป็นธรรมและเป็นสังคมที่มีคุณภาพมีโอกาสเข้าถึงทรัพยากรน้ำอย่างเสมอภาคทุก ภาคส่วนมีส่วนร่วมในกระบวนการพัฒนาทรัพยากรน้ำ การจัดสรรน้ำ การบริหารจัดการระดับโครงการ ภายใต้ระบบบริหาร จัดการภาครัฐที่โปร่งใสเป็นธรรม

 พัฒนาฐานการผลิตและบริการให้เข้มแข็งและมีคุณภาพ สร้างความมั่งคงด้านอาหารและพลังงาน ปรับโครงสร้างการผลิตและบริโภคให้เป็นมิตรกับสิ่งแวดล้อม พร้อมสร้างความเชื่อมโยงกับประเทศในภูมิภาคเพื่อความมั่ง คงทางเศรษฐกิจและสังคม

m) สร้างความมั่นคงของฐานทรัพยากรธรรมชาติและสิ่งแวดล้อม ส่งเสริมองค์กรทุกระดับให้เข้ม แข็ง สนับสนุนการมีส่วนร่วมของชุมชน รวมทั้งสร้างภูมิคุ้มกันเพื่อรองรับผลกระทบจากการเปลี่ยนแปลงสภาพภูมิอากาศ และภัยพิบัติทางธรรมชาติ

๔.๒ วัตถุประสงค์และเป้าหมาย

๔.๒.๑ วัตถุประสงค์

๑) [้]เพื่อพัฒนาแหล่งน้ำให้พอเพียงกับความต้องการขั้นพื้นฐานของทุกภาคส่วน สร้างโครงข่ายน้ำ กระจายน้ำอย่างทั่วถึงและมีประสิทธิภาพ

๒) เพื่อพัฒนาระบบป้องกันและบรรเทาภัยจากน้ำ ลดความเสียหายในชีวิตทรัพย์สิน ผลกระทบต่อ เป้าหมายการพัฒนาประเทศ

m) เพื่อบริหารจัดการทรัพยากรธรรมชาติและสิ่งแวดล้อมให้เพียงพอต่อการรักษาสมดุลของระบบ นิเวศและเป็นฐานที่มั่นคงของการพัฒนาประเทศ

 ๙) เพื่อสร้างความเข้มแข็งให้องค์กรที่ทำหน้าที่บริหารจัดการทรัพยากรน้ำ การมีส่วนร่วมของ ประชาชนที่มีประสิทธิภาพ เกิดการใช้ประโยชน์ทรัพยากรน้ำร่วมกัน ทำให้มีความมั่งคงทางอาหารและพลังงาน การผลิต และการบริโภคเป็นมิตรต่อสิ่งแวดล้อม

๔.๒.๒ เป้าหมายหลัก

๑) ความอยู่เย็นเป็นสุขและความสงบสุขของสังคมไทยเพิ่มขึ้น ความเหลื่อมล้ำในสังคมลดลง สัดส่วน ผู้อยู่ใต้เส้นความยากจนลดลง

 ๒) เศรษฐกิจเติบโตในอัตราที่เหมาะสมตามศักยภาพของประเทศโดยให้ความสำคัญกับการเพิ่ม ผลิตภาพรวมไม่ต่ำกว่าร้อยละ ๓.๐ ต่อปี เพิ่มขีดความสามารถในการแข่งขันทางเศรษฐกิจของประเทศ เพิ่มมูลค่าผลิตภัณฑ์ ของวิสาหกิจขนาดกลางและขนาดย่อมต่อผลิตภัณฑ์มวลรวมในประเทศให้มีสัดส่วนไม่ต่ำกว่าร้อยละ ๔๐.๐

๓) ปริมาณน้ำที่สามารถควบคุมและปริมาณน้ำท่าใช้ประโยชน์เพิ่มขึ้น รวมทั้งเพิ่มการใช้น้ำใต้ดิน ลดความเสียหายจากอุทกภัยและเพิ่มมูลค่าน้ำ

47

 ๔) คุณภาพสิ่งแวดล้อมอยู่ในเกณฑ์มาตรฐาน เพิ่มประสิทธิภาพการลดการปล่อยก๊าซเรือนกระจก รวมทั้งเพิ่มพื้นที่ป่าไม้เพื่อรักษาสมดุลระบบนิเวศ

๔.๒.๓ ตัวชี้วัด

๑) ดัชนีความอยู่เย็นเป็นสุข ดัชนีความสงบสุข สัดส่วนรายได้ระหว่างกลุ่มประชากรที่รายได้ สูงสุดร้อยละ ๑๐.๐ กับกลุ่มที่มีรายได้น้อยร้อยละ ๑๐.๐ และสัดส่วนผู้อยู่ใต้เส้นความยากจน

 ๒) อัตราการเจริญเติบโตทางเศรษฐกิจ อัตราเงินเฟ้อ ผลิตภาพการผลิตรวม อันดับความสามารถ ในการแข่งขันทางเศรษฐกิจของประเทศ สัดส่วนมูลค่าผลิตภัณฑ์ของวิสาหกิจขนาดกลางและขนาดย่อมต่อผลิตภัณฑ์มวล รวมในประเทศ

๓) สัดส่วนของปริมาณน้ำที่สามารถควบคุมและปริมาณน้ำท่าใช้ประโยชน์รายปีต่อปริมาณน้ำ ผิวดินทั้งหมด สัดส่วนของการใช้น้ำใต้ดินต่อศักยภาพน้ำใต้ดิน ร้อยละของค่าใช้จ่ายบรรเทาอุทกภัย และจำนวนโครงการ เพิ่มมูลค่าน้ำ

๙) คุณภาพ ร้อยละของพื้นที่ป่าไม้ต่อพื้นที่ประเทศ และสัดส่วนการปล่อยก๊าซเรือนกระจกต่อ

หัวประชากร

<.m แผนการบริการจัดการทรัพยากรน้ำอย่างเป็นระบบ

การพัฒนาทรัพยากรน้ำอย่างเป็นระบบ ให้คนในสังคมอยู่ร่วมกันอย่างมีความสงบสุขเศรษฐกิจเจริญเติบโตอย่างมี คุณภาพและยั่งยืน ภายใต้กระแสการเปลี่ยนแปลงทั้งภายนอกและภายในประเทศที่ปรับเปลี่ยนเร็ว คาดการณ์ได้ยากและ ซับซ้อนมากยิ่งขึ้น การจัดทำแผนการบริหารจัดการทรัพยากรน้ำอย่างเป็นระบบ ซึ่งจำเป็นต้องกำหนดทิศทางและ ยุทธศาสตร์การพัฒนาที่เหมาะสม โดยเร่งสร้างภูมิคุ้มกันเพื่อป้องกันปัจจัยเสี่ยงและเสริมฐานรากของประเทศด้านต่าง ๆ ให้เข้มแข็ง ควบคู่กับการให้ความสำคัญกับการพัฒนาคนและสังคมไทยให้มีคุณภาพ ก้าวทันต่อการเปลี่ยนแปลง มีโอกาส การเข้าถึงทรัพยากรและได้รับประโยชน์จากการพัฒนาทรัพยากรน้ำที่สนับสนุนการเจริญเติบโตทางเศรษฐกิจและสังคม อย่างเป็นธรรม รวมทั้งสร้างโอกาสทางเศรษฐกิจด้วยฐานความรู้และความคิดสร้างสรรค์บนพื้นฐานการผลิต และการบริโภค ที่เป็นมิตรต่อสิ่งแวดล้อมอันจะนำไปสู่การพัฒนาทรัพยากรน้ำ และพัฒนาประเทศที่มั่นคงและยั่งยืนมียุทธศาสตร์การพัฒนา ทรัพยากรน้ำที่สำคัญดังนี้

๔.๓.๑ ยุทธศาสตร์การพัฒนาแหล่งน้ำและเพิ่มประสิทธิภาพโครงการที่ยั่งยืน ให้ความสำคัญกับการ บริหารจัดการทรัพยากรธรรมชาติที่เป็นฐานการผลิตภาคเกษตรให้เข้มแข็งและสามารถใช้ประโยชน์ได้อย่างยั่งยืนเพื่อให้ ภาคเกษตรเป็นฐานการผลิตอาหารและพลังงานที่มีความมั่นคงของประเทศโดยมีกลยุทธ์ดังนี้

๑) กลยุทธ์การป้องกัน รักษา ฟื้นฟู พัฒนา และใช้ประโยชน์แหล่งน้ำธรรมชาติโดยมีมาตรการที่ เกี่ยวข้องดังนี้ (๑) การป้องกัน รักษา ฟื้นฟู พัฒนาแหล่งน้ำธรรมชาติตามศักยภาพและความเหมาะสม (๒) จัดการแหล่ง น้ำธรรมชาติเพื่อบรรเทาปัญหาความยากจน (๓) ศึกษา วิจัย ส่งเสริมสนับสนุนและเผยแพร่ความรู้ด้านการอนุรักษ์พัฒนา และใช้ประโยชน์แหล่งน้ำธรรมชาติให้เป็นทุนเสริมสร้างเศรษฐกิจชุมชน (๔) การอนุรักษ์แหล่งน้ำบาดาล (๕) การใช้น้ำ บาดาลร่วมกับน้ำผิวดินเสริมการเกษตร

 ๒) กลยุทธ์การเก็บกักน้ำให้พอเพียงและใช้อย่างมีประสิทธิภาพ โดยมีมาตรการที่เกี่ยวข้องดังนี้
 (๑) พัฒนาแหล่งน้ำตามศักยภาพของลุ่มน้ำ (๒) พัฒนาแหล่งน้ำสำหรับผู้ใช้น้ำทุกภาคส่วน (๓) พัฒนาแหล่งน้ำสำหรับ ประชาชนทุกหมู่บ้านเพื่ออุปโภคบริโภค (๔) พัฒนาแหล่งน้ำสำหรับพื้นที่ยากจน (๕) จัดหาแหล่งน้ำสำหรับนิคม/เขต อุตสาหกรรม (๖) การกำหนดพื้นที่ปลูกพืชในเขตชลประทาน (๗) เพิ่มประสิทธิภาพการใช้น้ำ (๘) เพิ่มน้ำต้นทุนให้แหล่ง ท่องเที่ยวที่เป็นเกาะ ๓) กลยุทธ์การเพิ่มประสิทธิภาพโครงการเดิม (ใช้งาน> ๒๐ ปี) โดยมีมาตรการที่เกี่ยวข้องดังนี้ (๑)
 จัดเตรียมแผนงานโครงการเพิ่มประสิทธิภาพโครงการเดิม (๒) ปรับปรุงโครงการ (๓) การเพิ่มประสิทธิภาพการใช้งานและ
 การดูแลรักษาโครงการ (๔) ติดตามและประเมินผลโครงการ

๙) กลยุทธ์การดุลยภาพการใช้น้ำให้ทุกภาคส่วนที่เหมาะสมและเป็นธรรม โดยมีมาตรการที่เกี่ยวข้อง
 ดังนี้ (๑) ลดการทำนาในพื้นที่ไม่เหมาะสม (๒) เพิ่มประสิทธิภาพในการใช้น้ำในภาคเกษตรกรรม (๓) กำหนดสัดส่วนการ
 ใช้น้ำที่เหมาะสมในแต่ละลุ่มน้ำ (๔) เพิ่มประสิทธิภาพการใช้น้ำด้านอุปโภคบริโภค การท่องเที่ยวและอุตสาหกรรม (๖) การ
 ชดเชยเมื่อมีการแลกเปลี่ยนโควต้าน้ำที่ได้รับการจัดสรรในฤดูแล้งให้กลับอีกกิจกรรมหนึ่งในปีที่ขาดแคลน

๔.๓.๒. ยุทธศาสตร์การบรรเทาภัยที่เกิดจากน้ำ มุ่งเตรียมความพร้อมรับการเปลี่ยนแปลงที่ก่อให้เกิดภัย ธรรมชาติที่เกิดจากน้ำ โดยมีกลยุทธ์ดังนี้

๑) กลยุทธ์การป้องกันรักษาฟื้นฟูป่าไม้ และพื้นที่ต้นน้ำอย่างสมดุลและยั่งยืนโดยมีมาตรการที่ เกี่ยวข้องดังนี้ (๑) ดำเนินการปรับปรุงองค์กรเพื่อเพิ่มประสิทธิภาพในการเฝ้าระวังดูแลทรัพยากรป่าไม้ สร้างความเชื่อมโยง ระหว่างหน่วยงานส่วนกลางและส่วนภูมิภาคเพื่อให้มีการบริหารจัดการทรัพยากรป่าได้อย่างบูรณาการรวมทั้งการพัฒนา บุคลากรเพื่อเพิ่มประสิทธิภาพในการจัดการ (๒) เพิ่มประสิทธิภาพการกำหนดเขตพื้นที่ป่าอนุรักษ์และกำหนดการขยายตัว ของประชากรและสาธารณูปโภค (๓) ส่งเสริมการเพิ่มพื้นที่ป่าธรรมชาตินอกป่าอนุรักษ์ด้วยการสนับสนุนให้ใช้ที่ดินสาธารณะ ทุ่งเลี้ยงสัตว์ภูเขาลูกโดด และที่ดินอื่น ๆ ที่ประชาชนในบริเวณนั้นใช้ประโยชน์ร่วมกันเป็นป่าชุมชน (๔) จัดตั้งเครือข่ายอปท./ ประชาคม เพื่อเป็นกลไกขับเคลื่อนในการบริหารจัดการป่าไม้ (๕) จัดการที่ดิน ป่าไม้ เพื่อบรรเทาปัญหาความยากจน (๖) ศึกษาวิจัยส่งเสริมสนับสนุนและเผยแพร่ความรู้ด้านการอนุรักษ์ ดิน น้ำ ป่าไม้ เพื่อใช้ความได้เปรียบทางธรรมชาติเสริมสร้าง เศรษฐกิจชุมชน (๗) ฟื้นฟูป่าไม้

 ๒) กลยุทธ์การลดพื้นที่และความเสียหายจากอุทกภัยโดยมีมาตรการที่เกี่ยวข้องดังนี้ (๑) ชะลอการ ใหลของน้ำจากพื้นที่ต้นน้ำสู่อ่างเก็บน้ำ/พื้นที่กลางน้ำ (๒) บริหารจัดการอ่างเก็บน้ำเพื่อบรรเทาอุทกภัย (๓) เร่งระบายและ กระจายน้ำ (๔) การป้องกันอุทกภัยน้ำป่าไหลหลากและดินโคลนถล่ม (๕) เพิ่มขีดความสามารถระบบป้องกันน้ำท่วมพื้นที่ ท่องเที่ยวที่สำคัญ (๖) การบรรเทาสาธารณภัย (๗) ป้องกันรักษาฟื้นฟูพัฒนาแหล่งน้ำธรรมชาติ (๘) พัฒนาแหล่งน้ำตามศักยภาพ ของลุ่มน้ำ

๓) กลยุทธ์การป้องกันรักษาและฟื้นฟูคุณภาพน้ำของแหล่งน้ำโดยมีมาตรการที่เกี่ยวข้องดังนี้ (๑) การอนุรักษ์แหล่งน้ำ (๒) ควบคุมป้องกันและแก้ไขคุณภาพสิ่งแวดล้อม (๓) สนับสนุนการจัดการน้ำเสียโดยองค์กรชุมชน (๔) ส่งเสริมการจัดการน้ำเสียชุมชน (๕) ส่งเสริมการปรับเปลี่ยนกระบวนการผลิตของโรงงานอุตสาหกรรมให้เป็นมิตรกับสิ่งแวดล้อม (๖) ส่งเสริมการเกษตรที่ไม่ทำลายสิ่งแวดล้อม

๔.๓.๓. ยุทธศาสตร์การพัฒนาและใช้ประโยชน์แหล่งน้ำร่วมกัน ให้ความสำคัญกับการเพิ่มปริมาณน้ำต้นทุน ตามศักยภาพของลุ่มน้ำ การวางแผนจัดสรรน้ำและใช้ประโยชน์ร่วมกันอย่างเหมาะสมโดยมีกลยุทธ์ดังนี้

๑) กลยุทธ์การเพิ่มปริมาณน้ำต้นทุนโดยมีมาตรการที่เกี่ยวข้องดังนี้ (๑) จัดเตรียมแผนงานโครงการ เพิ่มปริมาณน้ำต้นทุน (๒) พัฒนาโครงการเพิ่มปริมาณน้ำต้นทุนตามศักยภาพของลุ่มน้ำ (๓) ใช้ประโยชน์น้ำต้นทุนที่เพิ่ม

 ๒) กลยุทธ์การพัฒนาเครือข่ายน้ำโดยมีมาตรการที่เกี่ยวข้องดังนี้ (๑) ส่งเสริมการจัดการทรัพยากร น้ำร่วมกันระหว่างลุ่มน้ำและกลุ่มลุ่มน้ำ (๒) จัดเตรียมแผนงานโครงการเครือข่ายน้ำ (๓) การใช้ประโยชน์ระบบเครือข่ายน้ำ
 ๓) กลยุทธ์การเพิ่มมูลค่าน้ำโดยมีมาตรการที่เกี่ยวข้องดังนี้ (๑) ส่งเสริมการผลิตและการใช้พลังงาน น้ำควบคู่กับการพัฒนาแหล่งน้ำ (๒) ส่งเสริมการพัฒนาระบบขนส่งทางน้ำและในอ่างเก็บน้ำ

๔.๓.๔. ยุทธศาสตร์การพัฒนาองค์กรและการบริหารจัดการ ให้ความสำคัญกับการเสริมสร้างความเข้มแข็ง ให้กับองค์กรในทุกระดับโดยมีกลยุทธ์ดังนี้ ๑) กลยุทธ์การเสริมสร้างศักยภาพการบริหารจัดการแบบบูรณาการและการมีส่วนร่วมโดยมี

มาตรการที่เกี่ยวข้องดังนี้ (๑) มีพ.ร.บ.ทรัพยากรน้ำเป็นกฎหมายหลักในการบริหารจัดการทรัพยากรน้ำของประเทศ (๒) ปรับปรุงนโยบายน้ำแห่งชาติ (๓) ปรับปรุงองค์กรให้สนองกลยุทธ์ที่กำหนดในยุทธศาสตร์การบริหารจัดการทรัพยากรน้ำ (๔) การปรับเปลี่ยนวัฒนธรรมในการทำงาน (๕) เพิ่มขีดความสามารถของเจ้าหน้าที่ (๖) ส่งเสริมให้มีการปฏิบัติงานอย่างมี ประสิทธิภาพ (๗) ส่งเสริมให้ชุมชนมีประสิทธิภาพในการจัดการทรัพยากรน้ำในท้องถิ่นตามหลักการในรัฐธรรมนูญ (๘) สนับสนุนการมีส่วนร่วมของประชาชนในการจัดทำโครงการของรัฐ (๙) รณรงค์ให้ประชาชนมีส่วนร่วมในการประหยัดน้ำ และสร้างภูมิปัญญาด้านการจัดการน้ำร่วมกัน (๑๐) พัฒนากลไกในการจัดทำแผนงบประมาณเชิงบูรณาการ (๑๑) มีพ.ร.บ.คุ้มครองพื้นที่เกษตรกรรม

 ๒) กลยุทธ์การพัฒนาระบบฐานข้อมูลองค์ความรู้และเทคโนโลยีโดยมีมาตรการที่เกี่ยวข้องดังนี้
 (๑) สะสมข้อมูลองค์ความรู้และเทคโนโลยี
 (๒) มีหลักสูตรเกี่ยวกับทรัพยากรลุ่มน้ำในแต่ละระดับชั้นของการศึกษา ภาคบังคับและการศึกษานอกโรงเรียน (๓) การสร้างความเข้าใจกับสังคม/ประชาชนในลุ่มน้ำเกี่ยวกับโครงการด้านพัฒนา แหล่งน้ำของภาครัฐ (๔) จัดทำทะเบียนโครงการพัฒนาแหล่งน้ำขนาดเล็ก



Comparing the Normalized Difference Infrared Index (NDII) with root zone storage in a lumped conceptual model





Hydrol. Earth Syst. Sci., 20, 3361–3377, 2016 www.hydrol-earth-syst-sci.net/20/3361/2016/ doi:10.5194/hess-20-3361-2016 © Author(s) 2016. CC Attribution 3.0 License.

วิศวกรรมทรัพยากรน้ำและเทคโนโลยี



Hydrology and Earth System

Comparing the Normalized Difference Infrared Index (NDII) with root zone storage in a lumped conceptual model

Nutchanart Sriwongsitanon¹, Hongkai Gao², Hubert H. G. Savenije², Ekkarin Maekan¹, Sirikanya Saengsawang¹, and Sansarith Thianpopirug¹

¹Department of Water Resources Engineering, Faculty of Engineering, Kasetsart University, Bangkok, Thailand ²Water Resources Section, Delft University of Technology, Delft, the Netherlands

Correspondence to: Hubert H. G. Savenije (h.h.g.savenije@tudelft.nl)

Received: 16 July 2015 – Published in Hydrol. Earth Syst. Sci. Discuss.: 27 August 2015 Revised: 25 July 2016 – Accepted: 27 July 2016 – Published: 23 August 2016

Abstract. With remote sensing we can readily observe the Earth's surface, but direct observation of the sub-surface remains a challenge. In hydrology, but also in related disciplines such as agricultural and atmospheric sciences, knowledge of the dynamics of soil moisture in the root zone of vegetation is essential, as this part of the vadose zone is the core component controlling the partitioning of water into evaporative fluxes, drainage, recharge, and runoff. In this paper, we compared the catchment-scale soil moisture content in the root zone of vegetation, computed by a lumped conceptual model, with the remotely sensed Normalized Difference Infrared Index (NDII) in the Upper Ping River basin (UPRB) in northern Thailand. The NDII is widely used to monitor the equivalent water thickness (EWT) of leaves and canopy. Satellite data from the Moderate Resolution Imaging Spectroradiometer (MODIS) were used to determine the NDII over an 8-day period, covering the study area from 2001 to 2013. The results show that NDII values decrease sharply at the end of the wet season in October and reach lowest values near the end of the dry season in March. The values then increase abruptly after rains have started, but vary in an insignificant manner from the middle to the late rainy season. This paper investigates if the NDII can be used as a proxy for moisture deficit and hence for the amount of moisture stored in the root zone of vegetation, which is a crucial component of hydrological models. During periods of moisture stress, the 8-day average NDII values were found to correlate well with the 8-day average soil moisture content (S_u) simulated by the lumped conceptual hydrological rainfall-runoff model FLEX for eight sub-catchments in the Upper Ping basin. Even the deseasonalized Su and NDII (after subtracting the dominant seasonal signal) showed good correlation during periods of moisture stress. The results illustrate the potential of the NDII as a proxy for catchmentscale root zone moisture deficit and as a potentially valuable constraint for the internal dynamics of hydrological models. In dry periods, when plants are exposed to water stress, the EWT (reflecting leaf water deficit) decreases steadily, as moisture stress in the leaves is connected to moisture deficits in the root zone. Subsequently, when the soil moisture is replenished as a result of rainfall, the EWT increases without delay. Once leaf water is close to saturation - mostly during the heart of the wet season - leaf characteristics and NDII values are not well correlated. However, for both hydrological modelling and water management, the stress periods are most important, which is why this product has the potential of becoming a highly efficient model constraint, particularly in ungauged basins.

1 Introduction

Estimating the moisture content of the soil from remote sensing is one of the major challenges in the field of hydrology (e.g. De Jeu et al., 2008; Entekhabi et al., 2010). Soil moisture is generally seen as the key hydrological state variable determining the partitioning of fluxes (into direct runoff, recharge, and evaporation) (Liang et. al., 1994), the interaction with the atmosphere (Legates et. al., 2011), and the carbon cycle (Porporato et al., 2004). The root zone of ecosystems, being the dynamic part of the unsaturated zone, is the key part of the soil related to numerous sub-surface processes

(Shukla and Mintz, 1982). Several remote sensing products have been developed especially for monitoring soil moisture (e.g. SMOS, ERS, and AMSR-E) but until now correlations between remote sensing products and observed soil moisture at different depths have been modest at best (Parajka et al., 2006; Ford et al., 2014). There are a few possible explanations. One is that it is not (yet) possible to look into the soil deep enough to observe soil moisture in the root zone of vegetation (Shi et al., 1997; Entekhabi et al., 2010); the second is that soil moisture observations at certain depths are maybe not the right indicators for the amount of moisture stored in the root zone (Mahmood and Hubbard, 2007), which is rather determined by the vegetation-dependent, spatially variable, three-dimensional distribution and density of roots.

These mainstream methods to derive soil moisture from remote sensing have concentrated on direct observation of soil moisture below the surface. The vegetation, through the vegetation water content (VWC), perturbs this picture. As a result, previous studies have tried to determine the VWC from a linear relationship with the equivalent water thickness (EWT) that is measured by the Normalized Difference Infrared Index (NDII) (e.g. Yilmaz et al., 2008). The NDII was developed by Hardisky et al. (1983) using ratios of different values of near infrared reflectance (NIR) and short wave infrared reflectance (SWIR), defined by (ρ_{NIR} – ρ_{SWIR} / ($\rho_{NIR} + \rho_{SWIR}$), similar to the NDVI, which is defined by discrete red and near infrared. In addition to determining the water content of vegetation, the NDII can be effectively used to detect plant water stress according to the property of shortwave infrared reflectance, which is negatively related to leaf water content due to the large absorption by the leaf (e.g. Steele-Dunne et al., 2012; Friesen et al., 2012; Van Emmerik et al., 2015). Many studies have found relationships between the EWT and reflectance at the NIR and SWIR portion of the spectrum used for deriving NDII (Hardisky et al., 1983; Hunt and Rock, 1989; Gao, 1996; Ceccato et al., 2002; Fensholt and Sandholt, 2003). Yilmaz et al. (2008) found a significant linear relationship ($R^2 = 0.85$) between EWT and NDII. Subsequently, they tried to determine a relationship between EWT and VWC in order to be able to correct direct moisture observations from space. However, these relationships appeared to be vegetation and crop-type dependent.

Water is one of the determinant environmental variables for vegetation growth, especially in water-limited ecosystems during dry periods. From the plant physiology point of view, water absorption from the root zone is driven by osmosis. Subsequently, water transport from the roots to the leaves is driven by water potential differences, caused by diffusion of water out of stomata, called transpiration. This physiological relationship supports the correlation between root zone soil moisture content, moisture tension in the leaves, and the water content of plants.

Hence, the root zone moisture deficit is connected to the water content of the canopy/leaves, because soil moisture

suction pressure and moisture content in the leaves are directly connected (Rutter and Sands, 1958). The NDII was developed to monitor leaf water content (Hardisky et al., 1983), so one would expect a direct relation between NDII and root zone moisture deficit. The deficit again is a direct function of the amount of moisture stored in the root zone.

So, if leaf water thickness and the suction pressure in the root zone are connected, then the NDII would directly reflect the moisture content of the root zone. It would only reflect the moisture content in the influence zone of roots and not beyond that. Hence, the NDII could become a powerful indicator for monitoring root zone moisture content, providing an integrated, depth-independent estimation of how much water is accessible to roots, available for vegetation. In other words, the NDII would allow us to see vegetation as a sort of natural manometer, providing us with information on how much water is available in the sub-surface for use by vegetation. It would be an integrated indicator of soil moisture in the root zone, available directly at the scale of interest.

Thus, the hypothesis is that we can monitor the moisture content in the root zone from the observed moisture state of the vegetation by means of the NDII.

In this paper, we tested whether there exists a direct and functional relationship between a remote sensing product (the NDII) and the amount of moisture stored in the root zone, as simulated by a semi-distributed conceptual hydrological model, in which the root zone moisture content is a key state variable in the short- and long-term dynamics of the rainfall–runoff signal. Because the NDII is an indicator for water stress, the index is only expected to show a strong link with the moisture content of the root zone when there is a soil moisture deficit. Without water stress occurring within the leaves, particularly during wet periods, NDII would possibly not reflect variation in root zone soil moisture content (Korres et al., 2015).

The analysis was done using data from eight sub-basins of the Upper Ping River basin (UPRB), a tropical seasonal evergreen catchment in northern Thailand. This catchment is adequate for the purpose because it has eight well-gauged sub-basins with clearly different aridity characteristics and strong seasonality, providing a good testing ground for the comparison.

The remotely sensed NDII values have been compared to the root zone storage as modelled by a semi-distributed conceptual model (semi-distributed meaning that for each subcatchment a separate conceptual model has been used). The different sub-catchments demonstrate a variety of climatic properties that allow a more rigorous test than a fully lumped model could provide. In this way, a compromise has been found between the complexity and data requirements of a fully distributed model and the simplicity of a completely lumped model. One could argue that a fully distributed conceptual model would have been a better tool to assess the spatial and temporal pattern obtained by the NDII. This is correct, but this would have required the availability of more de-



Figure 1. The UPRB and the locations of the rain-gauge and runoff stations. The numbers indicate the 14 sub-basins of the UPRB.

tailed spatially distributed forcing data (particularly rainfall), which were not available. Moreover, if a semi-distributed lumped model, potentially less accurate than a distributed model, provides a good correlation with NDVI, then this would be a tougher text than with a fully distributed model.

2 Study site and data

2.1 Study site

The UPRB is situated between latitude $17^{\circ}14'30''$ to $19^{\circ}47'52''$ N and longitude $98^{\circ}4'30''$ to $99^{\circ}22'30''$ E in northern Thailand and can be separated into 14 sub-basins (Fig. 1) (Mapiam, et al., 2014). It has an area of approx-

54

imately 25 370 km² in the provinces of Chiang Mai and Lam Phun. The basin landform ranges from an undulating to a rolling terrain with steep hills at elevations of 1500– 2000 m, and valleys of 330–500 m (Mapiam and Sriwongsitanon, 2009; Sriwongsitanon, 2010). The Ping River originates in the Chiang Dao district, north of Chiang Mai, and flows downstream to the south to become the inflow for the Bhumibol Dam – a large dam with an active storage capacity of about 9.7 billion m³ (Sriwongsitanon, 2010). The climate of the region is controlled by tropical monsoons, with distinctive dry and wet seasons and free from snow and ice. The rainy season is influenced by the southwest monsoon and brings mild to heavy rainfall between May and October. Annual average rainfall and runoff of the UPRB are approx-

imately 1170 and 270 mm yr⁻¹, respectively. Avoiding the influence of other factors, these catchments are ideal cases to concentrate on the relationship between NDII and root zone moisture content. The land cover of the UPRB is dominated by forest (Sriwongsitanon and Taesombat, 2011).

2.2 Data collection

2.2.1 Rainfall data

Data from 65 non-automatic rain-gauge stations covering the period from 2001 to 2013 were used. A total of 42 stations are located within the UPRB while 23 stations are situated in its surroundings. These rain gauges are owned and operated by the Thai Meteorological Department and the Royal Irrigation Department. Quality control of the rainfall data was performed by comparing them to adjacent rainfall data. For each sub-basin, daily spatially averaged rainfall, by inverse distance squared, has been used as the forcing data of the hydrological model.

2.2.2 Runoff data

Daily runoff data from 1995 to 2011 at eight stations located in the UPRB were adequate to be used for FLEX calibration. These eight stations are operated by the Royal Irrigation Department in Thailand. The locations of these eight stations and the associated sub-basins are shown in Fig. 1. These eight stations control the runoff of the eight sub-basins on which the eight lumped conceptual models were calibrated. Runoff data at these stations are not affected by large reservoirs and have been checked for their reliability by comparing them with rainfall data covering their catchment areas at the same periods. Catchment characteristics and available data periods for model calibration of the selected eight subbasins are summarized in Table 1.

2.2.3 NDII data

The satellite data used for calculating the NDII is the MODIS level 3 surface reflectance product (MOD09A1), which is available at 500 m resolution in an 8-day composite of the gridded level 2 surface reflectance products. Each product pixel contains the best possible L2G observation during an 8-day period selected on the basis of high observation coverage, low view angle, absence of clouds or cloud shadow, and aerosol loading. MOD09 (MODIS Surface Reflectance) is a seven-band product, which provides an estimate of the surface spectral reflectance for each band as it would have been measured at ground level without atmospheric scattering or absorption. This product has been corrected for the effects of atmospheric gases and aerosols (Vermote et al., 2011). The available MODIS data covering the UPRB from 2001 to 2013 were downloaded from ftp://e4ftl01.cr. usgs.gov/MOLT. The HDF-EOS conversion tool was applied to extract the desired bands (bands 2 (0.841-0.876 µm) and

 $6 (1.628-1.652 \,\mu\text{m}))$ and re-projected into Universal Transverse Mercator (zone 47N, WGS84) from the original ISIN mapping grid.

3 Methods

3.1 Estimating vegetation water content using near infrared and short wave infrared

Estimates of vegetation water content (the amount of water in stems and leaves) are of interest to assess the vegetation water status in agriculture and forestry and have been used for drought assessment (Cheng et al., 2006; Gao, 1996; Gao and Goetz, 1995; Ustin et al., 2004; Peñuelas et al., 1993). Evidence from physically based radiative transfer models and laboratory studies suggests that changes in water content in plant tissues have a large effect on the leaf reflectance in several regions of the 0.7-2.5 µm spectrum (Fensholt and Sandholt, 2003). Tucker (1980) suggested that the spectral interval between 1.55 and 1.75 µm (SWIR) is the most suitable region for remotely sensed leaf water content. It is well known that these wavelengths are negatively related to leaf water content due to a large absorption by leaf water (Tucker, 1980; Ceccato et al., 2002). However, variations in leaf internal structure and leaf dry matter content also influence the SWIR reflectance. Therefore, SWIR reflectance values alone are not suitable for retrieving vegetation water content. To improve the accuracy of estimating the vegetation water content, a combination of SWIR and NIR (0.7-0.9 µm) reflectance information was utilized because NIR is only affected by leaf internal structure and leaf dry matter content but not by water content. A combination of SWIR and NIR reflectance information can remove the effect of leaf internal structure and leaf dry matter content and can improve the accuracy of retrieving the vegetation water content (Ceccato et al., 2001; Yilmaz et al., 2008; Fensholt and Sandholt, 2003).

On the basis of this idea, Hardisky et al. (1983) derived the NDII:

$$\text{NDII} = \frac{\rho_{0.85} - \rho_{1.65}}{\rho_{0.85} + \rho_{1.65}},\tag{1}$$

where $\rho_{0.85}$ and $\rho_{1.65}$ are the reflectances at 0.85 and 1.65 µm wavelengths, respectively. NDII is a normalized index and the values theoretically vary between -1 and 1. A low NDII value and especially below zero means that reflectance from $\rho_{0.85}$ is lower than the reflectance from $\rho_{1.65}$, which indicates canopy water stress.

The 8-day NDII values, as collected from MODIS, were averaged over each sub-basin to allow comparison to the 8-day average S_u (root zone storage) values extracted from the FLEX model results at each of the eight runoff stations.

We did not use field observations of soil moisture. One could argue that field observations should be used to link NDII to moisture stress. However, besides not being available, it is doubtful if point observations at fixed depth would

Table 1. Catchment characteristics and data period for selected eight sub-basins in the UPRB.

Sub-basin	Mae Taeng at Ban Mae Taeng (P.4A)	Nam Mae Chaem at Kaeng Ob Luang (P.14)	Ping River at Chiang Dao (P.20)	Nam Mae Rim at Ban Rim Tai (P21)	Nam Mae Klang at Pracha Uthit Bridge (P.24A)	Nam Mae Khan at Ban Klang (P.71)	Nam Mae Li at Ban Mae E Hai (P.76)	Nam Mae Tha at Ban Sop Mae Sapuad (P.77)
Area (km ²) Altitude range (m)	1902 1020	3853 991	1355 790	515 731	460 888	1771 828	1541 618	547 641
Average channel slope (%) Average forest and agricultural areas (%)	0.78 81.9, 16.5	0.81 91.8, 7.4	0.80 80.9, 12.8	0.72 86.1, 11.6	0.98 79.7, 14.2	0.69 86.1, 10.1	0.41 69.7, 20.1	0.63 80.4, 12.7
Average rainfall depth (wet season/drv season) (mm)	953 (88 %) 130 (12 %)	883 (92 %) 75 (8 %)	1076 (88 %) 150 (12 %)	1019(90%) 115(10%)	860 (88 %) 121(12 %)	1090 (89 %) 132 (11 %)	1092 (91 %) 106 (9 %)	757 (88%) 88 (10%)
Number of years data are coincident with NDII	11	7	12	11	12	6	12	12
Data period	1995-2011	1995-2007	1995–2012	1995-2011	1995-2012	1996–2009	1996-2012	1996–2012



Figure 2. Model structure of the FLEX.

provide a correct measure for the moisture content in the root zone. It is more likely that vegetation distributes its roots and adjusts its root density to the specific local conditions and that the root density and distribution is not homogeneous in space and depth.

3.2 The semi-distributed FLEX model

FLEX (Fig. 2) is a conceptual hydrological model with an HBV-like model structure developed in a flexible modelling framework (Fenicia et al., 2011; Gao et al., 2014a, b). The model structure comprises four conceptual reservoirs: the interception reservoir S_i (mm), the root zone reservoir representing the moisture storage in the root zone S_u (mm), the fast response reservoir $S_{\rm f}$ (mm), and the slow response reservoir S_s (mm). It also includes two lag functions representing the lag time from storm to peak flow (T_{lagF}) and the lag time of recharge from the root zone to the groundwater (T_{lagS}) . Besides a water balance equation, each reservoir has process equations that connect the fluxes entering or leaving the storage compartment to the storage in the reservoirs (so-called constitutive functions). Table 2 shows the 15 equations of the FLEX model, discussed below. The 11 model parameters with their distribution values are shown in Table 3, which have to be determined by model calibration. Forcing data include the elevation-corrected daily average rainfall (Gao et al., 2014a), daily average, minimum and maximum air temperature, and potential evaporation derived by the Hargreaves equation (Hargreaves and Samani, 1985).

Table 2. Water balance and constitutive equations used in $FLEX^L$.

Reservoirs	Water balance equations	Equation	Constitutive equations	Equation
Internetion	$dS_{i} = B = E = B$	(2)	$E_{i} = \begin{cases} E_{0}; S_{i} > 0\\ 0; S_{i} = 0 \end{cases}$	(3)
Interception	$\frac{dt}{dt} = P - E_i - P_e$	(2)	$P_{\rm e} = \begin{cases} 0; S_{\rm i} < S_{\rm i,max} \\ P; S_{\rm i} = S_{\rm i,max} \end{cases}$	(4)
Root zone	$\frac{\mathrm{d}S_{\mathrm{u}}}{\mathrm{d}S_{\mathrm{u}}} = P - R - F$	(5)	$\frac{R}{P_{\rm e}} = 1 - (1 - \frac{S_{\rm u}}{(1 + \beta)S_{\rm u,max}})^{\beta}$	(6)
reservoir	$dt = T_e - R - L_t$	(3)	$E_{t} = (E_{0} - E_{i}) \cdot \min(1, \frac{S_{u}}{C_{e}S_{u,max}(1 + \beta)})$	(7)
			$R_{\rm f} = R \cdot D$	(8)
			$R_{\rm s} = R \cdot (1 - D)$	(9)
Splitter and Lag function			$R_{\rm fl}(t) = \sum_{i=1}^{T_{\rm lag}} c(i) \cdot R_{\rm f}(t-i+1)$	(10)
			$c(i) = i / \sum_{u=1}^{T_{\text{lag}}} u$	(11)
Etin	$dS_{f} = R = O = O$	(12)	$Q_{\rm ff} = \max(0, S_{\rm f} - S_{\rm f,max}) / K_{\rm ff}$	(13)
rast reservoir	$\frac{dt}{dt} = \kappa_{\rm fl} - Q_{\rm ff} - Q_{\rm f}$	(12)	$Q_{\rm f}=S_{\rm f}$ / $K_{\rm f}$	(14)
Slow reservoir	$\frac{\mathrm{d}S_{\mathrm{s}}}{\mathrm{d}t} = R_{\mathrm{s}} - Q_{\mathrm{s}}$	(15)	$Q_{\rm s} = S_{\rm s} / K_{\rm s}$	(16)

 Table 3. Parameter ranges of the FLEX model.

Parameter	Range	Parameter	Range
$S_{i,\max} \text{ (mm)}$ $S_{u,\max} \text{ (mm)}$ $\beta(-)$ $C_{e} (-)$ $D (-)$ $S_{f \max} \text{ (mm)}$	(0.1, 6)(10, 1000)(0, 2)(0.1, 0.9)(0, 1)(10, 200)	$ \begin{array}{c} K_{\rm ff} \left({\rm d} \right) \\ T_{\rm lagF} \left({\rm d} \right) \\ T_{\rm lagS} \left({\rm d} \right) \\ K_{f} \left({\rm d} \right) \\ K_{\rm S} \left({\rm d} \right) \end{array} $	(1, 9)(0, 5)(0, 5)(1, 40)(10, 500)
·			

3.2.1 Interception reservoir

The interception reservoir uses the water balance equation, Eq. (2), presented in Table 2. The interception evaporation $E_i \pmod{d^{-1}}$ is calculated by potential evaporation $E_0 \pmod{d^{-1}}$ and the storage of the interception reservoir $S_i \pmod{d^{-1}}$ and the storage of the interception reservoir $S_i \pmod{d^{-1}}$ as long as the S_i is less than its storage capacity $S_{i,\max} \pmod{d^{-1}}$ (Eq. 4) (de Groen and Savenije, 2006).

3.2.2 Root zone reservoir

The moisture content in the root zone is simulated by a reservoir (Eq. 5) that partitions effective rainfall into infiltration

Table 4. Average NDII values during the wet season, the dry season, and the whole year from 2001 to 2013, and their order of moisture content (range is 1-13; lower values indicate less NDII) for the entire UPRB.

Year	Wet season (May–October)	Dry season (November–April)	Annual
2001-2002	0.223 (2)	0.119 (7)	0.171 (4)
2002-2003	0.205 (9)	0.149(1)	0.177 (1)
2003-2004	0.218 (5)	0.091 (12)	0.155 (12)
2004-2005	0.210 (8)	0.088 (13)	0.149 (13)
2005-2006	0.200 (11)	0.128 (3)	0.164 (7)
2006-2007	0.224 (1)	0.111 (10)	0.168 (5)
2007-2008	0.222 (3)	0.130 (2)	0.176 (2)
2008-2009	0.221 (4)	0.123 (5)	0.172 (3)
2009-2010	0.213 (7)	0.101 (11)	0.157 (11)
2010-2011	0.197 (13)	0.128 (4)	0.163 (8)
2011-2012	0.216 (6)	0.116 (9)	0.166 (6)
2012-2013	0.201 (10)	0.118 (8)	0.159 (10)
2013-2014	0.199 (12)	0.123 (6)	0.161 (9)
Average	0.211	0.118	0.165
Maximum	0.224	0.149	0.177
Minimum	0.197	0.088	0.149

and runoff R (mm d⁻¹), and determines the transpiration by vegetation E_t (mm d⁻¹). Being the key partitioning point, the root zone storage reservoir is the core of the FLEX model. For the partitioning between infiltration and runoff, we applied the widely used beta function (Eq. 6) of the Xinanjiang model (Zhao, 1992; Liang et al., 1992), developed based on the variable contribution area theory (Hewlett and Hibbert, 1967; Beven, 1979), but which can equally reflect the spatial probability distribution of runoff thresholds. The moisture storage in the root zone reservoir is represented by $S_{\rm u}$ (mm). The beta function defines the runoff percentage C_r (–) for each time step as a function of the relative soil moisture content ($S_u / S_{u,max}$). In Eq. (6), $S_{u,max}$ (mm) is the root zone storage capacity and β (–) is the shape parameter describing the spatial distribution of the root zone storage capacity over the catchment. In Eq. (7), the relative soil moisture and potential evaporation are used to determine the transpiration $E_{\rm t} \, ({\rm mm} \, {\rm d}^{-1}); \, C_{\rm e} \, (-)$ indicates the fraction of $S_{\rm u,max}$ above which the transpiration is no longer limited by soil moisture stress ($E_t = E_0 - E_i$).

3.2.3 **Response routine**

In Eq. (8), $R_{\rm f} \, ({\rm mm} \, {\rm d}^{-1})$ indicates the flow into the fast response routine; D(-) is a splitter to separate recharge from preferential flow. In Eq. (9), $R_s \pmod{d^{-1}}$ indicates the flow into the groundwater reservoir. Equations (10) and (11) are used to describe the lag time between storm and peak flow. $R_{\rm f}$ (t-i+1) is the generated fast runoff from the root zone at time t-i+1; T_{lag} is a parameter which represents the time lag between storm and fast runoff generation; c(i) is the weight of the flow in i - 1 days before; and $R_{\rm fl}(t)$ is the discharge into the fast response reservoir after convolution.

tionships between storages and releases, are applied to conceptualize the discharge from the fast runoff reservoir, and slow response reservoir. Eq. (12) presents the water balance of the fast reservoir in which $Q_{\rm ff} \,({\rm mm}\,{\rm d}^{-1})$ is the direct surface runoff, with timescale $K_{\rm ff}$ (d), described by Eq. (13), activated when the storage of fast response reservoir exceeds the threshold $S_{f,max}$ (mm), and Q_f (mm d⁻¹) is the fast subsurface flow, with timescale $K_{\rm f}$ (d), described by Eq. (14). The slow groundwater reservoir is described by Eq. (15), which generates the slow runoff $Q_s \,(\text{mm d}^{-1})$ with timescale $K_{\rm s}$ (d), described by Eq. (16). $Q_{\rm m} \, ({\rm mm}\,{\rm d}^{-1})$ is the total amount of runoff simulated from the three individual components, adding up $Q_{\rm ff}$, $Q_{\rm f}$, and $Q_{\rm s}$.

The linear response reservoirs, representing linear rela-

3.2.4 Model calibration

A multi-objective calibration strategy has been adopted in this study to allow for the model to effectively reproduce different aspects of the hydrological response, i.e. high flow, low flow, and the flow duration curve. The model was therefore calibrated to three Kling-Gupta (K-G) efficiencies (Gupta et al., 2009): (1) the K–G efficiency of flows (I_{KGE}) measures the performance of hydrograph reproduction, especially for high flows; (2) the K-G efficiency of the logarithm of flows emphasizes low flows (I_{KGL}); and (3) the K–G efficiency of the flow duration curve (I_{KGF}) represents the flow statistics.

The MOSCEM-UA (Multi-Objective Shuffled Complex Evolution Metropolis-University of Arizona) algorithm (Vrugt et al., 2003) was used as the calibration algorithm to find the Pareto-optimal solutions defined by the mentioned three objective functions. This algorithm requires three parameters including the maximum number of iterations, the number of complexes, and the number of random samples that is used to initialize each complex. To ensure fair comparison, the parameters of MOSCEM-UA were set based on the number of model parameters. Therefore, the number of complexes is equal to the number of free parameters n; the number of random samples is equal to $n \cdot n \cdot 10$; and the number of iterations was set to 30000. The model is a widely validated model, which is only used here to derive the magnitude of the root zone moisture storage. Therefore, validation is not considered necessary, since the model is merely meant to compare calibrated values of S_u with NDII.

3.3 Deseasonalization

Seasonal signals exist both in the NDII and S_u time series. This can lead to spurious correlation. Therefore, we deseasonalized both signals to eliminate this strong signal (Schaefli and Gupta, 2007) and subsequently compare the deviations from the seasonal signals of both NDII and $S_{\rm u}$. Firstly, the NDII and S_u were normalized between 0 and 1. Then, seasonal patterns of NDII and S_u were determined as the av-





Figure 3. Monthly average NDII values for the UPRB in 2004. The green colour indicates an NDII between 0.15 and 0.30, yellow between 0 and 0.15, orange between -0.15 and 0, and red an NDII < -0.15) representing relatively high, medium, low, and very low root zone moisture content.



Figure 4. Monthly average NDII values for six sub-basins compared to the basin average in the UPRB. Note that three wettest and three driest basins are presented in this graph.

erage seasonal signals, after which they were subtracted from the normalized data.

4 Results

4.1 Spatial and seasonal variation of NDII values over the UPRB

To demonstrate the spatial and seasonal behaviour of the NDII over the UPRB, the 8-day NDII values were aggregated to monthly values for 2001–2013. Figure 3 shows examples of monthly average NDII values for the UPRB in 2004, which is the year with the lowest annual average NDII value. The figure shows that NDII values are higher during the wet season (May–October) and lower during the dry season (November–April). The lower amounts of rainfall between November and April cause a continuous reduction of NDII values. On the other hand, higher amounts of rainfall between May and October result in increasing NDII values. However, NDII values appear to vary little between July and October.

The average NDII values during the wet season, the dry season, and the whole year within the 13 years are presented in Table 4. The table also shows the order of the NDII values from the highest (number 1) to the lowest (number 13). It can be seen that the annual average NDII value for the whole basin is approximately 0.165, while the average values during the wet and dry season are about 0.211 and 0.118, respectively. The highest mean annual value (NDII = 0.177) occurred in 2002–2003 and the lowest (NDII = 0.149) in 2004–2005. The highest (NDII = 0.149) and lowest (NDII = 0.088) dry season values were reported in 2002–2003 and 2004–2005, respectively. On the other hand, the highest (NDII = 0.224) and lowest

(NDII = 0.197) wet season values were observed in 2006–2007 and 2010—2011, respectively. It can be concluded that a dry season with relatively low moisture content and a wet season with high moisture content, as specified by NDII values, do not normally occur in the same year.

The 8-day NDII values were also computed for each of the 14 tributaries within the UPRB from 2001 to 2013. Table 5 shows the monthly averaged NDII values between 2001 and 2013 and the ranking order for each of the 14 tributaries. The results suggest that the Nam Mae Taeng, Nam Mae Rim, and Upper Mae Chaem, which have higher mean annual NDII values, have a higher moisture content than other tributaries, while Nam Mae Haad, Nam Mae Li, and Ping River sections 2 and 3, with lower mean annual NDII values, have lower moisture content than other tributaries. Monthly average NDII values for these six tributaries are presented in Fig. 4. It can be seen that during the dry season, NDII values of the three tributaries with the lowest values are a lot lower than those of the three with the highest NDII values. However, NDII values for these two groups are not significantly different during the wet season. The figure also reveals that NDII values tend to continuously increase from relatively low values in March to higher values in June. The values slightly fluctuate during the wet season before sharply falling once again when the rainy season ends, and reach their minimum values in February.

4.2 FLEX model results

Calibration of FLEX was done on the eight sub-catchments that have runoff stations. The results are summarized in Table 6. The performance of the model was quite good, as demonstrated in Table 7. In Fig. 5, the flow duration curves of runoff stations P.20 and P.21 are presented as examples of model performance. Table 7 shows the average Kling–Gupta efficiencies values for I_{KGE} , I_{KGL} , and I_{KGF} , which indicate the performance of high flows, low flows, and flow duration curve for the eight runoff stations. The results for the flow duration curve appear to be better than those of the high flows and especially the low flows. However, the overall results are acceptable and can be used for further analysis in this study.

4.3 Relation between NDII and root zone moisture storage (S_u)

The 8-day NDII values were compared to the 8-day average root zone moisture storage values of the FLEX model. It appears that during moisture stress periods, the relationship can be well described by an exponential function for each of the eight sub-catchments. Table 8 presents the coefficients of the exponential relationships as well as the coefficients of determination (R^2) for annual, wet season, and dry season values for each sub-catchment. The coefficients are merely meant for illustration. They should not be seen as functional relationships yet. The corresponding scatter plots are shown in

[able 5. Monthly avera	age NDII vi	alues betweer	1 2001 and 201	3 and the orc	ler of basin	moisture co	ntent for ea	ch of 14 sub	-basins witl	hin the UPR	Ĥ		
Sub-basin	Jan	Feb	Mar	Apr	May	Jun	Jul	Aug	Sep	Oct	Nov	Dec	Ave
Ping River section 1	0.14 (7.5)	0.06 (7.4)	0.02 (8.8)	0.07 (8.9)	0.17 (8.4)	0.21 (6.2)	0.22 (4.5)	0.22 (6.1)	0.24 (7.5)	0.23 (8.3)	0.22 (7.8)	0.18 (7.2)	0.16
Nam Mae Ngad	0.17 (5.2)	0.11(5.9)	0.07 (6.2)	0.10(6.3)	0.18 (6.9)	0.21 (7.1)	0.21 (7.5)	0.22(8.0)	0.23 (9.2)	0.23 (7.9)	0.23 (6.4)	0.20 (5.7)	0.18
Nam Mae Taeng	0.21 (1.3)	0.16(1.0)	0.13(1.2)	0.14 (2.1)	0.19(3.9)	0.21 (6.1)	0.22(6.0)	0.23 (4.5)	0.25 (3.1)	0.25(2.6)	0.26 (1.2)	0.24 (1.7)	0.21
Ping River section 2	0.07 (11.5)	0.02(9.8)	0.01(9.2)	0.04(11.6)	0.13 (13.1)	0.18 (13.0)	0.18(13.5)	0.19 (13.3)	0.21 (13.6)	0.21 (12.7)	0.17 (13.4)	0.12 (13.5)	0.13
Nam Mae Rim	0.17(5.3)	0.13(4.3)	0.10(3.9)	0.13(3.3)	0.20 (2.6)	0.22 (3.7)	0.22(4.0)	0.24 (2.5)	0.26(1.3)	0.26(1.2)	0.24 (3.7)	0.20(5.6)	0.20
Nam Mae Kuang	0.09(9.4)	0.03(9.5)	0.02(9.3)	0.05(10.1)	0.15(10.0)	0.20(8.1)	0.21(8.1)	0.22 (8.2)	0.24 (7.0)	0.23 (7.5)	0.20(10.4)	0.14 (10.7)	0.15
Nam Mae Ngan	0.18(4.0)	0.13(4.4)	0.10(4.9)	0.13(4.1)	0.19(3.9)	0.21 (5.3)	0.22(5.5)	0.23 (5.2)	0.25 (3.9)	0.24(4.5)	0.24 (4.5)	0.22(4.0)	0.19
Nam Mae Li	0.05 (12.5)	-0.04(12.5)	-0.04 (12.7)	0.02 (12.1)	0.14(11.9)	0.19(11.8)	0.20 (9.7)	0.23(8.3)	0.23(9.9)	0.21 (13.0)	0.18 (13.2)	0.13 (12.5)	0.12
Nam Mae Klang	0.19(3.3)	0.13(3.5)	0.12(2.8)	0.14 (2.3)	0.20 (2.9)	0.22 (4.8)	0.22 (7.2)	0.23 (7.6)	0.23(8.6)	0.24 (7.2)	0.24 (4.5)	0.22 (3.3)	0.20
Ping River section 3	0.06 (11.7)	-0.03(12.5)	-0.04 (12.3)	0.03 (11.2)	0.15 (9.3)	0.21 (7.2)	0.21 (8.7)	0.21 (9.9)	0.22 (11.4)	0.21 (11.9)	0.19 (11.2)	0.15 (10.3)	0.13
Upper Nam Mae Chaem	0.20 (1.9)	0.15(2.0)	0.12 (2.3)	0.13(4.2)	0.18 (6.7)	0.20 (9.5)	0.21 (9.2)	0.21 (9.1)	0.24 (6.2)	0.25(3.9)	0.26 (2.1)	0.24 (1.6)	0.20
Lower Nam Mae Chaem	(9.6) (9.8)	0.006 (10.7)	-0.007(10.8)	0.05(10.2)	0.15 (10.2)	0.20 (10.2)	0.20(9.9)	0.21 (8.9)	0.23(9.5)	0.23(8.3)	0.21 (8.9)	0.16 (9.2)	0.14
Nam Mae Haad	0.03 (14.0)	-0.07(14.0)	-0.06(13.8)	0.003 (12.9)	0.15(10.0)	0.21 (5.8)	0.22(6.4)	0.23 (6.2)	0.24 (5.2)	0.22 (9.7)	0.19 (11.2)	0.12 (12.4)	0.12
Nam Mae Tuen	0.13 (7.6)	0.05 (7.7)	0.05 (7.0)	0.10(5.9)	0.19 (5.2)	0.21 (6.2)	0.22(4.9)	0.222 (7.2)	0.23 (8.7)	0.24(6.2)	0.23 (6.5)	0.20(6.5)	0.17
Average	0.13	0.06	0.04	0.08	0.17	0.20	0.21	0.22	0.24	0.23	0.22	0.18	0.16
Maximum	0.21	0.16	0.13	0.14	0.20	0.22	0.22	0.24	0.26	0.26	0.26	0.24	0.21
Minimum	0.03	-0.07	-0.06	0.003	0.13	0.18	0.18	0.19	0.21	0.21	0.17	0.12	0.12

 Age
 (0)
 (0)
 (0)
 (0)
 (0)
 (0)
 (0)
 (0)
 (0)
 (0)
 (0)
 (0)
 (0)
 (0)
 (0)
 (0)
 (0)
 (0)
 (0)
 (0)
 (0)
 (0)
 (0)
 (0)
 (0)
 (0)
 (0)
 (0)
 (0)
 (0)
 (0)
 (0)
 (0)
 (0)
 (0)
 (0)
 (0)
 (0)
 (0)
 (0)
 (0)
 (0)
 (0)
 (0)
 (0)
 (0)
 (0)
 (0)
 (0)
 (0)
 (0)
 (0)
 (0)
 (0)
 (0)
 (0)
 (0)
 (0)
 (0)
 (0)
 (0)
 (0)
 (0)
 (0)
 (0)
 (0)
 (0)
 (0)
 (0)
 (0)
 (0)
 (0)
 (0)
 (0)
 (0)
 (0)
 (0)
 (0)
 (0)
 (0)
 (0)
 (0)
 (0)
 (0)
 (0)
 (0)
 (0)
 (0)
 (0)
 (0)
 (0)
 (0)
 (0)
 (0)
 (0)
 (0)</td
61



3370 N. Sriwongsitanon et al.: Comparing the Normalized Difference Infrared Index (NDII) with root zone storage

Figure 5. Examples of flow duration curves and simulated hydrographs using FLEX at runoff stations P.20 and P.21.

Table 6. FLEX parameters calibrated at eight runoff stations located in the UPRB.

Runoff station	S _{i,max} (mm)	S _{u,max} (mm)	Ce (-)	β (-)	D (-)	K _f (days)	Ks (days)	T _{lagF} (days)	T _{lagS} (days)	S _{f,max} (mm)	K _{ff} (days)
P.4A	2.0	463	0.30	0.66	0.77	2.9	42	1.1	49	93	9.1
P.14	2.3	269	0.55	1.16	0.65	4.0	63	1.5	39	155	7.6
P.21	2.3	388	0.31	0.90	0.64	2.1	66	2.4	48	33	2.5
P.20	2.0	324	0.47	0.50	0.79	7.7	103	1.0	25	69	1.7
P.24A	3.2	209	0.77	1.53	0.89	3.2	267	1.5	44	24	4.2
P.76	2.3	486	0.62	0.32	0.89	2.4	191	2.7	3	130	7.4
P.77	4.5	344	0.48	0.27	0.75	1.5	65	1.2	30	164	5.6
P.71	4.3	532	0.34	0.46	0.90	3.5	80	1.8	15	179	6.5

Table 7. FLEX model performance at eight runoff stations.

Station	Data period	$I_{\rm KGE}$	$I_{\rm KGL}$	I _{KGF}
P.4A	1995–2009	0.822	0.667	0.963
P.14	1995–2007	0.796	0.442	0.966
P.21	1995–2009	0.814	0.718	0.985
P.20	1995–2011	0.792	0.685	0.964
P.24A	1995–2011	0.623	0.598	0.945
P76	2000–2011	0.539	0.665	0.916
P.77 P.71 Average	1999–2011 1996–2009	0.775 0.823 0.748	0.612 0.714 0.638	0.970 0.975 0.961

Fig. 6. It can be clearly seen that the correlation is much better in the dry season than in the wet season. During the wet season, there may also be short periods of moisture stress, where the exponential pattern can be recognized, but no clear relation is found when the vegetation does not experience any moisture stress.

Examples of deseasonalized and scaled time series of NDII and root zone storage (S_u) values for the subcatchments P.20 and P.21 are presented in Fig. 7. The scaled time series of the NDII and S_u values were calculated by dividing their value by the differences between their maximum and minimum values: NDII/(NDIImax-NDIImin) and $S_{\rm u} / (S_{\rm u,max} - S_{\rm u,min})$, respectively, while the maximum and the minimum are the values within the overall considered time series. Figure 7 shows that the scaled NDII and S_u values are highly correlated during the dry season, but less so during the wet season. These results confirm the potential of NDII to effectively reflect the vegetation water content, which, through the suction pressure exercised by the moisture deficit, relates to the moisture content in the root zone. During dry periods, or during dry spells in the rainy season, as soon as the leaves of the vegetation experience suction pressure, we see high values of the coefficient of determination.

If the soil moisture in the root zone is above a certain threshold value, then the leaves are not under stress. In the UPRB, this situation occurs typically during the middle and late rainy season. The NDII then does not vary significantly while the root zone moisture storage may still vary, albeit above the threshold where moisture stress occurs. This causes a lower correlation between NDII and root zone storage during wet periods. Interestingly, even during the wet season dry spells can occur. We can see in Fig. 6, that during such a dry spell, the NDII and S_u again follow an exponential relationship.

We can see that the S_u , derived merely from precipitation and energy, is strongly correlated to the vegetation water observed by NDII during condition of moisture stress, without time lag (Fig. 6, and Figs. S1, S2 in the Supplement). Introduction of a time lag resulted in reduction of the correlation coefficients (see the Supplement). This confirms the direct response of vegetation to soil moisture stress, which confirms that the NDII can be used as a proxy for root zone moisture content.

The deseasonalized results of dry periods in subcatchments P.20 and P.21 are shown in Fig. 7. We found these variations of deseasonalized NDII and S_u to be similar in these two sub-catchments, with the coefficients of determination (R^2) as 0.32 and 0.18, respectively, in P.20 and P.21. More important than the coefficient of determination is the similarity between the deseasonalized patterns. For P.20, the year 2001 is almost identical, whereas the years 2004 and 2006 are dissimilar. In general, the patterns are well reproduced, especially if we take into account the implicit uncertainties of the lumped hydrological model, the uncertainties in the 8-day derived NDII, and the data of precipitation and potential evaporation used in the model. The results of other tributaries can be found in the supplementary materials.

5 Discussion

5.1 Is vegetation a troublemaker or a good indicator for the moisture content of the root zone?

In bare soil, remote sensors can only detect soil moisture within a few centimetres below the surface ($\sim 5 \text{ cm}$) (Entekhabi et al., 2010). Unfortunately, for hydrological modelling, the moisture state of the bare surface is of only limited interest. What is of key interest for understanding the dynamics of hydrological systems is the variability of the moisture content of the root zone, in which the main dynamics take place. This variability determines the rainfall–runoff behaviour, the transpiration of vegetation, and the partitioning between different hydrological fluxes. However, observing the soil moisture content in the root zone is still a major challenge (Entekhabi et al., 2010).

Normally, the moisture content of the surface layer is linked to the total amount of moisture in the root zone. Knowing the surface soil moisture, the root zone soil moisture can be estimated by an exponential decay filter (Albergel et al., 2008; Ford et al., 2014) or by models (Reichle, 2008). However, the surface soil moisture is only weakly related to root zone soil moisture (Mahmood and Hubbard, 2007); it only works if there is connectivity between the surface and deeper layers, and when a certain state of equilibrium has been reached (when the short-term dynamics after a rainfall event has levelled out). It is also observed that the presence of vegetation prevents the observation of soil moisture and further deteriorates the results (Jackson and Schmugge, 1991). Avoiding the influence of vegetation in observing soil moisture (e.g. by SMOS or SMAP) is seen as a challenge by some in the remote sensing community (Kerr et al., 2001; Entekhabi et al., 2010). Several algorithms have been proposed to filter out the vegetation impact (Jackson and Schmugge, 1991), also based on NDII (e.g. Yilmaz et al., 2008). But is



Figure 6. Scatter plots between the average NDII and the average root zone moisture storage (S_u) for eight sub-basins controlled by runoff stations. Regression lines are added merely to illustrate the degree of correlation.

Table 8. Exponential relationships between the average NDII values and simulated root zone moisture storage (S_u) in the eight sub-basins controlled by the eight runoff stations.

Runoff station	Annual relationship Wet season relationship Dry season relationship								
	а	b	<i>R</i> ²	а	b	R^2	а	b	R^2
P.4A	11.2	12.4	0.66	11.1	12.9	0.53	12.6	11.2	0.90
P.14	21.9	9.8	0.81	19.2	10.8	0.71	24.6	8.5	0.92
P.20	52.3	7.4	0.79	36.2	9.1	0.72	59.7	6.7	0.91
P.21	30.8	9.0	0.68	27.8	9.3	0.53	30.6	9.22	0.86
P.24A	22.1	8.5	0.60	24.2	8.3	0.41	22.4	8.1	0.81
P.71	2.1	19.9	0.77	1.9	20.5	0.65	2.3	19.0	0.87
P.76	10.1	13.6	0.85	8.1	14.4	0.74	10.8	14.6	0.87
P.77	35.4	8.0	0.70	20.7	10.2	0.61	40.6	7.7	0.83
Average	_	_	0.73	_	_	0.61	_	_	0.87

Note: $S_u = ae^{bNDII}$.



Figure 7. Scaled time series, seasonality, and deseasonalized (dry season) time series of the 8-day averaged NDII values compared to the 8-day averaged simulated root zone moisture storage (S_u) in the Nam Mae Rim sub-basin at P.20 (Chiang Dao) and P.21 (Ban Rim Tai) runoff stations. The coefficients of determination (R^2) of the deseasonalized NDII and S_u are 0.32 and 0.18, respectively, for P.20 and P.21. For the results of all the eight sub-basins, please refer to the Supplement.

vegetation a troublemaker, or does it offer an excellent opportunity to directly gauge the state of the soil moisture?

In this study, we found that vegetation, rather than becoming a problem, could become key to sensing the storage dynamics of moisture in the root zone. The water content in the leaves is connected to the suction pressure in the root zone (Rutter and Sands, 1958). If the suction pressure is above a certain threshold, then this connection is direct and very sensitive. We found a highly significant correlation between NDII and S_u , particularly during periods of moisture stress. During dry periods or dry spells in the rainy season, as soon as the leaves of the vegetation experience suction pressure, we see high values of the coefficient of determination. Observing the moisture content of vegetation provides us with direct information on the soil moisture state in the root zone. We also found that there is almost no lag time between S_u and NDII. This illustrates the fast response of vegetation to soil moisture variation, which makes the NDII a sensitive and direct indicator for root zone moisture content. In fact, the canopy acts as a kind of manometer for the root zone moisture content.

64

วิศวกรรมทรัพยากรน้ำและเทคโนโลยี

3374 N. Sriwongsitanon et al.: Comparing the Normalized Difference Infrared Index (NDII) with root zone storage

5.2 The validity of the hypothesis

In natural catchments, it is not possible to prove a hypothesis by using a calibrated model. There are too many factors contributing to the uncertainty of results: the processes are too heterogeneous, the observations are not without error, the climatic drivers are too uncertain and heterogeneous, and finally, there is substantial model uncertainty, both in the semidistributed hydrological model and in the remote sensing model used to determine the 8-day NDII product. In this case, we have selected a lumped conceptual model, which is good at mimicking the main runoff processes, but which lacks the detail of distributed models. Distributed models, however, require detailed and spatially explicit information (which is missing) and are generally over-parameterized, turning them highly unreliable in data-scarce environments. On top of this, there is considerable doubt if they provide the right answers for the right reasons.

This paper is not a modelling study but a test of the hypothesis whether the observed NDII correlates with the modelled root zone storage. We have seen in Fig. 6 that the correlation is strong during periods of moisture stress, but that when the root zone is near saturation the correlation is weak. But we also saw that even in the wet season, during short dry spells, the correlation is strong. Even when the seasonality is removed, the patterns between NDII and Su in Fig. 7 are similar, although there are two dry seasons when this is less the case (in 2004 and 2006). So given the implicit uncertainty of the hydrological model, the uncertainty of the meteorological drivers, as well as the river discharges to which the models have been calibrated, and the uncertainty associated with the relationship between NDII and EWT, the good correspondence between the NDII and the root zone storage of the model during periods of moisture stress support the potential value of the NDII as a proxy for root zone storage in a conceptual model. It is in our view even likely that the differences between the signals of the NDII and the S_u are rather related to model uncertainty, the uncertainty of the climatic drivers, the uncertainty in the relationship between NDII and EWT, and the problems of determining accurate NDII estimates over 8-day periods, than due to a weak correlation between the root zone storage and the NDII.

5.3 Implication in hydrological modelling

Simulation of root zone soil moisture is crucial in hydrological modelling (Houser et al., 1998; Western and Blöschl, 1999). Using estimates of soil moisture states could increase model performance and realism, but moreover, it would be powerful information to facilitate prediction in ungauged basins (Hrachowitz et al., 2013). However, until now, it has not been practical (e.g. Parajka et al., 2006; Entekhabi et al., 2010). Assimilating soil moisture in hydrological models, either from top-soil observation by remote sensing, or from the deeper soil column by models (Reichle, 2008), is still a challenge. Several studies showed how difficult it is to assimilate soil moisture data to improve daily runoff simulation (Parajka et al., 2006; Matgen et al., 2012).

There are several reasons why we have not compared our results with soil moisture observations in the field. Firstly, observations of soil moisture are not widely available. Moreover, it is not straightforward to link classical soil moisture observations to the actual moisture available in the root zone. Most observations are conducted at fixed depths and at certain locations within a highly heterogeneous environment. Without knowing the details of the root distribution, both horizontally and vertically, it is hard, if not impossible, to estimate the water volume accessible to plants through their root systems. We should realize that it is difficult to observe root zone soil moisture even at a local scale. But measuring root zone soil moisture at a catchment scale is even more challenging. State-of-the-art remote sensing techniques can observe spatially distributed soil moisture, but what they can see is only the near-surface layers if not blocked by vegetation. The top layer moisture may or may not be correlated with the root zone storage, amongst others, depending on the vegetation type, but it is definitely not the same.

By observing the moisture content of the leaves, the NDII represents the soil moisture content of the entire root zone, which is precisely the information that hydrological models require as this is the component that controls the occurrence and magnitude of storage deficits and thereby the moisture dynamics of a system. This study clearly shows the temporal correlation between S_u and NDII. From the relationship between NDII and S_u , we can directly derive a proxy for the soil moisture state at the actual scale of interest, which can potentially be assimilated in hydrological models. Being such a key state variable, the NDII-derived S_u could become a potentially powerful and otherwise unavailable constraint for the soil moisture component of hydrological models. This would mean a breakthrough in hydrological modelling as it would allow a robust parameterization of water partitioning into evaporative fluxes and drainage even in data-scarce environments. Given the implicit uncertainties in hydrological modelling, this new and readily available proxy could potentially enhance our implicitly uncertain modelling practice. More importantly, it would open completely new venues for modelling ungauged parts of the world and could become extremely useful for discharge prediction in ungauged basins (Hrachowitz et al., 2013).

We should, of course, be aware of regional limitations. The proxy only appears to work for periods of moisture stress. This study considered a tropical seasonal evergreen ecosystem, where periods of moisture stress regularly occur. In ecosystems which shed their leaves or go dormant, other conditions may apply. We need further investigations into the usefulness of this approach in catchments with different climates. In addition, the phenology of the ecosystem is of importance, which should be taken into consideration in follow-up research. Finally, a comparison with distributed or

semi-distributed models would be a further test of the value of the NDII as proxy for the root zone moisture content.

6 Conclusions

The NDII was used to investigate drought for the UPRB from 2001 to 2013. Monthly average NDII values appear to be spatially distributed over the UPRB, in agreement with seasonal variability and landscape characteristics. NDII values appear to be lower during the dry season and higher during the wet season as a result of seasonal differences between precipitation and evaporation. The NDII appears to correlate well with the moisture content in the root zone, offering a potential proxy variable for calibration of hydrological models in ungauged basins.

To illustrate the importance of NDII as a proxy for root zone moisture content in hydrological models, we applied the FLEX model to assess the root zone soil moisture storage (S_u) of eight sub-catchments of the UPRB controlled by eight runoff stations. The results show that the 8-day average NDII values over the study sub-basin correlate well with the 8-day average S_u for all sub-catchments during dry periods (average R^2 equals 0.87), and less so during wet spells (average R^2 equals 0.61). The NDII appears to be a promising proxy for root zone moisture content during dry spells when leaves are under moisture stress. The natural interaction between rainfall, soil moisture, and leaf water content can be visualized by the NDII, making it an important indicator both for hydrological modelling and drought assessment.

The potential of using the NDII to constrain model parameters (such as the power of the beta function β , recharge splitter *D*, and *C*_e in the transpiration function) in ungauged basins is an important new venue, which could potentially facilitate the major question of prediction in ungauged basins.

7 Data availability

The data set can be found at: https://zenodo.org/record/ 60491.

The Supplement related to this article is available online at doi:10.5194/hess-20-3361-2016-supplement.

Acknowledgements. We gratefully acknowledge Kasetsart University Research and Development Institute for financially supporting this research. We also appreciate Royal Irrigation Department and Thai Meteorological Department for providing the rainfall data. Finally, we sincerely thank the MODIS Land Discipline Group for creating and sharing the MODIS Land data used in this study.

Edited by: B. van den Hurk Reviewed by: R. Teuling, J. Parajka, and one anonymous referee

References

- Albergel, C., Rüdiger, C., Pellarin, T., Calvet, J.-C., Fritz, N., Froissard, F., Suquia, D., Petitpa, A., Piguet, B., and Martin, E.: From near-surface to root-zone soil moisture using an exponential filter: an assessment of the method based on in-situ observations and model simulations, Hydrol. Earth Syst. Sci., 12, 1323–1337, doi:10.5194/hess-12-1323-2008, 2008.
- Beven, K. J. and Kirkby, M. J.: A physically based, variable contributing area model of basin hydrology, Hydrol. Sci. Bull., 24, 43–69, 1979.
- Ceccato, P., Flasse, S., and Grégoire, J. M.: Designing a spectral index to estimate vegetation water content from remote sensing data: Part 2, Validations and applications, Remote Sens. Environ., 82, 198–207, doi:10.1016/S0034-4257(02)00036-6, 2002.
- Ceccato, P., Flasse, S., Tarantola, S., Jacquemoud, S., and Grégoire, J. M.: Detecting vegetation leaf water content using reflectance in the optical domain, Remote Sens. Environ., 77, 22– 33, doi:10.1016/S0034-4257(01)00191-2, 2001.
- Cheng, Y. B., Zarco-Tejada, P. J., Riaño, D., Rueda, C. A., and Ustin, S. L.: Estimating vegetation water content with hyperspectral data for different canopy scenarios: Relationships between AVIRIS and MODIS indexes, Remote Sens. Environ., 105, 354– 366, doi:10.1016/j.rse.2006.07.005, 2006.
- de Groen, M. M. and Savenije, H. H. G.: A monthly interception equation based on the statistical characteristics of daily rainfall, Water Resour. Res., 42, W12417, doi:10.1029/2006WR005013, 2006.
- De Jeu, R. A. M., Wagner, W., Holmes, T. R. H., Dolman, A. J., van de Giesen, N. C., and Friesen, J.: Global Soil Moisture Patterns Observed by Space Borne Microwave Radiometers and Scatterometers, Surv. Geophys., 28, 399–420, doi:10.1007/s10712-008-9044-0, 2008.
- Entekhabi, D., Nioku, E. G., O'Neill, P. E., Kellogg, K. H., Crow, W. T., Edelstein,W. N., Entin, J. K., Goodman, S. D., Jackson, T. J., Johnson, J., Kimball, J., Piepmeier, J. R., Koster, R. D., Martin, N., McDonald, K. C., Moghaddam, M., Moran, S., Reichle, R., Shi, J.-C., Spencer, M. W., Thurman, S. W., Leung, T., and Van Zyl, J.: The Soil Moisture Active Passive (SMAP) Mission, Proc. IEEE., 98, 704–716, 2010.
- Fenicia, F., Kavetski, D., and Savenije, H. H. G.: Elements of a flexible approach for conceptual hydrological modeling: 1. Motivation and theoretical development, Water Resour. Res., 47, W11510, doi:10.1029/2010WR010174, 2011.
- Fensholt, R. and Sandholt, I.: Derivation of a shortwave infrared stress index from MODIS near-and shortwave infrared data in a semiarid environment, Remote Sens. Environ., 87, 111–121, doi:10.1016/j.rse.2003.07.002, 2003.
- Ford, T. W., Harris, E., and Quiring, S. M.: Estimating root zone soil moisture using near-surface observations from SMOS, Hydrol. Earth Syst. Sci., 18, 139–154, doi:10.5194/hess-18-139-2014, 2014.
- Friesen, J., Steele-Dunne, S. C., and van de Giesen, N.: Diurnal Differences in Global ERS Scatterometer Backscatter Observations of the Land Surface, IEEE T. Geosci. Remote Sens., 50, 2595– 2602, 2012.
- Gao, B. C.: NDWI A normalized difference water index for remote sensing of vegetation liquid water from space, Remote Sens. Environ., 58, 257–266, doi:10.1016/S0034-4257(96)00067-3, 1996.

- Gao, B. C. and Goetz, A. F. H.: Retrieval of equivalent water thickness and information related to biochemical components of vegetation canopies from AVIRIS data, Remote Sens. Environ., 52, 155–162, doi:10.1016/0034-4257(95)00039-4, 1995.
- Gao, H., Hrachowitz, M., Fenicia, F., Gharari, S., and Savenije, H. H. G.: Testing the realism of a topography driven model (Flex-Topo) in the nested catchments of the Upper Heihe, China, Hydrol. Earth Syst. Sci., 18, 1895–1915, doi:10.5194/hess-18-1895-2014, 2014a.
- Gao, H., Hrachowitz, M., Schymanski, S. J., Fenicia, F., Sriwongsitanon, N., and Savenije, H. H. G.: Climate controls how ecosystems size the root zone storage capacity at catchment scale, Geophys. Res. Lett., 41, 7916–7923, doi:10.1002/2014GL061668, 2014b.
- Gupta, H. V., Kling, H., Yilmaz, K. K., and Martinez, G. F.: Decomposition of the mean squared error and NSE performance criteria: implications for improving hydrological modeling, J. Hydrol., 377, 80–91, doi:10.1016/j.jhydrol.2009.08.003, 2009.
- Hardisky, M. A., Klemas, V., and Smart, R. M.: The influence of soil salinity, growth form, and leaf moisture on the spectral radiance of Spartina alterniflora canopies, Photogram. Eng. Remote Sens., 49, 77–83, 1983.
- Hargreaves, G. H. and Samani, Z. A.: Reference crop evapotranspiration from temperature, Appl. Engine Agric., 1, 96–99, 1985.
- Hewlett, J. D. and Hibbert, A. R.: Factors affecting the response of small watersheds to precipitation in humid regions, in: Forest Hydrology, edited by: Sopper, W. E. and Lull, H. W., Pergamon Press, Oxford. 275–290, 1967.
- Houser, P. R., Shuttleworth, W. J., Famiglietti, J. S., Gupta, H. V., Syed, K. H., and Goodrich, D. C.: Integration of soil moisture remote sensing and hydrologic modeling using data assimilation, 34, 3405–3420, doi:10.1029/1998WR900001, 1998.
- Hunt, E. R. Jr. and Rock, B. N.: Detection of changes in leaf water content using near- and middle-infrared reflectances, Remote Sens. Environ., 30, 43–54, doi:10.1016/0034-4257(89)90046-1, 1989.
- Hrachowitz, M., Savenije, H. H. G., Blöschl, G., McDonnell, J. J., Sivapalan, M., Pomeroy, J. W., Arheimer, B., Blume, T., Clark, M. P., Ehret, U., Fenicia, F., Freer, J. E., Gelfan, A., Gupta, H. V., Hughes, D. A., Hut, R. W., Montanari, A., Pande, S., Tetzlaff, D., Troch, P. A., Uhlenbrook, S., Wagener, T., Winsemius, H. C., Woods, R. A., Zehe, E., and Cudennec, C.: A decade of Predictions in Ungauged Basins (PUB); a review, Hydrol. Sci. J., 58, 1–58, doi:10.1080/02626667.2013.803183, 2013.
- Jackson, T. J. and Schmugge, T. J.: Vegetation effects on the microwave emission of soils, Remote Sens. Environ., 36, 203–212, 1991.
- Kerr, Y. H., Waldteufel, P., Wigneron, J.-P., Martinuzzi, J.-M., Font, J., and Berger, M.: Soil Moisture Retrieval from Space: The Soil Moisture and Ocean Salinity (SMOS) Mission, IEEE T. Geosci. Remote Sens., 39, 1729–1735, 2001.
- Korres, W., Reichenau, T. G., Fiener, P., Koyama, C. N., Bogena, H. R., Cornelissen, T., Baatz, R., Herbst, M., Diekkrüger, B., Vereecken, H., and Schneider, K.: Spatio-temporal soil moisture patterns – A meta-analysis using plot to catchment scale data, J. Hydrol., 520, 326–341, doi:10.1016/j.jhydrol.2014.11.042, 2015.
- Legates, D. R., Mahmood, R., Levia, D. F., DeLiberty, T. L., Quiring, S. M., Houser, C., and Nelson, F. E.: Soil moisture: A central

and unifying theme in physical geography, Prog. Phys. Geogr., 35, 65–86, 2011.

้วิศวกรรมทรัพยากรน้ำและเทคโนโลยี

- Liang, X., Lettenmaier, D. P., Wood, E. F., and Burges, S. J.: A simple hydrologically based model of land surface water and energy fluxes for general circulation models, J. Geophys. Res.-Atmos., 99, 14415–14428, 1994.
- Mahmood, R. and Hubbard, K. G.: Relationship between soil moisture of near surface and multiple depths of the root zone under heterogeneous land uses and varying hydroclimatic conditions, Hydrol. Process., 25, 3449–3462, doi:10.1002/hyp.6578, 2007.
- Mapiam, P. P. and Sriwongsitanon, N.: Estimation of the URBS model parameters for flood estimation of ungauged catchments in the upper Ping river basin, Thailand, Science Asia, 35, 49–56, 2009.
- Mapiam, P. P., Sharma, A., and Sriwongsitanon, N.: Defining the Z~R relationship using gauge rainfall with coarse temporal resolution: Implications for flood forecast, J. Hydrol. Eng., 19, 04014004, doi:10.1061/(ASCE)HE.1943-5584.0000616, 2014.
- Matgen, P., Fenicia, F., Heitz, S., Plaza, D., de Keyser, R., Pauwels, V. R. N., Wagner, W., and Savenije, H.: Can ASCAT-derived soil wetness indices reduce predictive uncertainty in well-gauged areas? A comparison with in situ observed soil moisture in an assimilation application, Adv. Water Resour., 44, 49–65, doi:10.1016/j.advwatres.2012.03.022, 2012.
- Parajka, J., Naeimi, V., Blöschl, G., Wagner, W., Merz, R., and Scipal, K.: Assimilating scatterometer soil moisture data into conceptual hydrologic models at the regional scale, Hydrol. Earth Syst. Sci., 10, 353–368, doi:10.5194/hess-10-353-2006, 2006.
- Peñuelas, J., Filella, I., Biel, C., Serrano, L., and Savé, R.: The reflectance at the 950–970 nm region as an indicator of plant water status, Int. J. Remote Sens., 14, 1887–1905, doi:10.1080/01431169308954010, 1993.
- Porporato, A., Daly, E., and Rodriguez-Iturbe, I.: Soil water balance and ecosystem response to climate change, The American Naturalist, 164, 625–623, 2004.
- Reichle, R. H.: Data assimilation methods in the Earth sciences, Adv. Water Resour., 31, 1411–1418, 2008.
- Rutter, A. J. and Sands, K.: The relation of leaf water deficit to soil moisture tension in Pinus sylvestris, L. 1. The effect of soil moisture on diurnal change in water balance, New Phytol., 57, 50–65, 1958.
- Schaefli, B. and Gupta, H. V.: Do Nash values have value?, Hydrol. Process., 21, 2075–2080, 2007.
- Shi, J., Wang, J., Hsu, A. Y., O'Neill, P. E., and Engman, E. T.: Estimation of bare surface soil moisture and surface roughness parameter using L-band SAR image data, IEEE T. Geosci. Remote Sens., 35, 1254–1266, 1997.
- Shukla, J. and Mintz, Y.: Influence of land-surface evapotranspiration on the earth's climate, Science, 215, 1498–1501, 1982.
- Sriwongsitanon, N.: Flood forecasting system development for the Upper Ping River Basin, Nat. Sci., 44, 717–731, 2010.
- Sriwongsitanon, N. and Taesombat, W.: Effects of land cover on runoff coefficient, J. Hydrol., 410, 226–238, doi:10.1016/j.jhydrol.2011.09.021, 2011.
- Steele-Dunne, S. C., Friesen, J., and van de Giesen, N.: Using Diurnal Variation in Backscatter to Detect Vegetation Water Stress, IEEE T. Geosci. Remote Sens., 50, 2618–2629, 2012.

- Tucker, C. J.: Remote sensing of leaf water content in the near infrared, Remote Sens. Environ., 10, 23–32, doi:10.1016/0034-4257(80)90096-6, 1980.
- Ustin, S. L., Roberts, D. A., Gamon, J. A., Asner, G. P., and Green, R. O.: Using Imaging Spectroscopy to Study Ecosystem Processes and Properties. BioScience, 54, 523–534, doi:10.1641/0006-3568(2004)054[0523:UISTSE]2.0.CO;2, 2004.
- Van Emmerik, T., Steele-Dunne, S. C., Judge, J., and van de Giesen, N. C.: Impact of Diurnal Variation in Vegetation Water Content on Radar Backscatter From Maize During Water Stress, IEEE T. Geosci. Remote Sens., 53, 3855–3869, doi:10.1109/TGRS.2014.2386142, 2015.
- Vermote, E. F., Kotchenova, S. Y., and Ray, J. P.: MODIS Surface Reflectance User's Guide, available at: http://modis-sr.ltdri.org, 2011.

- Vrugt, J. A., Gupta, H. V., Bastidas, L. A., Bouten, W., and Sorooshian, S.: Effective and efficient algorithm for multiobjective optimization of hydrologic models, Water Resour. Res., 39, 1214, doi:10.1029/2002WR001746, 2003.
- Western, A. W. and Blöschl, G.: On the spatial scaling of soil moisture, J. Hydrol., 217, 203–224, 1999.
- Yilmaz, M. T., Hunt, E. R. Jr., and Jackson, T. J.: Remote sensing of vegetation water content from equivalent water thickness using satellite imagery, Remote Sens. Environ., 112, 2514–2522, doi:10.1016/j.rse.2007.11.014, 2008.
- Zhao, R. J.: The Xinanjiang model applied in China, J. Hydrol., 135, 371–381, doi:10.1016/0022-1694(92)90096-E, 1992.



HDPE Pipeline Length for Conditioning Anaerobic Process to Decrease BOD in Municipal Wastewater





<u>วิศวกรรมทรัพยากรน้ำและเทคโนโลยี</u>



EnvironmentAsia 11(1) (2018) 31-44 DOI 10.14456/ea.2018.3 ISSN 1906-1714; ONLINE ISSN: 2586-8861

HDPE Pipeline Length for Conditioning Anaerobic Process to Decrease BOD in Municipal Wastewater

Thanawat Jinjaruk ^{1,2}, Kasem Chunkao ¹, Kobkiat Pongput ², Charintip Choeihom ¹, Thanit Pattamapitoon ^{1,3}, Watcharapong Wararam ^{1,3}, Siwanat Thaipakdee ¹, Manlika Srichomphu ¹ and Parkin Maskulrath ¹

 ¹ The King's Royally Initiated Laem Phak Bia Environmental Research and Development Project, Chaipattana Foundation, Thailand
 ² Department of Water Resources Engineering, Faculty of Engineering, Kasetsart University, Bangkok, Thailand
 ³ Department of Environmental Science, Faculty of Environment, Kasetsart University, Bangkok, Thailand

> *Corresponding author: nickkaihor@gmail.com Received: October 2, 2017; Accepted: December 29, 2017

Abstract

The Phetchaburi municipal's sewer system for transporting wastewater to treatment system at The Royal LERD project comprise with a gravity sewer, a Klongyang collection pond and the 18 km-HDPE pressure pipeline that allows for a retention period of the wastewater. Consequently, this research focuses on the treatment of the wastewater during the transportation phase of the sewer system. The results are generally concluded that the municipal wastewater compromises with easily biodegradable organic matter, mesophile temperature and abundant nutrients that promote self-biodegradation in both anaerobic and aerobic processes. The BOD concentration at the municipal's point sources was found to be around 907 mg/l, as the retention time on the gravitational system allows for both aerobic and anaerobic digestion process to decreases its concentration. During the transportation phase in the HDPE pipeline to The Royal LERD Project found that only anaerobic process occurs. After reaching 12 km in the HDPE the digestion rate trend to be zero with the 35.2 hours retention time. The BOD concentration reaching The Royal LERD project was found to be 52 mg/l with 94% efficiency. The knowledge gained from this experiment proved that the selfpurification processes happened in the sewer system, which help supports domestic wastewater treatment.



T. Jinjaruk et al. / EnvironmentAsia 11(1) (2018) 31-44

Keywords: domestic wastewater; sewer system; self-purification; wastewater treatment

1. Introduction

Wastewater from households, officials, fresh food markets, schools and buildings in a city can be call domestic wastewater or municipal wastewater. As activities such as cooking, washing, bathing and excreting, generate wastewaters containing complex elements. In order to understanding about the composition of domestic wastewater, we must take into consideration about the organic compound that played a role as the main pollutant in the domestic wastewater, this includes biochemical oxygen demand (BOD) and chemical oxygen demand (COD) (Sawyer, 2003; Metcalf and Eddy, 2004; Henze, 2008). Moreover, domestic wastewater is polluted with nutrient, nitrogen and phosphorus, that enough for biological digestion process by microorganism (Arceivala, 1973).

In many wastewater treatment plants, especially high technological process, it is often found that some pollutants in domestic wastewater cannot be treated to under standard according to the BOD loading. This is due to a lower design and reasonably the degradation process has been done at a primary treatment system (e.g. septic tank) and during transporting in sewer system (Nielsen et al., 1992; Ashley et al., 1999; Hvitved-Jacobsen et al., 1999; Konnerup et al., 2009). For example, Centralized wastewater treatment plants (CWTs) in Bangkok have low removal efficiency of nitrogen due to their insufficiency of organic carbon for nutrient degradation process. There are many factors affect the carbon source lower than the design value. (Noophan et al., 2007; Noophan et al., 2009; BMA, 2012). Where currently there is very few supporting studies on the wastewater pipelines as a base knowledge to the sewage system management and design the wastewater treatment plants in Thailand.

Phetchaburi municipal wastewater is collected and transferred through the sewer system to treat at The King's Royally Initiated Laem Phak Bia Environmental Research and Development Project (LERD) (Figure 1) that initiated by King Rama the 9. It was constructed at Laem Phak Bia sub-district, Ban Laem district, Phetchaburi province, Thailand, (1442240 to1443480 N and 0617780 to 0619271E), which is far away from Phechaburi urban zone. There are 4 technologies of wastewater treatment under the nature process, oxidation pond, plant filtration, constructed wetland and mangrove forest for treating the wastewater to standardized conditions before being released to mangrove forest and Gulf of Thailand (Chunkao et al., 2014). Evidently, the wastewater is held in the sewer system for a period of time causing its characteristics to changed. Consequently, this research focused on the treatment

71

วิศวกรรมทรัพยากรน้ำและเทคโนโลยี



Figure1. Location of Phetchaburi and Royal LERD project site

of Phetchaburi municipal wastewater during transporting in sewer system since leaving from households until release to LERD project. The results would be to applied and managed domestic wastewater in other cities.

2. Materials and Methods

2.1. Phetchaburi sewer system

Phetchaburi municipality located in Phetchaburi province, center of Thailand, it covers an area of 5.4 km² and has population 27,556 in 2015.The wastewater from households, fresh-food markets, schools, shopping malls and offices is drained to sewer system and transferred to Klongyang collection ponds (Equalization pond). The sewer system was constructed underground with both rectangular and circle cross section ranging from 0.3-1.5 meters diameters. The flow of the wastewater is designed according to gravity. However, when crossing the Phetchaburi river the assistance from an electronic pump is used to assist the flow. The Urupong bridge station, Thasrong bridge station, Yai bridge station, Dam bridge station and Chom klao bridge station are the 5 cross over sections that requires the subordinate pumping stations (Figure 2).

The general scheme of the collection pond compromise of 2 small and 2 big ponds with the total volume



Figure 2. Schematic diagram of the Phetchaburi municipal sewer system and sampling points

7,200 m³ (Figure 2). The small pond first receives the wastewater from the into LERD project. The main function of two big ponds is for wastewater storage, preparing them for the treatment plants continuously. The Klongyang collection pond consist of alternating 3 pumps, with 1 working and 2 on standby, the purposes of these pumps are for increasing head water and making the wastewater flowed through a 400 millimeters diameter, 18-km length HDPE pipeline to the sedimentation pond, the first pond of oxidation pond system in the LERD project.

2.2. Wastewater sampling

Water sampling is a crucial method that is required to monitor the changing of quality of the wastewater. Sampling points located along the 18-km HDPE pipeline at 12 blow offs locations. However, to complete the whole system in testing for the water quality, it is important that another 4 city while the other pond acts to supports the wastewater before pumping more collections sites were added to this sampling method. With now the combine total of 16 samples being collected by grab sampling.

The first 15 samples were then collected at different location along the sewer system. The first one (WW1) where the sample is being collected at a random manhole of the combine sewer system. The second (WW2) and the third (WW3) sampling points were in Klongyang collection pond at the small first pond and the small last pond respectively. The next 12 sampling points (WW4-WW15) located on 12 blow offs along the 18 kilometers HDPE pipeline. The sampling time of wastewater at each blow offs had to relate with the transferring time of mass of wastewater throughout pressure pipeline. Finally, the last one point (WW16) be at the end of the HDPE pipeline, the inlet sedimentation pond (Figure 2). As the Wastewater sampling were conducted 2 times on October, 2014 and April, 2015 representing the wet and dry period respectively. The wastewater flow rates in HDPE pipeline were measured by ultrasonic flow meter, which calculated the velocities and timings.

2.3. Wastewater quality analysis

To ensures that the water quality reflects it's true value some physical and chemical parameters were immediately measured after the wastewater were taken out of the flow system, parameters including temperature, dissolve oxygen (DO) and pH. Thus, other parameters that required a more high-end laboratory equipment is then kept at 4°C in PE 1-liter bottle during its transferring to laboratory. the The analysis of wastewater followed with the Standards Methods for the Examination of water and wastewater (1998).

There are 6 parameters that defined by The Pollution Control Department (PCD), Ministry of Natural Resources and Environment, is needed to be consider; biochemical oxygen demand (BOD), pH, suspended solid (SS), total nitrogen (total-N), total phosphorus (total-P) and oil and grease (PCD, 2012). Not only these indicators, but also COD and DO are used as the main indicators that were taken into consideration for the changing composition of wastewater during transporting in the sewer system by a graphical method which includes a free hand curving.

3. Results and discussion

3.1. Retention time of the wastewater in Phetchaburi sewer system

A sewer system of Phetchaburi municipal can divide 3 parts. The combine sewage system that collect and deliver wastewater from point sources to Klongyang collection pond, the Klongyang collection pond and 18-km HDPE pipeline system. The retention time for transporting of the wastewater from point sources to the collection pond depends on the amount of the wastewater and the distance between them. The distance from the point sources to the collection pond ranges from 4.5 km to 0.5 km respectively. The flow rate of the wastewater normally designed to be 0.6 m/s as this prevents the settle solid, together the retention time ranges from 2 - 0.1 hr. (average retention time 1.2 hr)

For an effective treatment, a 1day of retention time is required for the collection pond to sufficiently supply the wastewater continuously to treatment plants (Metcalf and Eddy, 2004). The capacity of Klongyang collection pond is 7,200 m³ by volume. The daily average discharge delivered to LERD project is equivalent to $5,910 \text{ m}^3/\text{day}$, so, this calculates for the retention time to equal 29 hours. From the collection pond to the oxidation pond system, at Royal LERD project, the wastewater is flowed at average discharge 303 m³/hr, velocity 0.7 m/s and 7.5 hours of retention time

Sampling point	Detail	Distance from collection pond (km)	Wastewater travelling time (hr)
WW1	sewer in city zone	-	_
WW2	first collection pond	-	_
WW3	last collection pond	0.0	0.00
WW4	blow off 1	0.1	0.04
WW5	blow off 2	1.3	0.54
WW6	blow off 3	3.0	1.24
WW7	blow off 4	4.5	1.87
WW8	blow off 5	6.0	2.50
WW9	blow off 6	7.5	3.09
WW10	blow off 7	9.0	3.75
WW11	blow off 8	9.6	3.97
WW12	blow off 9	12.5	5.18
WW13	blow off 10	14.1	5.83
WW14	blow off 11	15.7	6.53
WW15	blow off 12	17.2	7.15
WW16	Sedimentation pond	18.0	7.46

Table 1. Flow rate and travelling time of domestic wastewater in 18 km HDPE

 pipeline

through 18 km long HDPE pipeline. The distance and travelling time of the during under pressure wastewater HDPE pipeline of each sampling point from Klongyang collection pond were 1.Mentioned represented in table Phetchaburi above. municipal wastewater have its retention time from the point sources to the collection pond averaging in about 1.2 hours, 29 hours inside the collection pond, and 7.5 hours from the collection pond to the treatment plant. This brings the total retention time to 37.7 hours. This retention period allows for change in physical, chemical and biological

characteristics of the domestic wastewater. (Nielsen et al., 1992; Hvitved-Jacobsen et al., 1999; Qteishat et al., 2011; Poommai et al., 2013)

3.2. Wastewater quality analysis

The result of physical, chemical and biological of wastewater indicators shows that all indicators were changed during transporting in the sewer system. At first point (WW1), BOD:COD ratio was 0.7 in both rainy and dry season and the average ratio values at all the sampling points were 0.5 and 0.7 in อิศอกรรมทรัพยากรน้ำและเทคโนโลยี





Figure 3. Wastewater indicators for each sampling point of the sewer system (WW1-WW16)

rainy and summer season respectively. This means that Phetchaburi municipal wastewater can be easily biodegraded as to the likes other cities in Thailand including Bangkok, Khon Kaen, and Chiang Mai, where the value of BOD/COD more than 0.5 (Noophan et al., 2009; Konnerup et al., 2009; Tsuzuki et al., 2010). Illustrated in figure 3 are the of values 9 initial wastewater indicators, BOD, COD, DO, pH, temperature, suspended solid, oil and grease, total nitrogen and total phosphorus for each sampling point of the sewer system (WW1-WW16).

quality From the analysis, conducted the aerobic and by anaerobic process, which consisted of suspended. biofilm and sediment microorganism. The organic matter that can be defined by BOD and COD, which decomposed rapidly at the third sampling point, the combine sewer system in the urban zone (WW1) and Klongyang collection pond (WW2-WW3). Dissolvable and suspended compound consisted organic of digestible and non-digestible organic substrates are the main components in domestic wastewater as these includes are carbohydrates, proteins, fats, lignin,

synthetic detergents and cellulose etc. Oteishat et al. (2011) and Orhon et al. (1997) discovered that 80% of domestic wastewater contain organic compounds which are biodegradable, where in fresh domestic wastewater these dissolved organic compounds will aerobically and anaerobically be used microorganism to directly forms new cells and energy. While in slow biodegradable substrates, particulate material (colloidal) and complex organic molecules. The process of hydrolysis takes place first where these substrates are transformed in dissolvable compound as microorganism are able to benefits from them. The key factor that supports the decomposition process consisted of many supporting values where the wastewater compromises of biological stage which are easily biodegradable, while also providing the optimal temperature ranges from 29-31.5 degrees celsius that are favorable for biochemical reaction and optimal carbon source per nutrients that is represented by the average BOD:N:P of the first three sampling points being 100:6.5: 2.5 and 100:9.3:2.4 of the wet and dry season respectively.

้วิศวกรรมทรัพยากรน้ำและเทคโนโลยี

The wet season provides a higher values in BOD at 2 first sampling points and COD at almost sampling points than the dry season, this suggested for three major reasons. First, the organic matter and oil from vehicles that often spills out onto roads are washed and polluted the runoff into the sewer system. Where in relational to the values of the oil and grease values it was found in rainy season the values of the first three sampling points were higher than the dry season. Secondly, the runoff allows for small particles to turbulently displaced in the form of suspended soils. Lastly, the BOD factor can be depended on activities at the point of sources. As this combine process could have resulted to lower DO concentration due to higher consumption of oxygen for biodegradation in wet season.

The highest DO values in dry period found at WW1 (3.68 mg/l) however, in the wet period, WW1 and WW4 were the highest. Having it's value 0.44 and 0.49 mg/l respectively. Not only fresh wastewater comprises of a high DO concentration, but also a low rate of oxygen consumption by microorganism at first sampling point. After the wastewater have flowed into the sewer system, the rate of degradation increases due to the microorganism in the wastewater has now becomes familiar with wastewater thus affecting the oxygen consumption higher than reaeration rate by nature process. Undoubtedly, the DO values approaches zero although at the

Klongyang collection pond is an open air system. Seeing the DO spike in the WW4 (blow off 1) during rainy season, it is clear that there are outside factors that changed the values as suggested that this could be the cause of rainwater adding DO into the collection pond. After the DO spike we see that the DO drops back down to near zero instantaneously as oxygen are used for the aerobic processes, which turns the digestion process quickly into the anaerobic in the 18 km HDPE pipeline until the end.

From the free hand curve, the BOD concentration in wet period trended to constant out at 48 mg/l after flowed 12 wastewater have the kilometers in distance and remains constant throughout the 18-km HDPE pressure pipeline, or about 5.0 hours from Klongyang collection pond. This tendency lead to a constant and faster flows in summer period distance 8 kilometer, 3.3 hours, but it slightly more BOD value at 62 mg/l. The distance and time according with constant of BOD concentration also corresponds with the temperature that gradually increase to the highest value in the rang sampling point of WW10-WW11 or 9.0-9.5 km from the collection pond both wet and dry period and gradually decrease till the end of the sampling point. With the digestion process increasing the temperature this suggested that the anaerobic process decelerates leading to the decrease in wastewater temperature (Svoboda, I. F. 2003; Metcalf and Eddy, 2004). There are three supporting BOD reasons

78

concentration trended to constant, firstly there are hard to digest, such as particulate organic matter, cellulose and oil and grease (Sawyer et al., 2003). Secondly, the limiting factor for anaerobic degradation process during wastewater transporting in 18-km HDPE is a low carbon source, while high nitrogen and phosphorus in both wet and dry periods have shown the average ratio of BOD:N:P (WW4-WW16) equaling to 100:10.9:3.3 and 100:18.4:3.7 respectively, while the appropriate ratio for anaerobic process equal 100:1.1:0.2 (Metcalf and Eddy, 2004). Lastly, the by-products from the anaerobic digestion process includes organic acid and sulfide which may inhibits the biodegradation process.

For the other parameters that is defined as a standard of domestic wastewater indicators, (oil and grease, suspended solid and nutrients, total nitrogen and phosphorus). The Oil and grease concentration varied during transporting in the sewer system because it was made in form of emulsified oil. As household wastewater is polluted with emulsifiers such as soap, furthermore, detergent, the Phetchaburi municipal wastewater also flowed through a turbine at the pumping station in the Klongyang collection pond, as these may also induce emulsion of oil into domestic wastewater (Aurelle, n.d.; Pearce, 1978; Marchese, 2000; Gryta et al., 2001). The suspended solid (SS) values have also shown an increase at the first four sampling points in both wet and dry period, as this is mainly due to the increasing of microorganism cell. In aerobic condition, especially, promotes the growth of heterotrophic biomass associated with decomposition of organic substrate and oxygen uptake (Jensen, 1995). The SS values at WW4 in the wet period and WW6 in dry period were jumped because the sediment at the bottom of pond feeding wastewater into pumping station was diffused due to a turbulent flow. The nutrients, nitrogen and phosphorus, are essential for microbial cell synthesis and growth of biodegradation in both anaerobic and process. Undoubtedly, this aerobic would result in the total nitrogen and phosphorus decreased during transporting in the sewer system (Chernicharo, 2006). The higher water temperature resulted in often more anaerobic reaction rate as volatile fatty acids are produced thus making the pH values in summer period lower than wet period (Arceivala, 1973).

From the analysis of LERD (2015), it is suggested that the 907 mg/l of the BOD average of wastewater point sources consisted of commercial, fresh food markets and living areas of municipal. Using Phetchaburi the above information as the base study guide suggested that the also Phetchaburi municipal sewer system in transferring the wastewater to the treatment plant from the mentioned point sources have presented us with a 94.5% efficiency.

The compositions of domestic wastewater from Phetchaburi municipal and other cities in Thailand can easily

treated by biological process, especially readily on the biodegradable organic matter. Moreover, it comprises with abundant of nutrients, nitrogen and phosphorus. The main functions of sewer system are not only collecting and delivering of domestic wastewater from point sources to wastewater treatment plants (WWTPs), but also can be used for treating pollutants in wastewater. Besides the design of the sewer system has a direct effect on the compositions of wastewater as this is depended on hydraulic flow and shear force, reaeration, sedimentation and resuspension of wastewater (Nielsen et al., 1992; Qteishat et al., 2011).

3.3. Wastewater treatment by nature by nature process

quality From the water assessment of 2011 to 2015 Of the LERD project the average BOD, Total-N and Total-P was projected to be 12.48 mg/l, 0.23 m/l and 4.36 mg/l respectively. While in comparing the water assessment of 8 mega wastewater treatment plant of Bangkok from 2011-2015 which consisted of the Rattanakosin, Si Phraya, Chong Nonsi, Thung Khru, Nong Khaem, Din Daeng, Chatuchak and Bang sue. Where their average BOD, total-N and total-P ranges from 10.99-4.31 mg/l, 0.47-1.14 mg/l and 5.15-10.06 mg/l respectively, as this demonstrates that the AS technology is able to reduce the BOD to lower than the oxidation ponds system. However, in the total-N and total-P load the oxidation ponds shows a

higher efficiency rate as this is base on the nutrients in the wastewater are being taken up by the microorganism as they are being uptake by the phytoplankton in the natural processes.

This study is represented by the BOD:N:P ratio at the end of Phetchaburi municipal sewer system (WW16) equivalent to 100:8.6:3.8 and 100:17.2:4.2 in wet and dry season respectively. This means that the proportion of organic carbon and nutrient is not suitable for mechanical aerobic treatment such as activated sludge, oxidation ditch, that require BOD:N:P ratio as 100:5:1. From the report of BMA (2012) and Noophan et al., (2009) presented that although almost all of the centralized wastewater treatment plants in Bangkok were designed as an activated sludge type biological nutrient removal that required energy aeration. However, the for wastewater flowed into WWPTs have insufficient organic carbon for nutrient degradation process that tends to have a low removal efficiency of nitrogen. The addition of carbon sources, are the preferred techniques for increasing the efficiency of wastewater treatment, however this adds more capital to the treatment method.

Solving this problem, the wastewater treatment plants by nature process, oxidation pond or stabilization pond, constructed wetland and plant filtration are simple low cost basic technology system. As they have become a favorable treatment system for treating domestic wastewater, especially in tropical zone. With it's

ability to treat organic and nutrients that are polluted in domestic wastewater (Arceivala, 1973; Konnerup et al., 2009; Jinjaruk et al., 2014; Phewnil et al., 2014; LERD, 2015). In addition to the treatment of wastewater, the site of the system has also shown improvement towards to local ecosystem, thus taking advantage of these changes the LERD has become many tourist and agricultural attractions such as a bird watching area, feeding cattle, fish farming, sludge for glowing rice and aesthetics. (Chunkao et al., 2014; Dampin et al., 2012; Supakata and Chunkao, 2011)

4. Conclusion

Due to the lifestyle of the Thai people, domestic wastewater of Phetchaburi municipal and other cities in Thailand generally comprises of easily biodegradable organic matter and abundant of nutrients. Nitrogen and phosphorus also promotes biodegradation in both anaerobic and aerobic process. Consequently, the biodegradable organic compounds that were removed during transportation in sewer systems can concluded that the sewer system shows not only the collection and distribution of wastewater, but also a big reactor due to self-purification process.

The rapid decrease in BOD concentration during the delivering process from the city zone until the Klongyang collection pond was effected mainly due to both aerobic and anaerobic digestion process. Conceptually, dissloved particles does not only perform as an easily biodegradable organic matter, but also a favorable temperature that also promotes the rate of biochemical reaction while having the right ratio of carbon per nutrient. While only through the anaerobic digestion process under pressure are the conditions of the wastewater in the 18-km HDPE pipeline. The BOD digestion rate trend to constant at 12 km from the collection pond as total retention time is 35.2 hours in the sewer system, expanding in 1.2 hours the point sources from to the Klongyang collection pond, 29 hours in the collection pond and 5 hours in HDPE pipeline. Due to the slow decaying organic matter that is left over in the pipe, nutrients are not suitable for biological anarobic digestion where it's products inhibits further biodegradation process. The BOD in this process have been conducted with a 94.5% efficient for the Phetchaburi domestic wastewater. The generating of wastewater treatment system to treat with domestic wastewater are reduced due the transfer distance which promotes longer HRT and allows for longer digestion period as this resulted in the BOD loading to be reduce as it degraded the treatment capacity of the system.

In addition, wastewater treatment for general cities in Thailand should be adapted and utilize by nature process that consist of oxidation ponds, the vertical and horizontal flow through a constructed wetland. As through the process, not only to treat with organic

81

_____วิศวกรรมทรัพยากรน้ำและเทคโนโลยี

compounds, total nitrogen and phosphorus and other indicators defined by Thai government to an under standard, but these systems can adapted consist also be to of advantages being a better ecosystem, feed cattle, fish farming, watering plants and aesthetic value as well.

Acknowledgements

This research was funded by The King's Royally Initiated Leam Phak Bia Environmental Research and Development Project, Chaipattana Foundation.

References

- Arceivala SJ. Simple waste treatment method: aerated lagoons, oxidation ditches and stabilization ponds in warm and temperate climates. Publication no 44. Middle East Technical University, Ankara, Turkey. 1973.
- Ashley RM, Hvitved-Jacobsen T and Bertrand-Krajewski JL. Quo vadis sewer process modelling? Water Science Technology 1999; 39(9): 9-22.
- Aurelle Y. Treatments of oil-containing wastewater. Department of Sanitary Engineering, Chulalongkorn University, Thailand. nd.
- Bangkok Metropolitan Administration (BMA). Bangkok State of the Enviroment 2012 (Revised Edition). Bangkok, Thailand. 2012.
- Chernicharo CAL. Post-treatment options for the anaerobic treatment of domestic wastewater. Environmental Science and Bio/Technology 2006; 5: 73-92.
- Chunkao K, Tarnchalanukit W, Prabuddham P, Phewnil O, Bualert S, Duangmal K, Pattamapitoon T and Nimpee C. H.M. The King's Royally Initiated LERD Project on community wastewater treatment through small wetland and oxidation

pond in Phetchaburi, Thailand. Modern Applied Science 2014; 8(5): 233-46.

- Dampin N, Tarnchalanukit W, Chunkao K and Maleewong M. Fish growth model for Nile tilapia (Oreochromis miloticus) in wastewater oxidation pond, Thailand. Procedia Environmental Sciences 2012; 13: 513-24.
- Gryta M, Karakulski K and Morawski AW. Purification of oily wastewater by hybrid UF/MD. Water Research 2001; 35(15): 3665-69.
- Henze M. Biological wastewater treatment: Principles modeling and design. IWA Publishing, London, UK. 2008.
- Hvitved-Jacobsen T, Vollertsen J and Tanaka N.
 Wastewater quality changes during transport in sewers – An integrated aerobic and anaerobic model concept for carbon and sulfur microbial transformations. Water Science and Technology 1999; 38(10): 257-64.
- Jensen NA. Empirical modelling of air-towater oxygen transfer in gravity sewers. Water Environment Research 1995; 67(6): 979-91.
- Jinjaruk T, Wararam W, Choeihom C and Srichomphu M. To study the wastewater treatment efficiency of Oxidation pond system in the King's Royally Initiated Laem Phak Bia Environmental Research and Development Project. Annual report year 2014 on the King's Royally Initiated Laem Phak Bia Environmental Research and Development Project (LERD), The Chaipattana Foundation, Thailand. 2014.
- Konnerup D, Koottatep T and Brix H. Treatment of domestic wastewater in tropical, subsurface flow constructed wetlands planted with canna and Heliconia. Ecological Engineering 2009; 35: 248-57.
- LERD. To study the wastewater treatment efficiency of oxidation pond system during 2009-2015 in the King's Royally Initiated Laem Phak Bia Environmental Research and Development Project. Annual report year 2015 on the King's Royally Initiated Laem Phak Bia Environmental Research and Development

Project (LERD), The Chaipattana Foundation, Thailand. 2015.

- Marchese J, Ochoa NA, Pagliero C and Almandoz C. Pilot-scale ultrafiltration of an emulsified oil wastewater. Environmental Science and Technology 2000; 34(14): 2990-96.
- Metcalf and Eddy. Wastewater engineering treatment and reuse. 4th (ed.). McGraw-Hill, New York, USA. 2004.
- Nielsen PH, Raunkjaer K, Norsker NH, Jensen NA and Hvitved-Jacobsen T. Transformation of wastewater in sewer system – a review. Water Science Technology 1992; 25(6): 17-31.
- Noophan P, Paopuree P and Wantawin C. A study of nitrogen and phosphorus in various wastewaters in thailand. KKU Res J 2007; 12(3): 340-49.
- Noophan P, Paopuree P, Kanlayaras K, Sirivethayapakorn S and Techkarnjanaruk S. Nitrogen removal efficiency at centralized domestic wastewater treatment plants in Bangkok, Thailand. EnvironmentalAsia 2009; 2: 30-35.
- Orhon D, Ates E, Sozen S and Cokgor EU. Characterization and COD fractionation of domestic wastewater. Evnironmental Pollution 1997; 95(2): 191-204.
- Pearce KN and Kinsella JE. Emulsifying properties of proteins: Evaluation of a turbidimetric technique. Agriculture and Food Chemistry 1978; 26(3): 716-23.
- Phewnil O, Chunkao K, Pattamapitoon T, Intaraksa A, Chueawong O, Chantrasoon C and Boonprakong T. Choosing aquatic plant species of high wastewater treatment efficiency through small wetland. Modern Applied Science 2014; 8(4): 187-94.
- Pollution Control Department (PCD), Ministry of Natural Resources and Environment. Thailand State of Pollution Report 2011. Bangkok, Thailand. 2012.

- Poommai S, Chunkao K, Dumpin N, Boonmang S and Nimpee C. Determining the in-pipe anaerobic processing distance before draining to oxidation pond of municipal wastewater treatment. Environmental Science and Development 2013; 4(2): 157-62.
- Qteishat O, Ayszograj S and Suchowska-Kisielewicz M. Change of wastewater characteristic during transport in sewers. Waste Transactions on Environment and Development 2011; 11(7): 349-58.
- Sawyer CN, McCarty PL and Parkin GF. Chemistry for environmental engineering and science. 5th(ed). McGraw-Hill, New York, USA. 2003.
- Supakata N and Chunkao K. Thickness of moist sludge piling from community wastewater treatment through the Royal LERD technology for growing rice. Journal of Agricultural Science 2011; 3(3): 93-100.
- Svoboda IF. Anaerobic digestion, storage, oligolysis, lime, heat and aerobic treatment of livestock manures. Final report of Provision of research and design of pilot schemes to minimise livestock pollution to the water environment in Scotland QLC 9/2; 1-110. 2003.
- Tsuzuki Y, Koottatep T, Jiawkok S and Saengpeng S. Municipal wastewater characteristics in Thailand and effect of "soft intervention" measures in household on pollutant discharge reduction. Water Science and Technology 2010; 62(2): 231-44.

83







การวิเคราะห์ความแห้งแล้งทางอุทกวิทยา โดยวิธีการคอปูลา Analysis of Hydrological Droughts using a Bivariate Copula Method





การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 22 วันที่ 18-20 กรกฎาคม 2560 จ.นครราชสีมา

The 22nd National Convention on Civil Engineering July 18-20, 2017, Nakhon Ratchasima, THAILAND

การวิเคราะห์ความแห้งแล้งทางอุทกวิทยา โดยวิธีการคอปูลา Analysis of Hydrological Droughts using a Bivariate Copula Method

พงศ์พันธุ์ ไหมทอง¹ พรรณพิมพ์ พุทธรักษา มะเปี่ยม² และ สุรชัย ลิปิวัฒนาการ³'

^{1.2.3} ภาควิชาวิศวกรรมทรัพยากรน้ำ คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ (E-mail: tala-long@hotmail.com, fengppm@ku.ac.th, fengsuli@ku.ac.th)

บทคัดย่อ

ในป[ั]จจุบันความแห้งแล้งนับเป็นภัยธรรมชาติที่สำคัญ ส่งผลกระทบ ต่อสิ่งแวดล้อม เศรษฐกิจและสังคม ในการประเมินเหตุการณ์ความแห้ง แล้งนั้น มีตัวแปรที่สำคัญในการประเมินความเสี่ยงและผลกระทบของ ความแห้งแล้ง ประกอบด้วยความรุนแรงและระยะเวลาเหตุการณ์ความ แห้งแล้ง ซึ่งไม่ค่อยถูกนำมาพิจารณาร่วมกัน ในการศึกษาครั้งนี้จะ ประเมินลักษณะความแห้งแล้งทางอุทกวิทยา 2 ตัวแปร โดยใช้ข้อมูล ปริมาณน้ำฝนรายเดือน ย้อนหลัง 40 ปี ของสถานี M.6A ตั้งอยู่ใน ้จังหวัดบุรีรัมย์ โดยใช้เกณฑ์ดรรชนีความแห้งแล้งของฝนที่ต่างจากค่า ปกติ ที่ระยะเวลา 3, 6, 9 และ 12 เดือน เพื่อหาค่าความรุนแรงและ ระยะเวลาเหตุการณ์ความแห้งแล้ง และวิเคราะห์ความน่าจะเป็นร่วม และความถี่การเกิดซ้ำร่วมของ 2 ตัวแปรระหว่างความรุนแรงและ ระยะเวลา โดยสร้างขึ้นจากฟังก์ชั่นของ Clayton copula จากผลการ วิเคราะห์ความน่าจะเป็นและความถี่การเกิดซ้ำ 2 ตัวแปรของ เหตุการณ์ความแห้งแล้ง สามารถหาค่าความรุนแรงและระยะเวลา เหตุการณ์ความแห้งแล้งที่ความน่าจะเป็นหรือความถี่การเกิดซ้ำ เดียวกันได้ จากการเปรียบเทียบระหว่างการวิเคราะห์ 1 ตัวแปรและ 2 ้ตัวแปร พบว่าความน่าจะเป็นของ 2 ตัวแปรมีขนาดเล็กกว่าเมื่อ เปรียบเทียบกับการวิเคราะห์ 1 ตัวแปร ไม่ว่าจะเป็นความรุนแรงหรือ ระยะเวลาเหตุการณ์แห้งแล้งอย่างใดอย่างหนึ่ง ซึ่งผลการศึกษาจะช่วย ในการประเมินความเสี่ยงของภัยแล้งได้อย่างถูกต้องมากขึ้น

ี่ คำสำคัญ: ความแห้งแล้ง, ดรรชนีความแห้งแล้งของฝนที่ต่างจากค่า ปกติ, การกระจายตัว 2 ตัวแปร, วิธีการคอปูลา

Abstract

Currently, droughts are major natural disasters with significant impacts on environmental, economic and society. In the assessment of the drought, the important parameters in assessing risks include drought severity and duration of the drought, which is rarely taken into consideration together. This study is aimed to assess the hydrologic droughts characteristics from the historical 40 years monthly rainfall records of M.6A station located in Buriram province by employing the criterion of Standardized Precipitation Index (SPI). The computation of the SPI series is performed for 3, 6, 9, and 12 months. The drought severity and duration are then estimated. The bivariate probability distribution for these two drought characteristics is constructed by using a Clayton copula method. This study estimated the bivariate return period of the combined severity and duration drought characteristics. A comparison of univariate and bivariate analyses has shown that the bivariate probability or return period for each characteristic is smaller than the relying univariate return period. Therefore this study will help evaluating the risk of droughts more accurately.

Keywords: Droughts, Standardized Precipitation Index, Bivariate distribution, Copula Method

1. คำนำ

โดยทั่วไปความแห้งแล้งทางอุทกวิทยาจะเป็นเหตุการณ์ของการ ขาดแคลนน้ำฝนในช่วงระยะเวลาหนึ่งและส่งผลกระทบต่อปริมาณ น้ำท่า ความชื้นในดิน และปริมาณน้ำใต้ดิน โดยเป็นเหตุการณ์ที่ สามารถเกิดขึ้นได้ทุกภูมิภาคของประเทศ เป็นเรื่องยากที่จะบ่งบอกถึง จุดเริ่มต้นหรือจุดสิ้นสุด และความรุนแรงเหตุการณ์ความแห้งแล้งที่แน่ ชัดได้ ซึ่งเหตุการณ์ความแห้งแล้งจะส่งผลกระทบต่อภาคเกษตรกรรม ภาคอุตสาหกรรม และการอุปโภคบริโภค เป็นสำคัญ

จังหวัดบุรีรัมย์ ตั้งอยู่ทางภาคตะวันออกเฉียงเหนือตอนล่างของ ประเทศไทย เป็นพื้นที่หนึ่งที่เกิดปัญหาการขาดแคลนน้ำและภัยแล้ง เป็นประจำทุกปี ซึ่งมีสาเหตุมาจากฝนไม่ดกตามฤดูกาลและเกิดสภาวะ ฝนทิ้งช่วงที่ดิดต่อกันเป็นเวลายาวนาน ประกอบกับระบบนิเวศของ ลุ่มน้ำที่เปลี่ยนแปลงไป ผลจากการขยายตัวของชุมชน กิจกรรมทาง เศรษฐกิจ รวมทั้งการขยายพื้นที่การเกษตร ทำให้มีความต้องการน้ำ เพิ่มมากขึ้น เกิดการขาดแคลนน้ำในฤดูแล้ง ขณะที่ศักยภาพของพื้นที่ ในการพัฒนาแหล่งเก็บกักน้ำมีจำกัด แหล่งเก็บกักน้ำที่มีอยู่ไม่สามารถ เก็บกักน้ำไว้ใช้ได้อย่างเพียงพอต่อความต้องการเพื่อการเกษตร การ อุปโภคบริโภคและอุตสาหกรรม ดังนั้นจึงมีความน่าสนใจในการศึกษา สภาวะของความแห้งแล้งในพื้นที่และยังสามารถนำผลการศึกษาไป ช่วยในการวางแผนการจัดการและการบรรเทาภัยแล้งได้ดีขึ้น [1] การวิเคราะห์ดรรชนีความแห้งแล้งเป็นเครื่องมือที่ช่วยในการ ดัดสินใจในการวางแผนการจัดการเพื่อลดความเสี่ยงของเหตุการณ์ภัย แล้ง ป[้]จจุบันดรรชนีที่ใช้วิเคราะห์ความแห้งแล้งมีอยู่หลายวิธีการ ด้วยกัน เช่น ดรรชนีความแห้งแล้งของฝนที่ต่างจากค่าปกติ (SPI), ดรรชนีความชื้นที่เป็นประโยชน์สำหรับพืช (MAI), ดรรชนีความแห้ง แล้งที่ผิดปกติทางด้านเกษตรกรรม (AI), ดรรชนีความแห้งแล้งจาก ความชื้นในดิน (SMEST) เป็นต้น [2-3] การวิเคราะห์ความแห้งแล้งที่ นิยมและนำไปใช้กันอย่างแพร่หลาย คือ การวิเคราะห์ดรรชนีความแห้ง แล้งของฝนที่ต่างจากค่าปกติ (Standardized Precipitation Index, SPI) เป็นการวิเคราะห์สภาวะความแห้งแล้งโดยพิจารณาจากปริมาณ น้ำฝนสะสมในแต่ละช่วงเวลา [4],[9-10]

การวิเคราะห์ความแห้งแล้งในประเทศไทยส่วนใหญ่เป็นการ วิเคราะห์การกระจายตัวแบบ 1 ด้วแปร (Univariate distribution) ในช่วงหลายปีที่ผ่านมาการวิเคราะห์ความน่าจะเป็นและคาบการเกิดซ้ำ หลายตัวแปร โดยใช้วิธีการ Copula เป็นวิธีการที่สามารถเชื่อมโยงตัว แปรหลายตัวแปรได้ดี และสามารถอธิบายเหตุการณ์ภัยแล้งได้ดีกว่า การวิเคราะห์แบบ 1 ตัวแปร [5],[11] ทั้งนี้วิธีการ Copula มีหลาย ฟังก์ชั่นด้วยกัน เช่น Clayton Copula, Flank Copula, Gumbel-Hougaard Copula, Normal Copula เป็นต้น ในการวิเคราะห์ความ น่าจะเป็นและคาบการเกิดซ้ำของเหตุการณ์กวามแห้งแล้ง 2 ตัวแปร จากการประยุกต์ใช้ฟังก์ชั่น Clayton Copula สามารถเชื่อมตัวแปร 2 ตัวแปรได้ดีและเป็นที่นิยม ซึ่งให้ผลที่ชัดเจนมากขึ้นเมื่อเทียบกับการ วิเคราะห์แบบ 1 ตัวแปร [6-7]

สำหรับการศึกษาความแห้งแล้งทางอุทกวิทยา ดัวแปรที่น่าสนใจ ได้แก่ ความรุนแรงเหตุการณ์ความแห้งแล้งคือปริมาณของการขาดน้ำ สะสม และระยะเวลาเหตุการณ์ความแห้งแล้งคือช่วงเวลาตั้งแต่เริ่มต้น ถึงจุดสิ้นสุดของการขาดน้ำในแต่ละเหตุการณ์ ในการศึกษานี้มุ่งเน้น การวิเคราะห์ความน่าจะเป็นร่วมและคาบการเกิดซ้ำร่วมของเหตุการณ์ ความแห้งแล้ง โดยใช้ข้อมูลปริมาณน้ำฝนรายเดือนจากสถานี M.6A ดั้งอยู่ในจังหวัดบุรีรัมย์ ย้อนหลัง 40 ปี ทำการวิเคราะห์ความรุนแรง และระยะเวลาของเหตุการณ์ความแห้งแล้ง ด้วยการวิเคราะห์ความรุนแรง และระยะเวลาของเหตุการณ์ความแห้งแล้ง ด้วยการวิเคราะห์ดรรชนี ความแห้งแล้งของฝนที่ต่างจากค่าปกติ (Standardized Precipitation Index, SPI) ที่ 3, 6, 9 และ 12 เดือน และประมาณความน่าจะเป็นร่วม และคาบการเกิดซ้ำร่วมของเหตุการณ์ความแห้งแล้ง โดยประยุกต์ใช้ ฟังก์ชั่น Clayton Copula ในการเชื่อมโยงตัวแปร 2 ตัวแปรเข้าด้วยกัน ซึ่งจะสามารถคาดการณ์ความรุนแรงและระยะเวลาเหตุการณ์ความแห้ง แล้งได้ และใช้เป็นข้อมูลการพิจารณาเพื่อวางแผนบรรเทาผลกระทบ ของภัยแล้งที่มีต่อพื้นที่ต่อไปได้

2. พื้นที่ศึกษาและข้อมูลที่ใช้ในการศึกษา

การศึกษานี้ใช้ข้อมูลปริมาณน้ำฝนจากสถานี M.6A (020191) ของ กรมชลประทาน ตั้งอยู่ที่ ดำบลสตึก อำเภอสตึก จังหวัดบุรีรัมย์ ประมาณเส้นรุ้งที่ 15°-17'-44" เหนือ เส้นแวงที่ 103°-17'-28" ตะวันออก หรือประมาณพิกัดที่ 316512E – 1691738N ดังแสดงในรูป ที่ 1 โดยใช้ข้อมูลปริมาณน้ำฝนรายเดือน ตั้งแต่เดือนเมษายน 2519 ถึงเดือนมีนาคม 2559 ย้อนหลัง 40 ปี



รูปที่ 1 ที่ตั้งสถานีวัดน้ำฝน M.6A (020191)

ขั้นตอนและวิธีการ

การศึกษานี้มุ่งเน้นการวิเคราะห์ความน่าจะเป็นร่วมและคาบการ เกิดซ้ำร่วมของเหตุการณ์ความแห้งแล้ง โดยพิจารณาจากความรุนแรง และระยะเวลาเหตุการณ์ความแห้งแล้ง ซึ่งวิเคราะห์ด้วยดรรชนีความ แห้งแล้งของฝนที่ต่างจากค่าปกติ (Standardized Precipitation Index, SPI) และทำการประมาณความน่าจะเป็นร่วมและคาบการเกิดซ้ำร่วม ด้วยการประยุกต์ใช้ฟังก์yton Copula

3.1 การวิเคราะห์เหตุการณ์ความแห้งแล้งแบบ 1 ตัวแปร

การวิเคราะห์เหตุการณ์ความแห้งแล้งแบบ 1 ตัวแปรด้วยการ วิเคราะห์ดรรชนีความแห้งแล้งของฝนที่ต่างจากค่าปกติ (SPI) พัฒนาขึ้นจากแนวความคิดของ McKee et al. [8] เพื่อวิเคราะห์สภาวะ ความแห้งแล้งในช่วงเวลาต่าง ๆ ที่กำหนดขึ้น โดยปกติแล้วปริมาณ น้ำฝนโดยทั่วไปจะมีการกระจายในรูปแบบฟังก์ชั่นการแจกแจงแบบ แกมมา (Gamma Distribution) แต่การวิเคราะห์เพื่อหาค่าดรรชนีความ แห้งแล้ง SPI นั้น ต้องใช้ปริมาณน้ำฝนรวมเป็นหลัก จึงมีการพิจารณา ใช้ฟังก์ชั่นความน่าจะเป็นสะสม (Cumulative probability density function) ของปริมาณน้ำฝนรวม ทำการแปลงให้เป็นค่าปกติมาตรฐาน (ค่า Z) จะได้ค่าดรรชนีความแห้งแล้ง (SPI) ที่ต้องการ จากนั้นนำมา จัดรูปแบบความรุนแรงที่บอกถึงระดับของความชุ่มชื้นและความแห้ง แล้งของปริมาณน้ำฝนในพื้นที่ศึกษานั้น ๆ ได้ ฟังก์ชั่นการแจกแจงแบบ แกมมา จะกำหนดโดยฟังก์ชั่นความหนาแน่นน่าจะเป็น (Probability density function) ดังแสดงในสมการที่ (1)

$$g(x) = \frac{1}{\beta \Gamma(\alpha)} x^{\alpha - 1} e^{-x/\beta}$$
⁽¹⁾

โดย lpha คือ Shape parameter, eta คือ Scale parameter, x คือ ข้อมูลปริมาณน้ำฝน และ \varGamma คือฟังก์ชั่นแกมมา

ในการคำนวณความเหมาะสมของฟังก์ชั่นการกระจายตัวแบบ แกมมากับข้อมูลปริมาณน้ำฝนที่ศึกษา จำเป็นต้องมีการประมาณ ค่าพารามิเตอร์ต่างๆ ของ SPI คือการประมาณค่า Shape parameter (α) และค่า Scale parameter (β) โดยวิธีการความน่าจะเป็นสูงสุด maximum likelihood estimation ดังแสดงในสมการที่ (2),(3), และ(4)

$$\hat{\alpha} = \frac{1}{4A} \left(1 + \sqrt{1 + \frac{4A}{3}} \right) \tag{2}$$

$$\hat{\beta} = \frac{\bar{x}}{\hat{\alpha}}$$
(3)

$$A = \ln(\bar{x}) - \frac{\sum \ln(x)}{n} \tag{4}$$

โดยที่ *n* คือ จำนวนข้อมูลปริมาณน้ำฝน, \overline{x} คือ ค่าเฉลี่ยปริมาณ น้ำฝน

ฟงัก์ชั่นความหนาแน่นน่าจะเป็นสะสม (Cumulative probability density function) ของสมการที่ (1) แสดงดังสมการที่ (5)

$$G(x) = \int_0^x g(x) dx = \frac{1}{\hat{\beta}^{\hat{\alpha}} \Gamma(\hat{\alpha})} \int_0^x x^{\hat{\alpha} - 1} e^{-x/\hat{\beta}} dx$$
(5)

เมื่อกำหนดให้ $t=x/\,\hat{eta}\,$ จะได้

$$G(x) = \frac{1}{\Gamma(\hat{\alpha})} \int_{0}^{x} t^{\hat{\alpha}-1} e^{-t} dt$$
(6)

เนื่องจากแกมมาฟังก์ชั่นจะหาค่าไม่ได้เมื่อ x=0 ซึ่งปริมาณน้ำฝน สามารถมีค่าเป็น o เมื่อไม่มีฝนตก ดังนั้นจึงต้องแปลงฟังก์ชั่นความ หนาแน่นน่าจะเป็นสะสม เป็นดังสมการที่ (7)

$$H(x) = q + (1 - q)G(x)$$
(7)

เมื่อ q คือ ความน่าจะเป็นที่จะไม่มีฝนตก ซึ่งมีค่าเท่ากับจำนวน เดือนที่ไม่มีฝนตก (m) หารด้วยจำนวนเดือนที่ศึกษา (n) จากนั้นนำค่า H(X) มาแปลงเป็นค่าปกติมาตรฐาน (Standard normal) ที่มีค่าเฉลี่ย เท่ากับ 0 และความแปรปรวนมีค่าเท่ากับ 1 ซึ่งคือค่า ดรรชนีความแห้ง แล้ง (SPI) นั่นเอง ซึ่งสมการในการประมาณค่า Z หรือ SPI แสดงดัง สมการที่ (8) และ (9)

$$SPI = -\left(t - \frac{c_0 + c_1 t + c_2 t^2}{1 + d_1 t + d_2 t^2 + d_3 t^3}\right); 0 \le H(x) \le 0.5$$
(8)

$$SPI = + \left(t - \frac{c_0 + c_1 t + c_2 t^2}{1 + d_1 t + d_2 t^2 + d_3 t^3} \right); 0.5 \le H(x) \le 1.0$$
(9)

โดยที่

$$t = \sqrt{\ln\left(\frac{1}{H(x)^2}\right)}; 0 \le H(x) \le 0.5$$
 (10)

$$t = \sqrt{\ln\!\left(\frac{1}{1.0 - H(x)^2}\right)}; 0 \le H(x) \le 0.5$$
(11)

ทำหนดค่าสัมประสิทธิ์ของพารามิเตอร์ในสมการที่ (8) และ (9) คือ c₀ = 2.515517, c₁ = 0.802853, c₂ = 0.010328, d₁ = 1.432788, d₂ = 0.189269, และ d₃ = 0.001308 [11] ในการศึกษานี้ใช้การวิเคราะห์ดรรชนีความแห้งแล้งของฝนที่ต่าง จากค่าปกติ (SPI) สำหรับการหาค่าความแห้งแล้ง โดยความแห้งแล้ง ส่วนใหญ่มีตัวแปรที่ส่งผลต่อการวิเคราะห์ที่สำคัญคือ ความรุนแรงและ ระยะเวลาเหตุการณ์ความแห้งแล้ง [8] ได้กำหนดค่าสำหรับความแห้ง แล้ง คือ เมื่อค่า Z หรือ SPI มีค่าน้อยกว่า -1.00 ดังแสดงในตารางที่ 1 โดยที่ระยะเวลาความแห้งแล้งจะถูกกำหนดโดยช่วงระยะเวลาต่อเนื่อง ที่ค่าดรรชนีความแห้งแล้ง SPI ในช่วงระยะเวลาดังกล่าวมีค่าน้อยกว่า -1.00 ในขณะที่ความรุนแรงถูกกำหนดเป็นค่าสะสมของดรรชนีความ แห้งแล้งในช่วงระยะเวลาความแห้งแล้ง ดังแสดงในสมการที่ (12) และ รูปที่ (2)

$$S = -\sum_{i=1}^{D} SPI_i \tag{12}$$

โดยที่ S คือ ความรุนแรงความแห้งแล้ง, D คือ ระยะเวลาความ แห้งแล้ง

ตารางที่ 1 เกณฑ์การแบ่งระดับความรุนแรงของดรรชนีความแห้งแล้งของฝน ที่ต่างจากค่าปกติ (SPI)

ค่าดรรชนีความแห้งแล้ง (SPI)	ลักษณะ
มากกว่าหรือเท่ากับ 2.00	ฝนชุกมากที่สุด
1.50 ถึง 1.99	ฝนชุกมาก
1.00 ถึง 1.49	ฝนชุกปานกลาง
-0.99 ถึง 0.99	ฝนใกล้เคียงค่าปกติ
-1.00 ถึง -1.49	ฝนแล้งปานกลาง
-1.50 ถึง -1.99	ฝนแล้งมาก
น้อยกว่าหรือเท่ากับ -2.00	ฝนแล้งรุนแรงที่สุด



ร**ูปที่ 2** การจำกัดความของลักษณะความแห้งแล้ง [12] ที่มา: Mirabbasi, R. and et al. (2011).

3.2 การวิเคราะห์เหตุการณ์ความแห้งแล้งแบบ 2 ตัวแปร

การวิเคราะห์เหตุการณ์ความแห้งแล้งแบบ 2 ตัวแปร โดย ประยุกต์ใช้ Copula Method ซึ่งเป็นฟังก์ชั่นการแจกแจงแบบหลายตัว แปร X_n ที่มีฟังก์ชั่นการกระจายด้วแบบมาร์จินัล (Marginal Distribution Functions: F_n) เหมือนกันหรือต่างกัน เป็นการเชื่อมโยง ฟังก์ชั่นของการแจกแจงความน่าจะเป็นแบบเดี่ยวให้อยู่ในรูปของ ฟังก์ชั่นการแจกแจงความน่าจะเป็นแบบหลายตัวแปรผ่านฟังก์ชั่นของ Copula แสดงดังสมการที่ (13)

$$H(x, y) = C(F_X(x), F_Y(y))$$
(13)

โดย C คือฟังก์ชั่น Copula ของฟังก์ชั่นการแจกแจงมาร์จินัล (Marginal Distribution Function, F_n) ของตัวแปรสุ่ม n

ในการศึกษาครั้งนี้ได้เลือกรูปแบบของฟังก์ชั่น Clayton Copula เพื่อใช้ในการวิเคราะห์การแจกแจงความน่าจะเป็นร่วมของความรุนแรง และระยะเวลาเหตุการณ์ความแห้งแล้ง ซึ่งเป็นฟังก์ชั่นที่เหมาะสมกับ การวิเคราะห์เหตุการณ์ความแห้งแล้งและเป็นที่นิยมอย่างแพร่หลาย [7-8] แสดงดังสมการที่ (14)

$$C(u,v) = \left(u^{-\theta} + v^{-\theta} - 1\right)^{-\frac{1}{\theta}}; \theta \ge 0$$
(14)

และฟ[ั]งก์ชั่นความหนาแน่นของ C แสดงดังสมการที่ (15)

$$c(u,v) = (\theta+1)(u^{-\theta}+v^{-\theta}-1)^{-y_{\theta}-2}(uv)^{-\theta-1}; \theta \ge 0$$
(15)
เมื่อ $u = F(x) = P(X \le x), v = F(y) = P(Y \le y)$ และ
$$C(u,v) = H(x,y) = P(X \le x, Y \le y)$$

โดยที่ *O* เป็นพารามิเตอร์ของฟังก์ชั่น Copula ซึ่งมีความสัมพันธ์ กับค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์แบบตำแหน่งเคนดอลล์ (Kendall's Coefficient of correlation, *t*) ระหว่างตัวแปร x และ y แสดงดัง สมการที่ (16)

$$\tau = \frac{\theta}{\theta + 2}$$
 $\eta = \frac{\tau}{1 - \tau}$ (16)

ในการศึกษาครั้งนี้กำหนดให้ $u = F_s(s)$ และ $v = F_D(D)$ คือ ฟังก์ชั่นการแจกแจงแบบสะสม (Cumulative Distribution Function : CDFs) ของความรุนแรงและระยะเวลาเหตุการณ์ความแห้งแล้ง ตามลำดับ แสดงดังสมการที่ (17)

$$C(F_{\mathcal{S}}(s), F_{\mathcal{D}}(d)) = \left(F_{\mathcal{S}}(s)^{-\theta} + F_{\mathcal{D}}(d)^{-\theta} - 1\right)^{-\frac{1}{\theta}}; \theta \ge 0$$
(17)

โดยฟังก์ชั่นการแจกแจงแบบสะสม (Cumulative Distribution Function : CDFs) ของการกระจายตัวแบบแกมมา (Gamma Distribution) ซึ่งสามารถเข้ากันได้ดีกับความรุนแรงและระยะเวลาของ เหตุการณ์ความแห้ง [5] แสดงดังสมการที่ (18)

$$F_{S,D}(s,d) = \frac{1}{\Gamma(\hat{\alpha})} \int_0^{s,d} t^{\hat{\alpha}-1} e^{-t} dt$$
(18)

โดย s คือ ความรุนแรงความแห้งแล้ง, d คือ ระยะเวลาความแห้ง แล้ง, \hat{lpha} คือ Shape parameter, \hat{eta} คือ Scale parameter, \varGamma คือ ฟังก์ชั่นแกมมา และ $t=x/\hat{eta}$

3.3 การวิเคราะห์คาบการเกิดซ้ำร่วมของเหตุการณ์ความแห้งแล้ง

สำหรับการประเมินเหตุการณ์ความแห้งแล้งที่ดี ค่าการกระจายตัว ของความรุนแรงและระยะเวลาเหตุการณ์ความแห้งแล้งต้องสามารถ นำมาใช้ในการวิเคราะห์คาบการเกิดซ้ำร่วมได้ การวิเคราะห์คาบการ เกิดซ้ำของเหตุการณ์ความแห้งแล้งตัวแปรเดียว สำหรับความรุนแรง เหตุการณ์ความแห้งแล้ง (T_S) และระยะเวลาเหตุการณ์ความแห้งแล้ง (T_D) แสดงดังสมการที่ (19) และ (20)

$$T_{S} = \frac{1}{\gamma P(S \ge s)} = \frac{1}{\gamma (1 - F_{S}(s))}$$
(19)

และ

$$T_{D} = \frac{1}{\gamma P(D \ge d)} = \frac{1}{\gamma (1 - F_{D}(d))}$$

$$\tag{20}$$

สำหรับการวิเคราะห์ดาบการเกิดซ้ำร่วมของเหตุการณ์ความแห้ง แล้ง (T_{SD}) แสดงดังสมการที่ (21)

$$T_{SD} = \frac{1}{\gamma \left(P(S \ge sorD \ge d) \right)} = \frac{1}{\gamma \left(1 - F_{S,D}(s,d) \right)}$$
$$T_{SD} = \frac{1}{\gamma \left(1 - C_{\theta}(F_{S}(s), F_{D}(d)) \right)}$$
(21)

เมื่อ ∥ คือ ค่าเฉลี่ยของจำนวนเหตุการณ์ความแห้งแล้งต่อจำนวนปี ที่ศึกษา

3.4 สัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์แบบตำแหน่งเคนดอลล์

Kendall's *τ* (tau) คือการหาค่าทางสถิติแบบไร้พารามิเตอร์ของ
 ความสัมพันธ์ระหว่าง 2 ตัวแปร แสดงถึงความน่าจะเป็นระหว่างข้อมูล
 จากการเก็บรวบรวมในลำดับเดียวกันกับข้อมูลจากการเก็บรวบรวมที่
 ไม่อยู่ในลำดับเดียวกัน โดย *τ* มีค่าเป็นบวก แสดงว่าตัวแปรมี
 ความสัมพันธ์แบบผันตรง (Concordant Pairs, *C*) *τ* มีค่าเป็นลบ
 แสดงว่าตัวแปรมีความสัมพันธ์แบบผกผัน (Disconcordant Pairs, *D*)
 และ *τ* มีค่าเป็นศูนย์ แสดงว่าตัวแปรเป็นอิสระต่อกัน ดังจะแสดงเป็น
 สมการดังนี้ กำหนดตัวแปรสุ่ม คือ (x_i,y_i) และ (x_j,y_j) โดยมีเงื่อนไขเมื่อ
 (x_i- x_j).(y_i-y_j) > 0 แสดงว่ามีความสัมพันธ์แบบผกผัน และเมื่อ (x_i-x_j).(y_i-y_j)
 < 0 แสดงว่ามีความสัมพันธ์แบบผกผัน และเมื่อ (x_i-x_j).(y_i-y_j)

ในการคำนวณหาค่า Kendall's τ (tau) เมื่อทำการตรวจสอบ ลักษณะความสัมพันธ์ของการแปรผันของตัวแปรสุ่มแล้ว จะทำการ คำนวณค่า Kendall's τ (tau) จากกลุ่มตัวอย่าง แสดงดังสมการที่ (22)

$$\tau = \frac{C-D}{\binom{n}{2}} = \frac{C-D}{C+D} = \frac{C-D}{\frac{n(n-1)}{2}} = \frac{C-D}{\frac{n!}{2!(n-2)!}}$$
(22)

เมื่อ C คือ จำนวนค่าของคู่ตัวแปรสุ่มที่มีความสัมพันธ์ผันตรง, D คือ จำนวนค่าของคู่ตัวแปรสุ่มที่มีความสัมพันธ์ผกผัน, และ n คือ จำนวนข้อมูลคู่ตัวแปร ในบางกรณีจะมีค่าคู่ตัวแปรสุ่มบางคู่ที่แสดงค่าเท่ากับ 0 คือ ตัว แปร (x_i-x_j) = 0 หรือ (y_i-y_j) = 0 ซึ่งทำให้ตัวแปรเป็นอิสระต่อกัน จึงต้อง มีการปรับแก้สมการ ดังแสดงในสมการที่ (23)

$$\tau = \frac{C - D}{\left[\left(\frac{n(n-1)}{2}\right) - n_x\right] \cdot \left[\left(\frac{n(n-1)}{2}\right) - n_y\right]}$$
(23)

เมื่อ n_x คือ จำนวนของตัวแปรสุ่มที่ $x_i - x_j = 0$ และ n_y คือ จำนวนของตัวแปรสุ่มที่ $y_i - y_j = 0$

ในการศึกษานี้จะแทนตัวแปร x ด้วย S คือ ความรุนแรงของความ แห้งแล้ง (Drought Severity) และแทนด้วแปร y ด้วย D คือ ระยะเวลาของความแห้งแล้ง (Drought Duration)

4. การวิจัยและอภิปรายผล

จากการประเมินความแห้งแล้งทางอุทกวิทยา โดยใช้ข้อมูลปริมาณ น้ำฝนรายเดือน ย้อนหลัง 40 ปี ของสถานี M.6A ตั้งอยู่ที่ อำเภอสตึก จังหวัดบุรีรัมย์ โดยวิเคราะห์ดรรชนีความแห้งแล้งของฝนที่ต่างจากค่า ปกติ (SPI) ที่ 3, 6, 9 และ 12 เดือน และวิเคราะห์ความแห้งแล้ง 2 ตัวแปร โดยประยุกต์ใช้ฟังก์ชั่น Clayton Copula ซึ่งพิจารณาตัวแปร 2 ตัวแปร คือ ความรุนแรงและระยะเวลาขอเหตุการณ์ความแห้งแล้ง

การวิเคราะห์ค่าดรรชนีความแห้งแล้งของฝนที่ต่างจากค่าปกติ (SPI) ที่ 3, 6, 9 และ 12 เดือน เมื่อกำหนดค่าสำหรับความแห้งแล้ง เมื่อค่า SPI มีค่าน้อยกว่า -1.00 ดังแสดงในตารางที่ (1) โดยระยะเวลา เหตุการณ์ความแห้งแล้งจะถูกกำหนดจากช่วงระยะเวลาต่อเนื่อง ที่ค่าดรรชนีความแห้งแล้งในช่วงระยะเวลาดังกล่าวมีค่าน้อยกว่า -1.00 ขณะที่ความรุนแรงถูกกำหนดจากค่าสะสมของดรรชนีความแห้งแล้ง ในช่วงระยะเวลาเหตุการณ์ความแห้งแล้ง จากสมการที่ (12) และ สามารถวิเคราะห์ค่าความรุนแรงและระยะเวลาเหตุการณ์ความแห้งแล้ง แสดงดังในรูปที่ (3) พบว่าค่าสัมประสิทธิ์ของการตัดสินใจ (R-Square) ที่ SPI 3, 6, 9 และ 12 เดือน มีค่าเท่ากับ 0.78, 0.85, 0.95 และ 0.93 ตามลำดับ ซึ่งทุกกรณีอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้ มีความเหมาะสมของ ข้อมูล ความแปรผันของค่าความรุนแรงและระยะเวลาเหตุการณ์ความ แห้งแล้งกระจายตัวรอบค่าเฉลี่ยได้เป็นอย่างดี

การวิเคราะห์ความน่าจะเป็นแบบ 2 ตัวแปร จากค่าความรุนแรง และระยะเวลาเหตุการณ์ความแห้งแล้งที่ได้จากการวิเคราะห์ SPI โดยประยุกด์ใช้ฟังก์ชั่น Clayton Copula ในการเชื่อมตัวแปร 2 ตัวแปร เข้าด้วยกัน จากสมการที่ (17) คำนวณพารามิเตอร์ θของ Clayton Copula จากสมการที่ (16) ซึ่งมีความสัมพันธ์กับค่าสัมประสิทธิ์ สหสัมพันธ์แบบตำแหน่งเคนดอลล์ (Kendall's tall, τ) สามารถคำนวณ ได้จากสมการที่ (23) ดังแสดงในตารางที่ (2)

ตารางที่ 2 ค่าพารามิเตอร์สำหรับ Clayton Cop
--

SPI (month)	τ	θ
3	0.726	5.311
6	0.795	7.752
9	0.841	10.569
12	0.839	10.424



(a) SPI 3 month



(b) SPI 6 month









การวิเคราะห์พารามิเตอร์ของฟังก์ชั่นการแจกแจงแบบสะสม (Cumulative Distribution Function : CDFs) ของการกระจายตัวแบบ แกมมา (Gamma Distribution) จากสมการที่ (18) คำนวณด้วยวิธี ความน่าจะเป็นสูงสุด (Maximum likelihood method) ของความรุนแรง และระยะเวลาเหตุการณ์ความแห้งแล้ง ที่ SPI 3, 6, 9 และ 12 เดือน โดยค่าพารามิเตอร์ต่างๆ ที่ใช้ในการวิเคราะห์ความน่าจะเป็น ดังแสดง ในตารางที่ (3)

Variate	Parameter	SPI 3	SPI 6	SPI 9	SPI 12	
	$\hat{\alpha}$	1.131	0.707	0.423	0.435	
Severity	\hat{eta}	2.398	5.596	13.950	20.213	
Duration	$\hat{\alpha}$	2.207	1.323	0.908	0.990	
	\hat{eta}	1.616	3.825	8.241	11.064	

ตารางที่ 3 ค่าพารามิเตอร์สำหรับการวิเคราะห์กระจายตัวแบบแกมมา (Gamma Distribution)

ผลการวิเคราะห์ความน่าจะเป็นแบบ 2 ดัวแปร จากสมการที่ (17) และ (18) ระหว่างความรุนแรงและระยะเวลาเหตุการณ์ความแห้งแล้ง ที่ SPI 3, 6, 9 และ 12 เดือน ดังแสดงในรูปที่ (4) และผลการวิเคราะห์ คาบการเกิดซ้ำแบบ 2 ตัวแปร จากสมการที่ (21) โดยผลการคำนวณ ถ่าเฉลี่ยของจำนวนเหตุการณ์ความแห้งแล้งต่อจำนวนปีที่ศึกษา (γ) ที่ 3, 6, 9, และ 12 เดือน ซึ่งมีความสัมพันธ์กับการวิเคราะห์คาบการเกิด ซ้ำแบบ 2 ตัวแปร เท่ากับ 1.634, 1.195, 0.805 และ 0.537 ตามลำดับ ดังแสดงในรูปที่ (5)

รูปที่ (6) และ รูปที่ (7) แสดงการเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์คาบ การเกิดซ้ำ ที่ได้จากการวิเคราะห์ดัวแปรแบบ 1 ตัวแปร และ 2 ตัวแปร ของ SPI ที่ 3, 6, 9 และ 12 เดือน โดยกำหนดค่าความรุนแรงและ ระยะเวลาเหตุการณ์ภัยแล้งในแกนเดียวกัน (แกน x) กับคาบการเกิด ซ้ำ (แกน y) ในการวิเคราะห์คาบการเกิดซ้ำแบบ 2 ตัวแปรนั้น จะ กำหนดให้ค่าความรุนแรงและระยะเวลาการเกิดเหตุการณ์ความแห้ง แล้งมีค่าเท่ากัน

ผลการวิเคราะห์เพื่อเปรียบเทียบคาบการเกิดซ้ำ 1 ตัวแปรทั้ง ความรุนแรง (T_S) และระยะเวลา (T_D) ของเหตุการณ์ความแห้งแล้ง จากสมการที่ (19) และ (20) และวิเคราะห์คาบการเกิดซ้ำ 2 ตัวแปร (T_{SD}) จากสมการที่ (21) ได้ ซึ่งแสดงให้เห็นผลการวิเคราะห์เพื่อ เปรียบเทียบคาบการเกิดซ้ำแบบ 1 ดัวแปร และ 2 ดัวแปร โดย พิจารณาที่ความรุนแรงและระยะเวลาเหตุการณ์ความแห้งแล้งเดียวกัน ที่คาบการเกิดซ้ำ 2 ตัวแปร มีขนาดเล็กกว่าหรือมีโอกาสเกิดได้ มากกว่าที่คาบการเกิดซ้ำ 1 ดัวแปรไม่ว่าจะเป็นความรุนแรงหรือ ระยะเวลาอย่างใดอย่างหนึ่งก็ตาม เช่นที่ SPI 3 เดือน ความรุนแรงหรือ ระยะเวลา(เดือน) เหตุการณ์ความแห้งแล้ง เท่ากับ 12 ที่คาบการเกิด ซ้ำ 1 ดัวแปร ของความรุนแรงและระยะเวลาเหตุการณ์กวามแห้งแล้ง ให้ค่าของคาบการเกิดซ้ำ เท่ากับ 67.3 ปี และ 86.2 ปี ตามลำดับ แต่ที่ คาบการเกิดซ้ำ 2 ดัวแปร ให้ค่าของคาบการเกิดซ้ำร่วม เท่ากับ 39.0 ปี เป็นต้น ดังแสดงในรูปที่ (6)







(b) SPI 6 month







(d) SPI 12 month

<mark>รูปที่ 4</mark> ความน่าจะเป็นร่วม (Joint Probability Distributions) ระหว่างความรุนแรงและระยะเวลาเหตุการณ์ความแห้งแล้ง









(b) SPI 6 month



(c) SPI 9 month



(d) SPI 12 month ร**ูปที่ 5** คาบการเกิดซ้ำร่วม (Joint Return Periods) ระหว่างความรุนแรงและระยะเวลาเหตุการณ์ความแห้งแล้ง







(b) SPI 6 month



(c) SPI 9 month











(b) SPI 6 month







(d) SPI 12 month ร**ูปที่ 7** เปรียบเทียบคาบการเกิดซ้ำ 1 ตัวแปร และคาบการเกิดซ้ำ 2 ตัวแปร โดยกำหนดคาบการเกิดซ้ำที่ 50 ปี

ในทางกลับกันหากพิจารณาที่คาบการเกิดซ้ำเป็นหลัก จะพบว่า ที่คาบการเกิดซ้ำเดียวกัน การวิเคราะห์คาบการเกิดซ้ำแบบ 2 ตัวแปร จะให้ค่าความรุนแรงและระยะเวลาเหตุการณ์ความแห้งแล้งที่มากกว่า หรือรุนแรงกว่าการวิเคราะห์คาบการเกิดซ้ำตัวแปรเพียงตัวใดตัวหนึ่ง เท่านั้น เช่น ที่ SPI 3 เดือน คาบการเกิดซ้ำ 50 ปี ในการวิเคราะห์คาบ การเกิดซ้ำแบบ 1 ตัวแปร จะได้ค่าความรุนแรงเท่ากับ 11.3 และ ระยะเวลา เท่ากับ 11.0 เดือน แต่ในการวิเคราะห์คาบการเกิดซ้ำแบบ 2 ตัวแปร จะได้ค่าความรุนแรงและระยะเวลา(เดือน) เท่ากับ 12.6 สามารถสรุปได้ว่าในทุกกรณีค่าการวิเคราะห์คาบการเกิดซ้ำแบบ 2 ตัว แปร มีค่ามากกว่าเสมอ ดังแสดงในตารางที่ (4) และรูปที่ (7)

ตารางที่ 4 เปรียบเทียบความรุนแรงและระยะเวลาของการวิเคราะห์แบบ 1 ตัวแปร และ 2 ตัวแปร ที่ SPI และคาบการเกิดช้ำต่างๆ

CDI	Detum Devied	Univa	Bivariate	
581	Return Period	Τ _s	Τ _D	T _{s,D}
3 month	5	5.6	6.4	7.2
	10	7.3	7.8	8.9
	20	9.0	9.2	10.5
	50	11.3	11.0	12.6
	100	13.0	12.3	14.1
	200	14.6	13.6	15.6
6 month	5	7.4	8.7	9.9
	10	10.8	11.6	13.6
	20	14.3	14.5	17.2
	50	19.1	18.2	21.7
	100	22.7	21.0	25.0
	200	26.4	23.8	28.4
9 month	5	7.6	10.4	11.3
	10	14.2	15.9	18.7
	20	21.6	21.5	26.5
	50	32.0	28.8	36.6
	100	40.3	34.4	44.1
	200	48.7	40.1	51.8
12 month	5	6.5	10.8	11.1
	10	15.3	18.4	20.8
	20	25.6	26.1	31.8
	50	40.4	36.2	46.4
	100	52.1	43.8	57.2
	200	64.2	51.5	68.2

5. สรุปผลการวิจัย

การประเมินความแห้งแล้งทางอุทกวิทยา สำหรับสถานีวัดน้ำฝน M.6A ดั้งอยู่ที่ อำเภอสตึก จังหวัดบุรีรัมย์ ในภาคตะวันออกเฉียงเหนือ ตอนล่างของประเทศไทย โดยวิเคราะห์ตัวแปรร่วมระหว่างความรุนแรง และระยะเวลาเหตุการณ์ความแห้งแล้ง

จากผลการศึกษาครั้งนี้สามารถวิเคราะห์ประมาณคาบการเกิดซ้ำ ระหว่างความรุนแรงและระยะเวลาเหตุการณ์ความแห้งแล้ง ซึ่งแสดง การเปรียบเทียบระหว่างการวิเคราะห์ 1 ตัวแปร และ 2 ตัวแปร พบว่า ้คาบการเกิดซ้ำของ 2 ตัวแปร จะมีขนาดเล็กกว่าเมื่อเปรียบเทียบกับ การวิเคราะห์ 1 ตัวแปร ไม่ว่าจะเป็นความรุนแรงหรือระยะเวลาความ แห้งแล้งอย่างใดอย่างหนึ่งก็ตาม นั้นหมายความว่าที่ความรุนแรงหรือ ระยะเวลาเหตุการณ์ความแห้งแล้งเดียวกัน คาบการเกิดซ้ำแบบ 2 ตัว แปร จะมีโอกาสเกิดขึ้นได้มากกว่าหรือบ่อยกว่าคาบการเกิดซ้ำ 1 ตัว แปร ดังแสดงในรูปที่ (6) อาจสรุปได้ว่าการวิเคราะห์ความน่าจะเป็น ร่วมและคาบการเกิดซ้ำร่วมแสดงให้ถึงความสัมพันธ์ของตัวแปรความ รุนแรงและระยะเวลาเหตุการณ์ความแห้งแล้งที่มีความสัมพันธ์ร่วมกัน ต่อการวิเคราะห์เหตุการณ์ความแห้งแล้ง สามารถให้อธิบายเหตุการณ์ ความแห้งแล้งได้ชัดเจนกว่าการพิจารณาเพียงความรุนแรงหรือ ระยะเวลาเหตุการณ์ความแห้งแล้งเพียงอย่างใดอย่างหนึ่ง และสามารถ นำผลการศึกษาครั้งนี้ไปช่วยในการประเมินความแห้งแล้งเพื่อนำไปสู่ กระบวนการบริหารจัดการและลดความเสียงการเกิดเหตุการณ์ความ แห้งแล้งใด้ต่อไป

กิตติกรรมประกาศ

ขอขอบคุณคณาจารย์จากภาควิชาวิศวกรรมทรัพยากรน้ำ คณะ วิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตบางเขน สำหรับคำแนะนำในการเขียนบทความ และข้อมูลต่างๆ ในการศึกษานี้ จากสำนักบริหารจัดการน้ำและอุทกวิทยา กรมชลประทาน

เอกสารอ้างอิง

- [1] สถาบันสารสนเทศทรัพยากรน้ำและการเกษตร (2555). การ ดำเนินการด้านการรวบรวมข้อมูลและวิเคราะห์ข้อมูล โครงการ พัฒนาระบบคลังข้อมูล 25 ลุ่มน้ำและแบบจำลองน้ำท่วมน้ำแล้ง, ลุ่มน้ำมูล. บริษัท แอสดีคอน คอร์ปเรชั่น จำกัด, หน้า 1-17, 86.
- [2] วิรัช วรานุจิตต์ และคณะ (2544). ดรรชนีความแห้งแล้งสาหรับ ประเทศไทย. เอกสารวิชาการเลขที่ 551.577.38-01-2554.
- [3] อภิวัฒน์ ก้อนทอง และ ปานวิทย์ ธุวนุติ (2558). ค่าดรรชนีที่ใช้ ในการตรวจจับพื้นที่ภัยแล้ง. วารสารเทศโนโลยีสารสนเทศ ลาดกระบัง, Vol 4, No 1.
- [4] Rajsekhar, D., Singh, V.P., and Mishra, A. (2015). Hydrological Drought Atlas for the State of Texas. Journal of Hydrologic Engineering, Volume 20 Issue 7.
- [5] Ekanayake, E.M.R.S.B. and Perera, K. (2014). Analysis of Drought Severity and Duration Using Copulas in Anuradhapura, Sri Lanka. British Journal of Environment & Climate Change, 4(3): 312-327.
- [6] Yusof, F., Hui-Mean, F., Suhaila, J. and Yusof, Z. (2013). Characterisation of Drought Properties with Bivariate Copula. Analysis. Water Resources Management An International Jouranl, DOI 10.1007/s11269-013-0402-4.

- [7] Almedeij, J. (2014). Drought Analysis for Kuwait Using Standardized Precipitation Index. The Scientific World Journal Volume 2014, 9 pages.
- [8] Shiau, J.T., Feng S., and Nadarajah, S. (2007). Assessment of hydrological droughts for the Yellow River China, using copulas. Environmental Modeling & Assessment 17:469-482.
- McKee, T. B., Doesken, N. J., and Kleist, J. (1995).
 Drought monitoring with multiple time scales. Preprint, 9th
 AMS Conference on Applied Climatology, PP.233-236
- [10] Karabulut, M. (2015). Drought analysis in Antakya-Kahramanmaras Graben, Turkey. Journal of Arid Land 7(6):.741-754.
- [11] Naresh Kumar, M., Murthy, C.S., Sesha Sai, M.V.R. and Roy, P.S. (2009). On the use of Standardized Precipitation Index (SPI) for drought intensity assessment. Meteorological Applications, 16: 381–389.
- [12] Mirabbasi, R., Fakheri-Fard, A. and Dinpashoh, Y. (2011). Bivariate drought frequency analysis using the copula method. Theoretical and Applied Climatology, DOI 10.1007/ s00704-011-0524-7

94



ความเชื่อถือได้ทางชลศาสตร์ของพื้นที่เฟ้าระวัง โดยใช้ดัชนีความยืดหยุ่น : กรณีศึกษาการประปานครหลวง







การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 22 วันที่ 18-20 กรกฎาคม 2560 จ.นครราชสีมา

ความเชื่อถือได้ทางชลศาสตร์ของพื้นที่เฝ้าระวังโดยใช้ดัชนีความยืดหยุ่น : กรณีศึกษาการประปานครหลวง Hydraulic Reliability of District Metering Area using Resilience Index : A Case Study of Metropolitan Waterworks Authority

ธัญชนิต วงศ์วิเศษ^{1,} อดิชัย พรพรหมินทร์² และ สุรชัย ลิปิวัฒนาการ³

^{1.2.3} ภาควิชาวิศวกรรมทรัพยากรน้ำ คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ กรุงเทพมหานคร *Corresponding author; E-mail address: Thunchanit.w@mwa.co.th

บทคัดย่อ

การจัดตั้งพื้นที่เฝ้าระวัง (DMA) เป็นหนึ่งในกลยุทธ์วิธีที่การประปา ้นครหลวง (กปน.) เลือกนำมาใช้เพื่อควบคุมน้ำสูญเสียในระบบโครงข่าย กระจายน้ำ แต่ในทางกลับกันการจัดตั้งพื้นที่เฝ้าระวังอาจส่งผลให้เกิด การสูญเสียพลังงานภายในระบบโครงข่ายกระจายน้ำมากขึ้น เนื่องจาก มีการ[์]ปิดประตูน้ำเพื่อแบ่งพื้นที่และมีการปิดประตูน้ำที่เชื่อมต่อระหว่าง ท่อประธานกับท่อจ่ายน้ำบางจุด ซึ่งอาจไม่เหมาะสมในการติดตั้ง อุปกรณ์วัดอัตราการไหลน้ำประปา การศึกษานี้ได้ทำการวิเคราะห์ พถติกรรมทางชลศาสตร์ในพื้นที่เฝ้าระวัง 54-09-03 ของสำนักงาน ประปาสาขาบางบัวทอง โดยสร้างแบบจำลองทางชลศาสตร์โครงข่ายท่อ ประปาถึงระดับจุดผู้ใช้น้ำด้วยซอฟท์แวร์คอมพิวเตอร์ EPANET 2.0 และได้สอบเทียบแบบจำลองด้วยข้อมูลตรวจวัดที่จุดจ่ายน้ำเข้าพื้นที่เฝ้า ระวังและข้อมูลตรวจวัดแรงดันน้ำที่หัวดับเพลิงภายในพื้นที่ แล้วจึง ้นำไปวิเคราะห์หาพลังงานสูญเสียภายในพื้นที่ และเปรียบเทียบความ เชื่อถือได้ทางชลศาสตร์โดยใช้ดัชนีความยืดหยุ่น ซึ่งแบ่งเป็น 2 กรณีศึกษา คือ 1) ลดปริมาณน้ำสูญเสีย และ 2) ยกเลิกการจัดตั้งพื้นที่ เฝ้าระวัง (เพิ่มจุดจ่ายน้ำเข้าพื้นที่) ซึ่งจากผลการศึกษาพบว่าหาก ้ กำหนดแรงดันน้ำขั้นต่ำเท่ากับ 6 เมตร (24 ชั่วโมง) ค่าดัชนีความ ยึดหยุ่นในกรณีลดปริมาณน้ำสูญเสียของพื้นที่ศึกษาจะเพิ่มขึ้นจาก -0.20 เป็น -0.18 และในกรณียกเลิกพื้นที่เฝ้าระวังจะเพิ่มขึ้นจาก 0.02 เป็น 0.20 ซึ่งแสดงให้เห็นว่าทั้งสองกรณีมีค่าดัชนีความยืดหยุ่นที่ เพิ่มขึ้น ซึ่งสื่อได้ว่าระบบโครงข่ายท่อมีความเชื่อถือได้ทางชลศาสตร์ เพิ่มขึ้น อันเนื่องมาจากการสลายพลังงานภายในระบบโครงข่ายท่อ ลดลง และมีผลทำให้ผู้ใช้น้ำได้รับแรงดันน้ำที่เพิ่มมากขึ้นด้วย

คำสำคัญ: พื้นที่เฝ้าระวัง, พลังงาน, ความเชื่อถือได้, การประปานคร หลวง

Abstract

The establishment of District Metering Area (DMA) is one of the strategies that Metropolitan Waterworks Authority (MWA) has applied to control water losses in its water distribution network. In contrast, the DMA establishment may affect higher energy loss inside a network due to the close of some connections between trunk mains and distribution pipes because it may be not suitable for the installation of flow meters. In this study, hydraulic behaviors of DMA 54-09-03 in the Bang Bua Thong branch office are analyzed by pipe network hydraulic model to the scale of customer meters using EPANET 2.0 computer software. The model was calibrated by measuring flow data at inlet meter and pressure data at fire hydrants in the area. Then, it is used to evaluate the energy aspect in the DMA and also the reliability using a resilience index. Two case studies are considered: 1) DMA reduction of water 2) cancellation of losses and establishment (an increase of inlets). From the result of model, The case study of reduction of water losses that if the minimum pressure is set at 6 m (24 hrs.), the resilience indices increase from -0.20 to -0.18 and the case study of cancellation of DMA that the resilience indices increase from 0.02 to 0.20 .It implies that the network is more hydraulically reliable because the energy losses from both cases reduce and subsequently, customers receive higher water pressure

Keywords: district metering area (DMA), energy, reliability, Metropolitan Waterworks Authority (MWA)

1. บทนำ

การประปานครหลวง (กปน.) ได้ประสบบัญหาการบริหารจัดการ ควบคุมน้ำสูญเสีย ซึ่งปริมาณน้ำสูญเสีย(Water Loss) มีแนวโน้ม เพิ่มขึ้นเรื่อยๆ ดังนั้น กปน. จึงได้นำกลยุทธ์วิธีการแก้ปัญหา ด้วยการ จัดตั้งพื้นที่เฝ้าระวัง (District Metered Area, DMA) เพื่อควบคุมน้ำ สูญเสีย นั้นก็คือการแบ่งพื้นที่โครงข่ายระบบท่อที่มีพื้นที่ขนาดใหญ่ ออกเป็นพื้นที่ย่อยๆ ที่แยกออกจากกันอย่างชัดเจนทางชลศาสตร์ ซึ่ง
้จำเป็นต้องมีการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดอัตราการไหลและแรงดันน้ำ ที่ จุดน้ำเข้า-ออกของแต่ละพื้นที่ย่อย (District Meter, DM) เพื่อให้สามารถ ทราบข้อมูลทางชลศาสตร์และนำข้อมูลไปวิเคราะห์เพื่อวางแผนดำเนิน ้กิจกรรมด้านลดน้ำสูญเสียในพื้นที่เฝ้าระวังต่อไป ซึ่งในปัจจุบัน กปน. ได้มีการจัดตั้งพื้นที่เฝ้าระวังมากกว่า 1,700 DMA และจากผลการ บริหารจัดการน้ำสูญเสียที่ผ่านมาส่งผลให้ปริมาณน้ำสูญเสียลดลงอย่าง ต่อเนื่อง อันเนื่องมาจากข้อมูลทางชลศาสตร์ที่ได้มาจากการติดตั้ง อุปกรณ์ตรวจวัดในแต่ละพื้นที่เฝ้าระวัง ทำให้สามารถวางแผน ้ดำเนินการกิจกรรมด้านลดน้ำสูญเสียในพื้นที่เฝ้าระวังได้อย่างมี ประสิทธิภาพ แต่ในทางกลับกันการจัดตั้งพื้นที่เฝ้าระวัง ก็มักจะส่งผลให้ แรงดันน้ำในพื้นที่ต่ำกว่าที่ควรจะเป็นคว่าที่ณีรงดันน้ำต่ำ ซ่อแตกรั่ว ตก รั่ว ในับผู้ใช้น้ำปริมาตรน้ำที่เกิดาระวัง เช่น ในพื้นที่เฝ้าระวังมีจุดจ่ายน้ำ เข้าพื้นที่มากกว่า 1 จุด แต่ไม่สามารถเปิดใช้งานได้เนื่องจากตำแหน่ง ้ติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดไม่เหมาะสม ถึงแม้ว่าในทางปฏิบัติจะสามารถ เปิดจุดจ่ายน้ำเข้าพื้นที่เพิ่มได้เลยก็ตาม อันเนื่องมาจากการเพิ่มจุดจ่าย ้น้ำเข้าพื้นที่(Inlet Point) โดยไม่ผ่านอุปกรณ์ตรวจวัด(DM) จะส่งผลทำ ให้ข้อมูลทางชลศาสตร์ในพื้นที่เฝ้าระวังนั้นไม่ถูกต้อง ด้วยเหตุนี้เอง ้ส่งผลให้พื้นที่เฝ้าระวังบางพื้นที่ของ กปน. จึงมีแรงดันน้ำที่ต่ำ ดังนั้น ถ้า หากพื้นที่เฝ้าระวังมีการเปลี่ยนความต้องการใช้น้ำ เนื่องจากเกิดเหตุ ้ผิดปกติขึ้น เช่น ท่อแตกรั่ว จะทำให้อัตราการไหลในท่อเพิ่มมากขึ้นและ ้ส่งผลให้การสูญเสียพลังงานในระบบโครงข่ายท่อเพิ่มมากขึ้น ด้วยเหตุนี้ อาจทำให้ไม่สามารถส่งน้ำให้ผู้ใช้น้ำตามแรงดันน้ำที่ออกแบบไว้ได้

นิยาม

ความเชื่อถือได้ (Reliability) ในระบบกระจายน้ำนั้นทั่วไป หมายถึง ความสามารถของโครงข่ายระบบท่อในการส่งน้ำไปยังผู้ใช้น้ำโดยมี ปริมาณเพียงพอภายใต้สภาวะปกติและไม่ปกติ ซึ่งเป็นหนึ่งใน วัตถุประสงค์หลักของการออกแบบระบบกระจายน้ำ เช่นเดียวกันการ ดำเนินการของระบบประปาที่จำเป็นต้องจ่ายน้ำไปยังผู้ใช้น้ำที่แรงดันขั้น ต่ำ ซึ่งเป็นเงื่อนไขข้อบังคับสำคัญในการออกแบบระบบกระจายน้ำ

สำหรับวิธีการตรวจสอบความเชื่อถือได้ของโครงข่ายระบบท่อ วิธี หนึ่ง คือ การใช้ดัชนีความยืดหยุ่น (Resilience index,/,) ที่ถูกเสนอโดย Todini (2000) เป็นตัวชี้วัด จากความจริงที่ว่า โครงข่ายระบบกระจาย ้น้ำนั้นจะถูกออกแบบเป็นระบบลูป เพื่อเพิ่มความเชื่อถือได้ทางชล ศาสตร์และต้องมีน้ำพร้อมใช้แม้มีเหตุผิดปกติ เช่น ท่อแตก โครงข่าย ระบบท่อถูกออกแบบให้ส่งน้ำในแต่ละจุดผู้ใช้น้ำตามความต้องการน้ำ ้และแรงดันที่ออกแบบไว้ อย่างไรก็ตาม หากมีการเปลี่ยนความต้องการ ใช้น้ำเนื่องจากท่อแตกรั่ว ทำให้อัตราการไหลเปลี่ยนไปจากเดิมและการ สูญเสียพลังงานภายในโครงข่ายจะเพิ่มขึ้น ด้วยเหตุนี้อาจทำให้ไม่ สามารถส่งน้ำที่อัตราการไหลที่ต้องการภายใต้เงื่อนไขแรงดันตามที่ ้ออกแบบไว้ได้ การเพิ่มพลังงานให้แต่ละจุดผู้ใช้น้ำเป็นแนวทางหนึ่งที่ สามารถแก้ไขปัญหานี้ได้ ซึ่งแนวคิดดังกล่าวนี้ Todini (2000) ได้ ้นำเสนอ เพื่อแสดงค่าของดัชนีความยืดหยุ่นของโครงข่ายแบบลูป แม้ว่า แนวคิดนี้ จะไม่ได้พิจารณาค่าทางสถิติของการแตกรั่ว แต่ค่าดัชนีความ ้ ยึดหยุ่นที่สูงขึ้นจะแสดงถึงความเชื่อถือได้ทางชลศาสตร์ของโครงข่ายที่ มากขึ้น

วิธีการหาค่าดัชนีความยืดหยุ่น โดยเริ่มจากการหาพลังงานที่เข้า ระบบทั้งหมด (*P_{tol}*) ณ จุดจ่ายน้ำเข้าระบบ โดยให้ *Q_k* และ *H_k* คือ อัตรา การไหลและเฮดพลังงานตามลำดับ ณ จุดจ่ายน้ำที่ *k* โดย *n_k* คือ จำนวน จุดจ่ายน้ำ โดยสามารถเขียนได้ดังสมการ

$$P_{tot} = \gamma \sum_{k=1}^{n_{t}} Q_{k} H_{k}$$
(1)

โดยที่ γ คือน้ำหนักจำเพาะของน้ำ พลังงานเข้าระบบทั้งหมดนี้สามารถแบ่งออกเป็น 2 ส่วนคือ

$$P_{tot} = P_{int} + P_{ext} \tag{2}$$

โดยที่ $P_{\rm int}$ คือพลังงานที่สลายภายในระบบท่อและ P_{ext} คือ พลังงานที่ส่งไปถึงผู้ใช้น้ำซึ่งสัมพันธ์กับอัตราการไหล q_i และพลังงาน h_i ณ จุดผู้ใช้น้ำที่ *i* ดังนี้

$$P_{ex} = \gamma \sum_{k=1}^{n_i} q_i h_i$$
(3)

โดยทั่วไปเฮดพลังงานที่ผู้ใช้น้ำได้รับ *h*, มักจะสูงกว่าเฮดขั้นต่ำสุด ตามมาตรฐาน *h*_{min,i} โดยสมมุติให้อัตราการไหลยังคงได้ตามเดิม *q*, ดังนั้นเราจะสามารถหาพลังงานสูงสุดที่สามารถสลายภายในระบบท่อได้ โดยผู้ใช้น้ำยังคงได้รับเฮดขั้นต่ำ *P*_{max.int} ดังนี้

$$P_{\max,int} = P_{tot} - \gamma \sum_{k=1}^{n_{t}} q_{i} h_{\min,i}$$
(4)

ดัชนีความยืดหยุ่น (Resilience index ,/,) เป็นการทำให้เป็นบรรทัด ฐาน (normalization) ของพลังงานที่สลายภายในเส้นท่อซึ่งสามารถ เขียนเป็นสมการต่อไปนี้

$$I_r = 1 - \left(\frac{P_{\text{int}}}{P_{\text{max,int}}}\right)$$
(5)

จากสมการนั้นแสดงให้เห็นว่า หากค่า I, สูงจะหมายถึงพลังงานที่ สลายภายในระบบท่อสัมพัทธ์น้อยและสื่อได้ว่ามีความเชื่อถือทางชล ศาสตร์สูง

3. พื้นที่ศึกษา

สำนักงานการประปาสาขาบางบัวทอง (สสบท.) มีพื้นที่ให้บริการ ทั้งสิ้น 340.23 ตารางกิโลเมตร แสดงดังรูปที่ 1 ปัจจุบันมีจำนวนผู้ใช้น้ำ รวมทั้งสิ้น 124,324 ราย โดยแยกเป็นผู้ใช้น้ำรายเล็ก 123,191 ราย ผู้ใช้ น้ำรายใหญ่ 636 รายและผู้ใช้น้ำราชการ 497 ราย ระบบท่อในพื้นที่ ประกอบด้วย ท่อประธานมีความยาวรวม 80.3 กิโลเมตร และท่อจ่ายน้ำ มีความยาวรวม 2,059 กิโลเมตร ปริมาณการใช้น้ำเฉลี่ยต่อวันในพื้นที่ อยู่ระหว่าง 150,000 ถึง 170,000 ลูกบาศก์เมตร มีแรงดันน้ำเฉลี่ยทั้ง สาขาอยู่ที่ 6.8 เมตร และมีการแบ่งพื้นที่เฝ้าระวัง (District Metered Area ,DMA) เพื่อบริหารจัดการแรงดันน้ำและน้ำสูญเสีย จำนวนทั้งสิ้น 41 พื้นที่ ซึ่งในการศึกษานี้ พื้นที่เฝ้าระวังที่ใช้เป็นพื้นที่ในการศึกษาคือ พื้นที่เฝ้าระวัง (54-09-03) แสดงดังรูปที่ 2 โดยมีรายละเอียดข้อมูลต่าง ๆ แสดงดังตารางที่ 1 ดังนี้

97

รายละเอียด	ข้อมูล
พื้นที่ให้บริการ	2.10 ตารางกิโลเมตร
จำนวนผู้ใช้น้ำ (ประมาณ)	2,457 ราย
ความยาวท่อจ่ายน้ำทั้งสิ้น	26.13 กิโลเมตร
แรงดันน้ำเฉลี่ย (พ.ย.59)	6.8 เมตร
ปริมาณน้ำสูญเสีย (พ.ย.59)	35.01%
ประเภทท่อจ่ายน้ำ	PVC (80%) ,AC(20%)

ิตารางที่ 1 รายละเอียดข้อมูลในพื้นที่ศึกษา (DMA 54-09-03)

ที่มา : การประปานครหลวง , 2559



รูปที่ 1 พื้นที่เฝ้าระวังของสำนักงานประปาสาขาบางบัวทอง



รูปที่ 2 ตำแหน่งจุดจ่ายน้ำ,จุดตรวจวัดแรงดัน ในพื้นที่ศึกษา

ขั้นตอนและวิธีการศึกษา

 4.1 รวบรวมข้อมูลที่ใช้สำหรับการขึ้นแบบจำลองและข้อมูลที่ใช้ สำหรับสอบเทียบแบบจำลองด้านชลศาสตร์ เช่น ข้อมูลที่จุดตรวจ วัด (DM) ,ข้อมูลการใช้น้ำของผู้ใช้น้ำและข้อมูลแรงดันน้ำจากการตรวจ วัด ภาคสนามทั้ง 3 จุด เป็นต้น



รูปที่ 3 โครงข่ายระบบท่อในพื้นที่ศึกษาในโปรแกรม EPANET

4.2 สร้างแบบจำลองระบบโครงข่ายพื้นที่เฝ้าระวัง DMA 54-09-03
โดยใช้โปรแกรมจำลองทางคณิตศาสตร์ (EPANET 2.0) แสดงดังรูปที่ 3
4.3 สอบเทียบปริมาณน้ำเข้าพื้นที่ จากข้อมูลปริมาณการใช้น้ำจริง
ของพื้นที่ศึกษา ซึ่งจะนำเข้าแบบจำลองด้วยการใส่ค่า (Base demand)
ของแต่ละจุดผู้ใช้น้ำและใช้ข้อมูลปริมาณน้ำสูญเสียจริงของพื้นที่ศึกษา
โดยจะนำเข้าแบบจำลองด้วย Emitter function (Q_{ieak} = CP^N) ซึ่ง Q_{ieak}
คือ อัตราน้ำรั่ว, C คือ Emitter Coefficient, P คือ Pressure ที่
Junction นั้น ๆ และ N คือ Emitter Exponent ซึ่งในการศึกษานี้สมมติ
ให้น้ำสูญเสียที่เกิดขึ้นทั้งหมดเป็นน้ำสูญเสียจริง(Real Loss) เนื่องจาก
ท่อรั่วและแปรผันกับแรงดันน้ำ โดยใช้ค่ายกกำลัง N = 1 และทำการ
ปรับแก้ค่า (C) เพื่อให้ได้ปริมาณน้ำเข้าพื้นที่เท่ากับค่าที่วัดได้ที่จุด
ดรวจวัด(DM) (ในการศึกษานี้สมมติให้ค่า C ในแบบจำลองเท่ากันทุก
Node (ยกเว้น Node ของจุดผู้ใช้น้ำที่มีค่า C = 0) ซึ่งมีจำนวน Node ที่

 4.4 สอบเทียบแรงดันน้ำในพื้นที่ โดยทำการปรับรูปแบบการใช้น้ำ (Demand Pattern) ให้สอดคล้องกับพฤติกรรมการใช้น้ำจริงและปรับแก้ ค่าสัมประสิทธิ์ความขุรขระท่อ (CHW) เพื่อให้ได้ค่าแรงดันน้ำใน แบบจำลองสอดคล้องกับค่าแรงดันน้ำที่ตรวจวัดจริงในภาคสนาม (Logger) ที่กระจายอยู่ในพื้นที่ศึกษาจำนวน 3 จุด

4.5 การประยุกต์ใช้แบบจำลองทางชลศาสตร์ เพื่อหาพลังงานที่ สูญเสียภายในระบบโครงข่ายท่อและดัชนีความยืดหยุ่นของพื้นที่ศึกษา และเปรียบเทียบความเชื่อถือได้ทางชลศาสตร์ โดยแบ่งออกเป็น 2 กรณี คือ 1.) ลดปริมาณน้ำสูญเสีย (Water Loss) 2.) ยกเลิกพื้นที่เฝ้าระวัง (District Metered Area)

การสอบเทียบและทวนสอบแบบจำลองทางชล ศาสตร์

5.1 แบบจำลอง 1 (ก่อนซ่อมท่อ)

ขั้นตอนนี้เป็นการปรับค่าพารามิเตอร์ในแบบจำลอง จำนวน 2 ตัวแปรคือ ปริมาณน้ำรั่ว (C) และความขรุขระผิวท่อ (CHW) ดังนี้

5.1.1 สอบเทียบปริมาณน้ำเข้าพื้นที่

ผลการสอบเทียบปริมาณน้ำเข้าพื้นที่ในแบบจำลอง โดย ใช้ข้อมูลจากจุดตรวจวัด(DM) ในช่วงวันที่ 3-5 ธันวาคม 2559 จะได้ค่า C เท่ากับ 0.1665 เมตร²/ชั่วโมง ที่จะทำให้ได้ค่า

ปริมาณน้ำเข้าพื้นที่ในแบบจำลองใกล้เคียงกับค่าปริมาณน้ำเข้า พื้นที่จริงมากที่สุด และได้ค่าสัมประสิทธิ์สหพันธ์ (r) ของอัตรา การไหลที่จุดจ่ายน้ำเข้าพื้นที่ระหว่างแบบจำลองกับจุดตรวจวัด จริงเท่ากับ 0.97 แสดงดังรูปที่ 5

5.1.2 สอบเทียบแรงดันน้ำภายในพื้นที่

ผลการสอบเทียบแรงดันน้ำทั้ง 3 จุดในแบบจำลอง โดย ใช้ข้อมูลตรวจวัดแรงดันน้ำภาคสนาม (Logger) ในช่วงวันที่ 3-5 ธันวาคม 2559 จะได้ค่าสัมประสิทธิ์ความขรุขระท่อ(CHW) เท่ากับ 138 ซึ่งได้ค่ารากของค่าความคลาดเคลื่อนกำลังสอง เฉลี่ย(RMSE) และสัมประสิทธิ์สหพันธ์ (r) แสดงในตารางที่ 2 ทั้งนี้เมื่อพิจารณาเปรียบเทียบแรงดันน้ำที่จุดตรวจวัด ภาคสนามทั้ง 3 จุดกับแบบจำลอง แสดงดังรูปที่ 6-8 จะเห็นว่า แรงดันน้ำในแบบจำลองที่ปรับแก้ค่าแล้วมีความสอดคล้องกับ แรงดันน้ำในพื้นที่จริง

เก็บรวมรวมข้อมูล

_______ ข้อมูลที่ใช้ขึ้นแบบจำลอง - รายละเอียดประเภทและขนาดท่อจ่ายน้ำ - จำนวนผู้ใช้น้ำและปริมาณการใช้น้ำ ข้อมูลที่สำหรับสอบเทียบแบบจำลอง - ข้อมูลอัตราการไหลและแรงดันน้ำที่จุดตรวจวัดน้ำเข้าพื้นที่(DM)

- แรงดันน้ำภาคสนามทั้ง 3 จุด (Logger 1 ,2 ,3)

พัฒนาแบบจำลอง

สอบเทียบแบบจำลองทางด้านชลศาสตร์

- ปริมาณน้ำเข้าพื้นที่จริง เนื่องจากปริมาณน้ำรั่ว(C)
- แรงดันน้ำภาคสนามจริง เนื่องจากความขรุขระผิวท่อ(CHW)



รูปที่ 4 สรุปขั้นตอนการศึกษา

ตารางที่ 2 ค่า r และ RMSE ของจุดตรวจวัดแรงดันภายในพื้นที่ศึกษา

จุดตรวจวัด	r	RMSE (เมตร)
1	0.9572	0.30
2	0.9653	0.33
3	0.9564	0.31
ค่าเฉลี่ย	0.9596	0.31







รูปที่ 6 เปรียบเทียบแรงดันน้ำที่จุดตรวจวัดที่ 1 กับแบบจำลอง



รูปที่ 7 เปรียบเทียบแรงดันน้ำที่จุดตรวจวัดที่ 2 กับแบบจำลอง



รูปที่ 8 เปรียบเทียบแรงดันน้ำที่จุดตรวจวัดที่ 3 กับแบบจำลอง

5.2 แบบจำลอง 2 (หลังซ่อมท่อ)

หลังจากกิจกรรมสำรวจหาท่อรั่วของ สสบท. ได้พบจุดรั่วท่อบริการ ทั้งสิ้น 38 จุด และเมื่อทำการช่อมท่อแล้ว ส่งผลให้ปริมาณน้ำสูญเสีย ลดลง ดังนั้นจึงจำเป็นต้องปรับค่าพารามิเตอร์ปริมาณน้ำรั่ว(C) ใน แบบจำลองใหม่ แต่ยังคงความขรุขระผิวท่อ(CHW) เช่นเดิม

5.2.1 สอบเทียบปริมาณน้ำเข้าพื้นที่ใหม่

จากการทำกิจกรรมด้านลดน้ำสูญเสียของ สสบท. นั้น ส่งผล ให้ค่าอัตราการไหลต่ำสุดในเวลากลางคืน (Minimum Night Flow,MNF) (ณ เวลา 2:00 am) ที่จุดตรวจวัดน้ำ(DM) ในช่วงวันที่ 3-18 ธันวาคม 2559 มีค่าเฉลี่ยลดลงจาก 80 m³/hr เป็น 66 m³/hr แสดงดังรูปที่ 9



รูปที่ 9 แสดงอัตราการไหลต่ำสุด(MNF) และผลต่างของแรงดันน้ำ



ร**ูปที่ 10** เปรียบเทียบอัตราการไหลที่จุดน้ำเข้า(DM) กับแบบจำลอง

จากรูปที่ 9 หากพิจารณาผลต่างของแรงดันน้ำระหว่างจุดจ่ายน้ำ เข้าพื้นที่กับจุดวิกฤต (P.Inlet – P.Logger 3) จะพบว่าหลังจากที่มีการ ลดปริมาณน้ำสูญเสียจากการซ่อมท่อที่รั่วแล้ว ส่งผลให้ผลต่างของ ค่าเฉลี่ยแรงดันน้ำ (ณ เวลา 2:00) ลดลงจาก 0.53 เมตร (ช่วงวันที่ 3-5 ธันวาคม 2559) เป็น 0.33 เมตร (ช่วงวันที่ 10-12 ธันวาคม 2559) คิด เป็นแรงดันน้ำที่ได้เพิ่มขึ้นเท่ากับ 38.13% และจากการสอบเทียบ ปริมาณน้ำเข้าพื้นที่ในแบบจำลองใหม่ โดยใช้ข้อมูลจากจุดตรวจวัดน้ำ (DM) ในช่วงวันที่ 10-12 ธันวาคม 2559 จะได้ค่า C เท่ากับ 0.1211 เมตร²/ชั่วโมง ซึ่งจะทำให้ได้ค่าปริมาณน้ำเข้าพื้นที่ในแบบจำลองใกล้ เคียงกับค่าปริมาณน้ำเข้าพื้นที่จริงมากที่สุดและค่าสมประสิทธิ์สหพันธ์ (r)ของอัตราการไหลที่จุดจ่ายน้ำเข้าพื้นที่ระหว่างแบบจำลองกับจุด ตรวจวัดจริงเท่ากับ 0.97 แสดงดังรูปที่ 10

5.2.2 ทวนสอบแรงดันน้ำในพื้นที่

ผลการทวนสอบแรงดันน้ำทั้ง 3 จุดในแบบจำลอง โดยใช้ ข้อมูลตรวจวัดแรงดันน้ำภาคสนาม(Logger) ในช่วงวันที่ 10-12 ธันวาคม 2559 จะได้ค่ารากของค่าความคลาดเคลื่อนกำลังสอง เฉลี่ย(RMSE) และค่าสัมประสิทธิ์สหพันธ์ (r) แสดงดังในตารางที่ 3 ทั้งนี้ เมื่อพิจารณาเปรียบเทียบแรงดันน้ำที่จุดตรวจวัดภาคสนามทั้ง 3 จุดกับแบบจำลอง แสดงดังรูปที่ 11-13 จะเห็นว่าแรงดันน้ำใน แบบจำลองยังมีความสอดคล้องกับแรงดันน้ำในพื้นที่จริง

ตารางที่ 3 ค่า r และ RMSE ของจุดตรวจวัดแรงดันภายในพื้นที่ศึกษา

	1	
จุดตรวจวัด	r	RMSE (เมตร)
1	0.9452	0.40
2	0.9485	0.39
3	0.9460	0.39
ค่าเฉลี่ย	0.9466	0.39



รูปที่ 11 เปรียบเทียบแรงดันน้ำที่จุดตรวจวัดที่ 1 กับแบบจำลอง



รูปที่ 12 เปรียบเทียบแรงดันน้ำที่จุดตรวจวัดที่ 2 กับแบบจำลอง



ร**ูปที่ 13** เปรียบเทียบแรงดันน้ำที่จุดตรวจวัดที่ 3 กับแบบจำลอง

5.3 แบบจำลอง 3 (ก่อนยกเลิกพื้นที่เฝ้าระวัง)

ในแบบจำลองนี้จะใช้ค่าพารามิเตอร์ปริมาณน้ำรั่ว(C) และความ ขรุขระผิวท่อ(CHW) เช่นเดียวกับแบบจำลอง 2 แต่จะพิจารณาแรงดัน น้ำที่จุดจ่ายน้ำเข้าพื้นที่ในแบบจำลองแตกต่างกัน เนื่องมาจาก ในช่วง วันที่ 20-21 ธันวาคม 2559 สสบท. ได้ทำการยกเลิกพื้นที่เฝ้าระวัง ดังนั้นเพื่อให้ได้ผลการศึกษาที่ถูกต้องที่สุด จึงต้องทำการปรับแก้ค่า แรงดันน้ำที่จุดจ่ายน้ำเข้าพื้นที่ในแบบจำลองใหม่ ซึ่งจะใช้ข้อมูลแรงดัน น้ำจากจุดตรวจวัด(DM) ช่วงวันที่ 13-14 ธันวาคม 2559 แทน เนื่องจาก เป็นช่วงเวลาที่มีรูปแบบแรงดันน้ำคล้ายกัน

5.3.1 ทวนสอบปริมาณน้ำเข้าพื้นที่ใหม่

ผลการทวนสอบปริมาณน้ำเข้าพื้นที่ใหม่ในแบบจำลอง โดย ใช้ข้อมูลจากจุดตรวจวัด(DM) ในช่วงวันที่ 13-14 ธันวาคม 2559 ซึ่งจะเห็นว่าหลังจากปรับแก้ค่าแรงดันน้ำที่จุดจ่ายน้ำ(DM)ใน แบบจำลองแล้วจะทำให้ปริมาณน้ำเข้าพื้นที่ในแบบจำลองใกล้เคียง กับปริมาณน้ำเข้าพื้นที่จริง และค่าสัมประสิทธิ์สหพันธ์(r) ของอัตรา การไหลที่จุดจ่ายน้ำเข้าพื้นที่ระหว่างแบบจำลองกับจุดตรวจวัดจริง เท่ากับ 0.98 แสดงดังรูปที่ 14



ร**ูปที่ 14** เปรียบเทียบอัตราการไหลที่จุดน้ำเข้า(DM) กับแบบจำลอง

ตารางที่ 4 ค่า r และ RMSE ของจุดตรวจวัดแรงดันภายในพื้นที่ศึกษา

จุดตรวจวัด	r	RMSE (เมตร)
1	0.9633	0.32
2	0.9776	0.33
3	0.9691	0.30
ค่าเฉลี่ย	0.9700	0.31



ร**ูปที่ 15** เปรียบเทียบแรงดันน้ำที่จุดตรวจวัดที่ 1 กับแบบจำลอง



ร**ูปที่ 16** เปรียบเทียบแรงดันน้ำที่จุดตรวจวัดที่ 2 กับแบบจำลอง

000	8	1002	300	100	2005	603	100	008	am.	000	130	2:00	300	000	200	0.9	1.00	000	-No 006	41 000	. 1	200 Re	1 006
												-						E	Ma	dal	* L	1993	1
_																		1	Ma	dal		1000	1
	× .																-	555					
1	1	2	-	1		Ť		-														Ť	
				1			1		1		-		-	-	-	-							٠
					/		1											×					5
4					1	-1	2						1						1	-	-	-	
÷		÷			1	1			-							-	-				-		-
				~~~			·/		· · · · / \.		·			·									

**รูปที่ 17** เปรียบเทียบแรงดันน้ำที่จุดตรวจวัดที่ 3 กับแบบจำลอง

# 5.3.2 ทวนสอบแรงดันน้ำในพื้นที่

ผลการทวนสอบแรงดันน้ำทั้ง 3 จุดในแบบจำลอง โดยใช้ ข้อมูลตรวจวัดแรงดันน้ำภาคสนาม(Logger) ในช่วงวันที่ 13-14 ชันวาคม 2559 จะได้ค่ารากของค่าความคลาดเคลื่อนกำลังสอง เฉลี่ย(RMSE) และค่าสัมประสิทธิ์สหพันธ์ (r) แสดงดังในตารางที่ 4 ทั้งนี้ เมื่อพิจารณาเปรียบเทียบแรงดันน้ำที่จุดตรวจวัดภาคสนามทั้ง 3 จุดกับแบบจำลอง แสดงดังรูปที่ 15-17 จะเห็นว่าแรงดันน้ำใน แบบจำลองยังมีความสอดคล้องกับแรงดันน้ำในพื้นที่จริง

# 5.4 แบบจำลอง 4 (หลังยกเลิกพื้นที่เฝ้าระวัง)

ในแบบจำลองนี้จะใช้ค่าพารามิเตอร์ปริมาณน้ำรั่ว(C) และความ ขรุขระผิวท่อ(CHW) เช่นเดียวกับแบบจำลองที่ 3 แต่จะพิจารณาเป็น การยกเลิกพื้นที่เฝ้าระวัง ซึ่ง สสบท. ได้ทำการยกเลิกพื้นที่เฝ้าระวัง โดย การเปิดประตูน้ำที่เชื่อมระหว่างท่อประธานกับท่อจ่ายน้ำ (BDV) แสดง ดังรูปที่ 2 เมื่อวันที่ 20-21 ธันวาคม 2559 ดังนั้นเพื่อให้แบบจำลอง สอดคล้องกับความเป็นจริง จึงต้องทำการแก้ไขแบบจำลองใหม่ โดยการ เพิ่มจุดจ่ายน้ำเข้าพื้นที่ (Inlet Point) ในแบบจำลองและสมมติค่าแรงดัน น้ำเท่ากับแรงดันน้ำที่จุดจ่ายน้ำเข้าพื้นที่ (DM) เนื่อง จากจุดจ่ายน้ำเข้า พื้นที่ทั้ง 2 จุด อยู่บนท่อประธานเดียวกัน แสดงดังรูปที่ 18

#### 5.4.1 ทวนสอบปริมาณน้ำเข้าพื้นที่ใหม่

จากการยกเลิกพื้นที่เฝ้าระวัง ในช่วงวันที่ 20-21 ธันวาคม 2559 นั้น ส่งผลทำให้อัตราการไหลด่ำสุดในเวลากลางคืน (Minimum Night Flow ,MNF) ที่จุดตรวจวัด(DM) ลดลงจาก 62 m³/hr เป็น 8 m³/hr แสดงดังรูปที่ 9 เนื่องมาจากการเพิ่มจุดจ่ายน้ำ เข้าพื้นที่ (Inlet Point) และผลการทวนสอบปริมาณน้ำเข้าพื้นที่ใหม่ ในแบบจำลอง โดยใช้ข้อมูลจากจุดตรวจวัดน้ำ(DM) จะได้ค่า สัมประสิทธิ์สหพันธ์(r) ของอัตราการไหลที่จุดจ่ายน้ำเข้าพื้นที่ ระหว่างแบบจำลองกับจุดตรวจวัดจริงเท่ากับ 0.93 แสดงดังรูปที่ 19 *5.4.2 ทวนสอบแรงดันน้ำในพื้นที่* 

ผลการทวนสอบแรงดันน้ำทั้ง 3 จุดในแบบจำลอง โดยใช้ ข้อมูลตรวจวัดแรงดันน้ำภาคสนาม(Logger) ในช่วงวันที่ 20-21 ชันวาคม 2559 จะได้ค่ารากของค่าความคลาดเคลื่อนกำลังสอง เฉลี่ย(RMSE) และค่าสัมประสิทธิ์สหพันธ์ (r) แสดงดังในตารางที่ 5 ทั้งนี้ เมื่อพิจารณาเปรียบเทียบแรงดันน้ำที่จุดตรวจวัดภาคสนามทั้ง 3 จุดกับแบบจำลอง แสดงดังรูปที่ 20-22 จะเห็นว่าแรงดันน้ำใน แบบจำลองยังมีความสอดคล้องกับแรงดันน้ำในพื้นที่จริง



**รูปที่ 18** โครงข่ายระบบท่อในแบบจำลอง (แก้ไข)



**ฐปที่ 19** เปรียบเทียบอัตราการไหลที่จุดน้ำเข้า(DM) กับแบบจำลอง

ตารางที่ 5 ค่า r และ RMSE ของจุดตรวจวัดแรงดันภายในพื้นที่ศึกษา

จุดตรวจวัด	r	RMSE (เมตร)
1	0.9633	0.32
2	0.9776	0.33
3	0.9691	0.30
ค่าเฉลี่ย	0.9700	0.31



ร**ูปที่ 20** เปรียบเทียบแรงดันน้ำที่จุดตรวจวัดที่ 1 กับแบบจำลอง



**รูปที่ 21** เปรียบเทียบแรงดันน้ำที่จุดตรวจวัดที่ 2 กับแบบจำลอง



รูปที่ 22 เปรียบเทียบแรงดันน้ำที่จุดตรวจวัดที่ 3 กับแบบจำลอง

#### 6. ผลการศึกษา

จากผลการสอบเทียบแบบจำลอง ข้อที่ 5 พบว่าแบบจำลองสามารถ จำลองสถานการณ์ การลดปริมาณน้ำสูญเสียและการยกเลิกจัดตั้งพื้นที่ เฝ้าระวังได้เป็นอย่างดี ซึ่งจะนำมาใช้วิเคราะห์ด้านพลังงานและความ เชื่อถือได้ทางซลศาสตร์ในหัวข้อนี้

ในการศึกษานี้จะพิจารณาเปรียบเทียบความเชื่อถือได้ทางชล ศาสตร์ของพื้นที่ศึกษา ในกรณีลดปริมาณน้ำสูญเสียและกรณียกเลิก จัดตั้งพื้นที่เฝ้าระวัง โดยใช้ค่าดัชนีความยืดหยุ่นเป็นตัวชี้วัด ซึ่งในการ คำนวณหาค่าดัชนีความยืดหยุ่นนั้น จำเป็นต้องพิจารณาหาค่าพลังงาน ต่าง ๆ ก่อน ได้แก่ พลังงานเข้าระบบทั้งหมด (*P*_{tot}) ซึ่งคำนวณได้จาก สมการที่ 1 , พลังงานรวมที่ส่งไปถึงผู้ใช้น้ำ (*P*_{ex}) ซึ่งคำนวณได้จาก สมการที่ 3 , พลังงานรวมที่ส่งไปถึงผู้ใช้น้ำ ที่แรงดันขั้นต่ำ(*P*_{min.ex}) ซึ่งใน การศึกษานี้พิจารณาที่แรงดันน้ำขั้นด่ำ ที่ 6.0 เมตร (ทั้ง 24 ชั่วโมง) (ตามแผนการปรับปรุงแรงดันน้ำขั้นด่ำ ที่ 6.0 เมตร (ทั้ง 24 ชั่วโมง) (ตรวจวัดบนท่อประธานทั้ง 28 จุด ที่แรงดันน้ำเฉลี่ย 6.0 เมตร) ซึ่ง คำนวณได้จากสมการที่ 3 ,พลังงานที่สลายภายในระบบท่อ (*P*_{in}) ซึ่ง คำนวณได้จากสมการที่ 2 ,พลังงานที่สลายภายในระบบท่อ (*P*_{in}) ซึ่ง (*P*_{maxin}) ซึ่งคำนวณได้จากสมการที่ 4 และดัชนีความยึดหยุ่น (*Resilience index ,1*) ที่คำนวณได้จากสมการที่ 5

# 6.1 กรณีลดปริมาณน้ำสูญเสีย (Water Loss)

👝 6.1.1 ก่อนลดปริมาณน้ำสูญเสีย

พิจารณาหาค่าพลังงานต่างๆ โดยใช้ข้อมูลอัตราการไหล และ แรงดันน้ำ ณ จุดจ่ายน้ำเข้าพื้นที่ (Q ,H) และจุดผู้ใช้น้ำ(q,,h) ที่ได้ จากการประยุกต์ใช้แบบจำลอง 1 ซึ่งจากการคำนวณจะได้ค่า พลังงานต่างๆ แสดงดังตารางที่ 6 *6.1.2 หลังลดปริมาณน้ำสูญเสีย* 

พิจารณาหาค่าพลังงานต่าง ๆ โดยใช้ข้อมูลอัตราการไหล และแรงดันน้ำ ณ จุดจ่ายน้ำเข้าพื้นที่(Q,H) และที่จุดผู้ใช้น้ำ(q,,h) ที่ได้จากการประยุกต์ใช้แบบจำลอง 2 ซึ่งจากการคำนวณจะได้ค่า พลังงานต่าง ๆ แสดงดังตารางที่ 6

จากผลการคำนวณในตารางที่ 6 เมื่อพิจารณาพลังงานในมุมมอง ของ kWatt-hr และ % จะเห็นว่าหลังจากลดปริมาณน้ำสูญเสียแล้ว จะ ส่งผลให้พลังงานที่เข้าสู่ระบบทั้งหมด*(P_m)* ลดลง(-8.84%) ซึ่ง หมายความได้ว่าเป็นการช่วยประหยัดพลังงาน นอกจากนี้ยังมีผลทำให้ พลังงานไปถึงจุดผู้ใช้น้ำ*(P_{ay})* มากขึ้นอีกด้วย(4.8%) อันเนื่องมาจาก พลังงานที่สลายภายในระบบโครงข่ายท่อ(P_{in}) ลดลง(-22.15%) ดังนั้น จึงมีผลทำให้ค่าดัชนีความยืดหยุ่นในพื้นที่ศึกษาเพิ่มมากขึ้น จาก -0.20 เป็น -0.18 แต่ทั้งนี้จะเห็นว่าค่าดัชนีความยืดหยุ่นที่คำนวณได้มีค่าติด ู้ลบ เนื่องด้วยในการศึกษานี้ได้กำหนดแรงดันน้ำขั้นต่ำที่ 6.0 เมตร (ทั้ง 24 ชั่วโมง) ซึ่งในความเป็นจริงนั้น กปน. ได้มีการบริหารจัดการแรงดัน น้ำ ในรูปแบบการเพิ่ม-ลดแรงดันน้ำรายชั่วโมง โดยให้สอดคล้องกับ พฤติกรรมการใช้น้ำของผู้ใช้น้ำและเพื่อลดปริมาณน้ำสูญเสียที่เกิดขึ้น ด้วยเหตุนี้เองส่งผลให้ในช่วงเวลาที่มีการปรับลดแรงดันน้ำ(Off Peak) เช่น ช่วงเวลากลางคืน (00:00-04:00) และช่วงเวลากลางวัน (13:00-16:00) ส่งผลให้แรงดันน้ำต่ำกว่าแรงดันน้ำขั้นต่ำ จึงมีผลทำให้ค่าดัชนี ความยึดหยุ่นติดลบ

# 6.2 กรณียกเลิกพื้นที่เฝ้าระวัง (District Metered Area) 6.2.1 ก่อนยกเลิกพื้นที่เฝ้าระวัง

พิจารณาหาค่าพลังงานต่าง ๆ โดยใช้ข้อมูลอัตราการไหล และ แรงดันน้ำ ณ จุดจ่ายน้ำเข้าพื้นที่(Q,H) และจุดผู้ใช้น้ำ(q,h) ที่ได้ จากการประยุกต์ใช้แบบจำลอง 3 ซึ่งจากการคำนวณจะได้ค่า พลังงานต่าง ๆ แสดงดังตารางที่ 7 ทั้งนี้จะเห็นว่าค่าดัชนีความ ยึดหยุ่นในแบบ จำลอง 3 จะมีค่ามากกว่าในแบบจำลอง 2 (ข้อ 6.1.2 อันเนื่องมาจากแรงดันน้ำ ณ จุดจ่ายน้ำเข้าพื้นที่ใน แบบจำลอง 3 มีค่ามากกว่าในแบบ จำลอง 2 อยู่ประมาณ 0.7 เมตร นั่นเอง ด้วยเหตุนี้จึงส่งผลให้พลังงานที่เข้าสู่ระบบทั้งหมด(P_{tot}) เพิ่มขึ้นจาก 61.99 kWatt-hr เป็น 70.36 kWatt-hr คิดเป็น 13.5% ดังนั้นจึงส่งผลทำให้ค่าดัชนีความยึดหยุ่นเพิ่มขึ้นด้วย 6.2.2 หลังยกเลิกพื้นที่เฝ้าระวัง

พิจารณาหาค่าพลังงานต่าง ๆ โดยใช้ข้อมูลอัตราการไหล และ แรงดันน้ำ ณ จุดจ่ายน้ำเข้าพื้นที่(DM) (Q₁, H₂) ,จุดจ่ายน้ำเข้าพื้นที่ (Inlet Point) (Q₂, H₂) และจุดผู้ใช้น้ำ(q_i, h) ที่ได้จากการประยุกต์ใช้ แบบจำลอง 4 ซึ่งจากการคำนวณจะได้ค่าพลังงานต่าง ๆ แสดงดัง ตารางที่ 7

จากผลการคำนวณในตารางที่ 7 เมื่อพิจารณาพลังงานในมุมมอง ของ kWatt-hr และ % จะเห็นว่าเมื่อพื้นที่ศึกษาได้ทำการยกเลิกพื้นที่ เฝ้าระวังแล้วจะส่งผลให้พลังงานที่เข้าสู่ระบบทั้งหมด(P_{tot}) เพิ่มขึ้น เล็กน้อย(1.26%) ซึ่งหมายความได้ว่ามีการให้พลังงานแก่ระบบมากขึ้น และจะเห็นว่าพลังงานที่ไปถึงจุดผู้ใช้น้ำ(P_{ext}) ก็มากขึ้นด้วย(14.69%) อันเนื่องมาจากพลังงานที่สลายภายในระบบโครงข่ายท่อ(P_{int}) ลดลง (-16.41%) นั่นเอง ดังนั้นจึงส่งผลทำให้ค่าดัชนีความยืดหยุ่นในพื้นที่ ศึกษาเพิ่มมากขึ้นด้วย จาก 0.02 เป็น 0.20

ทั้งนี้ จากผลการคำนวณทั้ง 2 กรณี สรุปได้ว่า พื้นที่ศึกษามีค่าดัชนี ความยืดหยุ่นเพิ่มมากขึ้น ซึ่งสามารถสื่อได้ว่าวิธีทั้ง 2 กรณีนี้เป็นวิธีที่ สามารถเพิ่มความเชื่อถือได้ทางชลศาสตร์ของพื้นที่เฝ้าระวังได้ และยัง ส่งผลให้ผู้ใช้น้ำได้รับแรงดันน้ำที่เพิ่มมากขึ้นอีกด้วย ซึ่งในทางปฏิบัตินั้น สำหรับกรณีที่ 1 (ลดปริมาณน้ำสูญเสีย) จะทำได้ยากกว่ากรณีที่ 2 (ยกเลิกพื้นที่เฝ้าระวัง) อันเนื่องมาจากอุปสรรคต่างๆ ในกิจกรรมด้านลด น้ำสูญเสีย เช่น การสำรวจหาท่อรั่วที่ไม่สามารถระบุดำแหน่งจุดรั่วได้ ถึงแม้ว่าจะทราบพื้นที่ที่คาดว่ามีท่อรั่วอยู่ก็ตาม หรือแม้กระทั่งการซ่อม ท่อประปาที่ท่อมีอายุการใช้งานมานาน

## สรุป

จากผลการศึกษาสรุปได้ว่า การที่การประปานครหลวง (กปน.) ได้ ้ดำเนินกิจกรรมด้านลดน้ำสูญเสีย เช่น สำรวจหาท่อรั่ว ซ่อมท่อและการ ้จัดตั้งพื้นที่เฝ้าระวังที่มีเป้าหมายหลักเพื่อลดปริมาณน้ำสูญเสีย นั้น สามารถทำให้ความเชื่อถือได้ทางชลศาสตร์ของพื้นที่เฝ้าระวังเพิ่มมาก ขึ้น เนื่องมาจากพลังงานสูญเสียที่เกิดขึ้นภายในระบบโครงข่ายท่อลดลง ซึ่งในการศึกษานี้พบว่าเมื่อลดปริมาณน้ำสูญเสียลง ค่าดัชนีความ ยึดหยุ่นจะเพิ่มขึ้นจาก -0.20 เป็น -0.18 อย่างไรก็ตามวิธีการจัดตั้งพื้นที่ เฝ้าระวัง ก็มักจะมีผลเสียคือเป็นการจำกัดแรงดันน้ำที่เข้าสู่พื้นที่ ส่งผล ให้แรงดันน้ำต่ำกว่าที่ควรจะเป็น ซึ่งในพื้นที่ศึกษานี้จะเห็นว่าเมื่อยกเลิก พื้นที่เฝ้าระวังแล้ว จะส่งผลทำให้ค่าดัชนีความยืดหยุ่นเพิ่มขึ้นจาก 0.02 เป็น 0.20 ซึ่งแสดงให้เห็นถึงความเชื่อถือได้ของระบบโครงข่ายท่อที่ มากขึ้นนั่นเอง อีกทั้งจะส่งผลให้ผู้ใช้น้ำได้รับแรงดันน้ำที่เพิ่มมากขึ้นอีก ้ด้วย ซึ่งจะส่งผลโดยตรงต่อความพึงพอใจของผู้ใช้น้ำ ในด้านการ ให้บริการของ กปน. แต่ในทางกลับกัน ถ้าหากมีการยกเลิกพื้นที่เฝ้า ระวัง ก็จะส่งผลเสียเช่นเดียวกันคือ ทำให้ปริมาณน้ำสูญเสียในพื้นที่เพิ่ม มากขึ้นและไม่สามารถรับรู้เหตุผิดปกติที่เกิดขึ้นภายในพื้นที่ได้ เนื่องจากที่จุดจ่ายน้ำเข้าพื้นที่(Inlet Point) ไม่ได้ติดตั้งอุปกรณ์ที่ใช้ ตรวจวัดและเมื่อเกิดเหตุผิดปกติขึ้น เช่น ท่อแตกรั่ว ,น้ำไหลอ่อน ,น้ำไม่ ไหล จะทำให้การแก้ปัญหาเป็นไปอย่างล่าช้าและส่งผลให้เกิดปริมาณน้ำ สญเสียมากกว่าการจัดตั้งพื้นที่เฝ้าระวัง ทั้งนี้ข้อมูลจากจุดตรวจวัด(DM) ในพื้นที่เฝ้าระวัง 54-09-03 ของ สสบท. พบว่าช่วงเดือนกันยายน -พฤศจิกายน 2559 มีปริมาณน้ำสูญเสียในพื้นที่สูงถึง 28-35% ซึ่งมี แนวโน้มเพิ่มขึ้นเรื่อยๆ จากปกดิที่อยู่ระหว่าง 20 -25% (กรกฏาคม – กันยายน 2559) และในภายในเดือนธันวาคม 2559 สสบท. ได้เข้าไป ดำเนินการกิจกรรมลดน้ำสูญเสีย ซึ่งพบจุดรั่วท่อบริการ 38 จุด ส่งผลให้ ปริมาณน้ำสูญเสียในเดือนมกราคม 2560 ลดลงเหลือ 21.53% ซึ่งแสดง ให้เห็นว่าการจัดตั้งพื้นที่เฝ้าระวังมีความจำเป็นในบริหารจัดการควบคุม น้ำสูญเสีย

#### ตารางที่ 6 ผลรวมพลังงาน (ทั้ง 24 ชั่วโมง) กรณีลดน้ำปริมาณน้ำสูญเสีย

พลังงาน (P)						
	ก่อน	หลัง	เปลี่ยนแปลง			
	kWatt-hr (%)	kWatt-hr (%)	(%)			
P _{tot}	68.00 (100%)	61.99 (100%)	-8.84			
P _{ext}	33.59 (49.39%)	35.20 (56.78%)	+4.80			
P _{int}	34.42 (50.61%)	26.79 (43.22%)	-22.15			
l _r	- 0.20	- 0.18	*			

ตารางที่ 7 ผลรวมพลังงาน (ทั้ง 24 ชั่วโมง) กรณียกเลิกพื้นที่เฝ้าระวัง

พลังงาน (P)						
	ก่อน	หลัง	เปลี่ยนแปลง			
	kWatt-hr (%)	kWatt-hr (%)	(%)			
P _{tot}	70.36 (100%)	71.25 (100%)	+1.26			
P _{ext}	39.98 (56.82%)	45.85 (64.35%)	+14.69			
P _{int}	30.38 (43.18%)	25.40 (35.65%)	-16.41			
l _r	0.02	0.20	*			

#### กิตติกรรมประกาศ

คณะผู้วิจัยขอขอบคุณสำหรับข้อมูลต่าง ๆ ที่ใช้ในการศึกษานี้ จาก สำนักงานการประปาสาขาบางบัวทอง การประปานครหลวง

# เอกสารอ้างอิง

 Todini, E. (2000). Looped water distribution networks design using a resilience index based heuristic approach. Urban Water, 2, pp. 115-122.









# การบริหารจัดการ ปตร.ละลมหม้อ เพื่อบรรเทาอุทกภัย ในลุ่มน้ำลำตะคอง



การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 19 วันที่ 14-16 พฤษภาคม 2557 จ. ขอนแก่น

19th National Convention on Civil Engineering14-16 May 2014, Khon Kaen, THAILAND



#### วีระยา มิ่งเมือง^{เ*} ดร.จิระวัฒน์ กณะสุต²

¹, ² ศูนย์วิจัยและพัฒนาแหล่งน้ำ ภาควิชาวิศวกรรมทรัพยากรน้ำ คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ จตุจักร กรุงเทพฯ 10900

#### บทคัดย่อ

อุทกภัยที่เกิดขึ้นในพื้นที่จังหวัดนกรราชสีมาในปี พ.ศ.2553 สร้าง กวามเสียหายให้กับพื้นที่เกษตรกรรมและพื้นที่เสรษฐกิจเป็นอย่างมาก ในการศึกษานี้จึงได้ศึกษาแนวทางบรรเทาอุทกภัย ด้วยแบบจำลอง MIKE11 ประกอบด้วย 2 แบบจำลองย่อย คือ แบบจำลองน้ำฝน-น้ำท่า และแบบจำลองสภาพการไหล ขอบเขตเงื่อนไขด้านเหนือน้ำของ แบบจำลอง ประกอบด้วย อัตราการไหลที่ท้ายน้ำของเงื่อนลำตะคอง (สถานี M.177) เงื่อนลำพระเพลิง (สถานี M.180) และการระบายน้ำ ของเงื่อนมูลบน เงื่อนลำแชะ และอ่างเก็บน้ำลำเชียงไกร ส่วนขอบเขต เงื่อนไขด้านท้ายน้ำของแบบจำลองใช้ข้อมูลระดับน้ำที่สถานี M.104 แม่น้ำมูล จ.บุรีรัมย์

้สำหรับแนวทางบรรเทาอุทกภัยได้เสนอไว้ 3 แนวทาง ดังนี้ แนวทางที่ 1 คือ ควบคุมบาน ปตร. ละลมหม้อ ให้อัตราการใหลที่ สถานี M.164 อ.เมือง ไม่เกิน 35 ลบ.ม./วินาที จะทำให้น้ำที่สถานี M.164 ไม่ล้นตลิ่ง แนวทางที่ 2 คือ ควบคุมระดับบานประตูของเบื่อน ระบายน้ำ (งรน.) เดิมในลำตะคองให้ระดับน้ำหน้าประตอย่ที่ระดับ เก็บกัก พบว่า ขรน. มะเกลือใหม่ ปิดบานตั้งแต่วันที่ 21 ต.ค 53 ขรน. กดหิน ปีดบานตั้งแต่วันที่ 25 ต.ค 53 ส่วนขรน.อื่นที่อย่ในลำตะคองจะ ้ยกบานพ้นน้ำ และปตร. ละลมหม้อ ฝั่งลำตะกองจะปิดบานตั้งแต่วันที่ 16 ต.ค. 53 ถึง 2 พ.ย. 53 ทำให้ที่สถานี M.164 มีอัตราการไหล 43.4 ้ลบ.ม./วินาที แนวทางที่ 3 บริหารจัดการเหมือนแนวทางที่ 1 แต่เพิ่ม ระบบผันน้ำออกนอกพื้นที่เศรษฐกิจ พบว่า ปตร. ละลมหม้อ ฝั่งลำตะ คองต้องควบคุมระยะยกบานให้อัตรการใหลอยู่ที่ 30 ลบ.ม./วินาที จะ ทำให้สถานี M.164 มีอัตราการไหล 33 ลบ.ม./วินาที ไม่ล้นตลิ่ง และ ้ลำบริบูรณ์ไม่เกิดผลกระทบ โดยแนวทางที่ 3 นี้ จะสามารถบรรเทา อุทกภัยได้มีประสิทธิภาพที่สุด ทั้งนี้ต้องมีมาตรการในการจัดการ พื้นที่รับน้ำควบค่กันด้วย

คำสำคัญ: ลุ่มน้ำลำตะคอง, บรรเทาอุทกภัย, แบบจำลอง MIKE 11

E-mail: ¹waterman_3880@hotmail.com, ²fengjwg@ku.ac.th

#### Abstract

This study is conducted to simulate flood inundation area of the previous 2010 flood event in Nakhon Ratchasima province and appraise the mitigation measures using Mathematical model: MIKE11. The model was developed by consist of 2 sub modules; Rainfall – runoff module (MIKE11 RR) estimated among of surface flow in each catchment area while, the Hydrodynamic module (MIKE11 HD) simulated flow pattern in the main river. Amount of water release from Lum Taklong Dam (Station M.177), Lum Pra Phloeng Dam (Station M.180), Mun Bon Dam, Lum Sae and Lam Chiang Krai Reservoir were considered to be the upstream boundary. Whilst, the observed water level of the Mun River at Station M.104 was stated as the downstream boundary respectively.

In order to assess the effectiveness of flood mitigation measures, the three different alternatives scenarios of flood control management are adopted. The first alternative is to regulate the flood flow rate at Lalommor Regulator less than 35 cms, results that magnitude water elevation at station M.164 will not be overflow. Second, keep the upstream water level of the existing Lum Taklong Regulators at the storage elevation, fully opened all Regulating Structure located in Lum Taklong River and controlling to raise the Maklea Mai and Gud Hin, to open on the 21st October and 25th October, meanwhile, Lalommor Regulator in Lam Taklong River is regulated to open on 16th October to 2nd November consequently. The result provides 43.4 cms of flood discharge at station M.164. Third alternative is to adopt all regulation measure in the first alternative and regulate the flood flow rate at Lalommor Regulator in Lum Taklong River less than 30 cms and divert the excess flood volume away from the restrict area. As the results, there is no overflow at station M.164 and flood

^{*} วีระยา มิ่งเมือง (Corresponding author)

discharge will decrease to be 33 cms. In brief, the simulated results confirm that the integration of operation measure as explained in the third alternative perform the most effective result to mitigate flood damage in the project area.

Keywords: Lam Taklong River basin, flood mitigation, MIKE 11

#### 1. คำนำ

้ล่มน้ำมลเป็นล่มน้ำหนึ่งในภาคตะวันออกเฉียงเหนือที่ประสบ ปัญหาอุทกภัยซ้ำซาก โดยเฉพาะในเขตจังหวัดนครราชสีมาซึ่งอยู่ใน พื้นที่ลุ่มน้ำมูลตอนบนเป็นต้นกำเนิดของแม่น้ำมูล ลำแซะ ลำพระ เพลิง ลำตะคอง และลำปลายมาศ เป็นต้น ในอคีตที่ผ่านมาพบว่า เหตุการณ์น้ำท่วมรุนแรงเกิดขึ้นในปี พ.ศ. 2521 พ.ศ. 2539 พ.ศ. 2545 พ.ศ. 2550 และ พ.ศ. 2553 โดยเฉพาะการเกิดอุทกภัยในปี พ.ศ. 2553 มีความรุนแรงมากที่สุด พื้นที่เกษตรกรรมได้รับความเสียหาย 8 แสน ไร่ และสร้างความเสียหายต่อพื้นที่เศรษฐกิจของจังหวัดนครราชสีมา มีมลค่าความเสียหายกว่า 1,400 ล้านบาท อันมีสาเหตุมาจากปริมาณ ฝนที่ตกลงมามากกว่า 100 มิลลิเมตรต่อวัน และน้ำป่าไหลหลากจาก ต้นน้ำลงมาจนลำน้ำสายหลักไม่สามารถระบายน้ำได้ทัน และปริมาณ น้ำในอ่างเก็บน้ำหลายแห่งมีปริมาณน้ำเกินกว่าระดับกักเก็บ โดยเฉพาะเขื่อนลำพระเพลิงและเขื่อนลำตะกอง จนต้องเร่งระบายน้ำ ลงสู่พื้นที่ท้ายน้ำของเขื่อน นอกจากนั้นแม่น้ำสายหลักก็มีสภาพตื้น เขิน และยังพบว่ามีการรุกล้ำลำน้ำลำตะกองและลำพระเพลิง ซึ่งเป็น ้ลำน้ำสาขาที่สำคัญ ที่ไหลผ่านชุมชนขนาคใหญ่และมีความสำคัญทาง เศรษฐกิจ ได้แก่ อำเภอปากช่อง อำเภอสีกิ้ว อำเภอสูงเนิน อำเภอเฉลิม พระเกียรติ อำเภอปักธงชัย อำเภอโชคชัย และอำเภอเมือง นครราชสีมา

กรมชลประทานจึงมีแผนยุทธศาสตร์การแก้ไขปัญหาเพื่อบรรเทา ภัยน้ำท่วมในพื้นที่จังหวัดนครราชสีมา โดยใช้มาตรการก่อสร้างระบบ ผันน้ำออกนอกพื้นที่เศรษฐกิจเมือง แนวทางการแก้ปัญหาดังกล่าว จำเป็นต้องมีการศึกษาสภาพน้ำหลากและอุทกภัยที่เกิดขึ้น เพื่อให้ ทราบและเข้าใจสภาพที่แท้จริงของปัญหาน้ำท่วมและเสนอแนะ แนวทางที่เหมาะสม โดยประยุกต์ใช้แบบจำลอง MIKE 11 เข้ามา ช่วยในการวิเคราะห์และเสนอแนะแนวทางในการบริหารจัดการน้ำ ของจังหวัดนครราชสีมา

# 2. วัตถุประสงค์

เพื่อจำลองสภาพการ ใหลของน้ำหลากและสภาพน้ำท่วมในพื้นที่ ลุ่มน้ำลำตะคอง รวมทั้งศึกษาแนวทางป้องกันและบรรเทาอุทกภัยใน พื้นที่ลุ่มน้ำมูลตอนบนในเขตจังหวัดนกรราชสีมา

#### 3. วีธีการ

ในการศึกษานี้ได้ใช้แบบจำลอง MIKE11 ซึ่งพัฒนาขึ้นโดย สถาบันชลศาสตร์แห่งประเทศเคนมาร์ก ทั้งนี้แบบจำลอง MIKE11 เป็นแบบจำลองคณิตศาสตร์แบบหนึ่งมิติ (1D – Hydrodynamic Model) ที่สามารถจำลองการไหลแบบไม่คงตัว (Unsteady Flow) และ จำลองลักษณะทางกายภาพของแม่น้ำ ซึ่งมีอาการชลศาสตร์ควบคุม

# **3.1** ขอบเขตพื้นที่ศึกษา

พื้นที่ศึกษาครอบคลุมพื้นที่ลุ่มน้ำมูลตอนบนในเขตจังหวัด นครราชสีมา ตั้งแต่ท้ายเชื่อนลำตะคองและเชื่อนลำพระเพลิงไปจนถึง แม่น้ำมูลที่บ้านวังปรัด จ.บุรีรัมย์ โดยขอบเขตเงื่อนไขด้านเหนือน้ำ (Upstream Boundary) ของแบบจำลอง ใช้ข้อมูลอัตราการไหลที่ท้าย น้ำของเชื่อนลำตะคอง (สถานี M.177) เชื่อนลำพระเพลิง (สถานี M.180) และการระบายน้ำของเชื่อนมูลบน เชื่อนลำแซะ และอ่างเก็บ น้ำลำเซียงไกร ส่วนขอบเขตเงื่อนไขด้านท้ายน้ำ (Downstream Boundary) ของแบบจำลองใช้ข้อมูลระดับน้ำที่สถานี M.104 บ้านวัง ปรัด จ.บุรีรัมย์



รูปที่ 1 ขอบเขตพื้นที่จัดทำแบบจำลอง

# 3.2 ข้อมูลที่ใช้ในการจัดทำแบบจำลอง

ข้อมูลที่จะใช้ในการจัดทำแบบจำลอง ประกอบด้วย ปริมาณการ ระเหย ปริมาณฝน ปริมาณน้ำท่า ระดับน้ำ และข้อมูลของอาการชล ศาสตร์ต่างๆ ตามรายละเอียดดังนี้

 1) ข้อมูลปริมาณน้ำระเหยรายวัน ใช้ข้อมูลจากสถานีตรวจวัด อากาศของกรมอุตุนิยมวิทยา จำนวน 3 สถานี ดังแสดงในตารางที่ 1 ตารางที่ 1 สถานีตรวจวัดอากาศของกรมอุตุนิยมวิทยา

ลำดับ	รหัส	สื่อสอานี	ຈັນນວັດ	พิกัด			
ที่	สถานี	ายอายาน	10111111	Х	Y		
1	431201	สตอ.นครราชสีมา	นครราชสีมา	833,514.42	1,657,450.56		
2	431401	สอท.โชคชัย	นครราชสีมา	840,671.36	1,631,101.33		
3	436001	ที่ว่าการอำเภอ เมือง	บุรีรัมย์	941,593.88	1,661,738.20		

2) ข้อมูลปริมาณฝนรายวัน ใช้ข้อมูลจากสถานีวัคน้ำฝนของกรม ชลประทานและกรมอุตุนิยมวิทยา รวม 37 สถานี และได้ทำการ ตรวจสอบความถูกต้องของข้อมูลโดยวิธี Double mass curve

 3) ข้อมูลปริมาณน้ำท่าและระดับน้ำรายวัน ใช้ข้อมูลจากสถานีวัด น้ำท่าของกรมชลประทาน จำนวน 11 สถานี ดังแสดงในตารางที่ 2

ຂໍາດັບ	รหัส	ລຳນ້ຳ	ที่ตั้ง				
6 1910	สถานี	61121	X	Y			
1	M.145	<b>ຄຳ</b> พระเพลิง	789,265	1,603,916			
2	M.171	<b>ຄຳ</b> พระเพลิง	798,505	1,604,951			
3	M.119	<b>ຄຳ</b> พระเพลิง	826,418	1,616,962			
4	M.180	ลำพระเพลิง	810,719	1,620,051			
5	M.89	ลำตะกอง	760,123	1,626,283			
6	M.173	ลำน้ำมูลตอนบน	845,824	1,632,616			
7	M.177	ลำตะกอง	781,580	1,643,469			
8	M.2A	ลำน้ำมูลตอนบน	848,580	1,657,271			
9	M.164	ลำตะกอง	832,848	1,658,892			
10	M.105	ลำจักรราช	866,063	1,662,615			
11	M.104	ลำน้ำมูลส่วนที่ 2	930,780	1,710,511			

ตารางที่ 2 สถานีวัดน้ำท่าที่ใช้ในการศึกษา

4) ข้อมูลอาการชลศาสตร์ ใช้ข้อมูลขนาดอาการชลศาสตร์ สถิติ ข้อมูลการเปิด-ปิดบาน ระดับน้ำด้านใน-ด้านนอก อัตราการระบาย ของเขื่อนระบายน้ำ ระยะยกบาน และจำนวนบานที่ยก ดังแสดงรายชื่อ อาการชลศาสตร์ในตารางที่ 3

Ĵ		ที่ตั้ง							
161241112	ตำบล	ອຳເກອ	จังหวัด	х	Y	ลำน้ำ			
เขื่อนพิมาย	ในเมือง	พิมาย	นครราชสีมา	876,129	1,686,543	ลำน้ำมูล			
ฝ่ายชุมพวง	หนองหลัก	ชุมพวง	นครราชสีมา	899,226	1,704,576	ລຳน້ຳມູລ			
ขรน.มะเกลือใหม่	มะเกลือใหม่	สูงเนิน	นครราชสีมา	797,219	1,646,912	ลำตะคอง			
ขรน.กุดหิน	โคราช	สูงเนิน	นครราชสีมา	804,234	1,650,920	ลำตะคอง			
ขรน.มะขามเฒ่า	บ้านใหม่	เมือง	นครราชสีมา	823,386	1,657,040	ลำตะคอง			
ขรน.คนชุม	ปรใหญ่	เมือง	นครราชสีมา	828,552	1,658,814	ลำตะคอง			
ขรน.ข่อยงาม	หัวทะเล	เมือง	นครราชสีมา	836,675	1,658,850	ลำตะคอง			
ขรน.กันผม	พระพุทธ	เฉลิมพระเกียรติ	นครราชสีมา	847,803	1,662,425	ลำตะคอง			
ขรน. โคกแฝก	งามทะเลสอ	ขามทะเลสอ	นครราชสีมา	818,757	1,654,743	ຄຳນรີນູรณ์			
ขรน.บ้านทุ่ง	สึมุม	เมือง	นครราชสีมา	824,823	1,659,091	ຄຳນรີນູรณ์			
ขรน. โพธิ์เตี้ย	ปรุใหญ่	เมือง	นครราชสีมา	827,335	1,660,174	ຄຳນรີນູรณ์			
ขรน.นาตม	หนองกระทุ่ม	เมือง	นครราชสีมา	830,029	1,663,038	ຄຳນรີນູรณ์			
ขรน.จอหอ	จอหอ	เมือง	นครราชสีมา	837,741	1,663,601	ຄຳນรີນູรณ์			
ปตร.ละลมหม้อ	โป่งแคง	งามทะเลสอ	นครราชสีมา	816,862	1.653.313	ลำตะคอง			

ตารางที่ 3 รายชื่ออาคารชลศาสตร์ที่ใช้ในการศึกษา

5) ข้อมูลรูปตัดขวางลำน้ำ ประกอบด้วย แม่น้ำมูล ลำพระเพลิง ลำ ตะกอง ลำเชียงไกร และลำปลายมาศ ซึ่งเป็นการเก็บรวบรวมข้อมูลรูป ตัดขวางลำน้ำจากกรมชลประทาน ปี พ.ศ. 2549 และมีการสำรวจลำน้ำ เพิ่มเติม ได้แก่ ลำบริบูรณ์ อีกจำนวน 11 รูปตัด ดังแสดงในตารางที่ 4 ตารางที่ 4 ข้อมูลรูปตัดขวางลำน้ำที่ใช้ในการศึกษา

ลำน้ำ	จำนวน (รูปตัด)	ความยาว (กม.)
ลำเชียงไกร	20	76.568
ลำปลายมาศ	19	90
ลำพระเพลิง	51	91.13
ลำตะกอง	36	131
แม่น้ำมูล	51	256.9
ຄຳນ <b>ີ</b> ວນູ <b>ຽ</b> ໝ໌	11	50

# 3.3 การสอบเทียบและตรวจสอบแบบจำลองน้ำฝน-น้ำท่า และ แบบจำลองสภาพการใหล

ในการสอบเทียบและตรวจสอบแบบจำลองน้ำฝน-น้ำท่าของลุ่ม น้ำ ได้ทำการกัดเลือกสถานีวัดน้ำท่าเพื่อใช้ในการสอบเทียบหา ก่าพารามิเตอร์จำนวน 6 สถานี คือ สถานี M.8 สถานี M.89 สถานี M.105 สถานี M.119 สถานี M.145 และสถานี M.188 ใช้ก่าปริมาณ น้ำท่าที่ได้จากการคำนวณด้วยแบบจำลองน้ำฝน-น้ำท่า ไปทำการสอบ เทียบแบบจำลองสภาพการไหล โดยนำก่าพารามิเตอร์ของแบบจำลอง น้ำฝน-น้ำท่าของลุ่มน้ำย่อย มาปรับเพื่อความเหมาะสมของพื้นที่ลุ่มน้ำ เพื่อให้ได้ก่าปริมาณน้ำท่าที่สถานี M.164 ในถำน้ำถำตะกอง ซึ่งเป็นจุด ด้วแทนในการตรวจสอบปริมาณน้ำที่ไหลในพื้นที่ศึกษา หลังจากนั้น ได้ทำการสอบเทียบและตรวจสอบค่าสัมประสิทธิ์ความเสียดทาน Manning's n ในลำน้ำ โดยตรวจสอบว่าผลการกำนวณที่ได้มีความ สอดกล้องกับก่าตรวจวัคเป็นอย่างดีหรือไม่ ด้วยก่าตัวแปรทางสถิติ เพื่อยืนยันว่าแบบจำลองที่พัฒนาขึ้นมีความถูกด้อง และสามารถ นำไปใช้จำลองสภาพการไหลได้ทุกเหตุการณ์

ค่าตัวแปรทางสถิติที่ใช้ในการพิจารณาประสิทธิภาพของ แบบจำลอง คือ Correlation Coefficient, Water Balance Error และ Root Mean Square Error (RMSE) ดังนี้

ค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์ (Correlation Coefficient, r) โดยปกติ แล้วมีค่าระหว่าง -1 ถึง 1 ในกรณีที่ค่า r มีค่าเป็นบวก แสดงว่ากลุ่ม ข้อมูลทั้งสองมีความสัมพันธ์แบบปฏิภาคโดยตรง และในกรณีที่ค่า r มีค่าเป็นลบแสดงว่ากลุ่มข้อมูลทั้งสองมีความสัมพันธ์แบบปฏิภาคผก ผัน ในกรณีที่ค่า r มีค่าเข้าใกล้ 1 และ -1 แสดงว่ากลุ่มข้อมูลทั้งสองมี ความสัมพันธ์กันเป็นอย่างดี และในกรณีที่ค่า r มีค่าเข้าใกล้ 0 แสดงว่า กลุ่มข้อมูลทั้งสองมีความสัมพันธ์น้อยหรือแถบไม่มีเลย ดังนั้นในการ เปรียบเทียบกราฟน้ำหลากที่คำนวณด้วยแบบจำลองกับกราฟน้ำหลาก ที่ได้จากการบันทึกข้อมูลนั้น ควรมีค่า r ตั้งแต่ 0.8 ถึง 1.0 จึงจะถือว่า การสอบเทียบและการตรวจสอบแบบจำลองอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้ ซึ่งค่า r สามารถคำนวณได้จากสมการ

$$r = \frac{\sum_{i=1}^{n} (Q_{obs} - \bar{Q}_{obs})(Q_{sim} - \bar{Q}_{sim})}{\sqrt{\sum_{i=1}^{n} (Q_{obs} - \bar{Q}_{obs})^2 \sum_{i=1}^{n} (Q_{sim} - \bar{Q}_{sim})^2} \times 100$$
(1)

Water Balance Error (WBL) เป็นตัวแปรทางสถิติที่แสดงความ แตกต่างระหว่างปริมาณน้ำท่าสะสมที่กำนวณด้วยแบบจำลองกับ ปริมาณน้ำท่าสะสมที่ได้จากการตรวจวัด โดยควรมีค่าเข้าใกล้สูนย์ ซึ่ง ค่า Water Balance Error สามารถกำนวณได้จากสมการ

WBL = 
$$\frac{\sum_{i=1}^{n} Q_{sim}, i - \sum_{i=1}^{n} Q_{obs}, i}{\sum_{i=1}^{n} Q_{obs}, i} \times 100$$
  
 $i = 1$  (2)

Root Mean Square Error (RMSE) เป็นตัวแปรทางสถิติที่แสดง ความคลาดเคลื่อนสมบูรณ์ (Absolute Error) ระหว่างปริมาณน้ำท่าที่ ได้จากการคำนวณด้วยแบบจำลองกับปริมาณน้ำท่าที่ได้จากการ ตรวจวัด ควรมีค่าเข้าใกล้สูนย์ ซึ่งค่า RMSE สามารถคำนวณได้จาก สมการ

$$RMSE = \sqrt{\sum_{i=1}^{n} \frac{\left(Q_{obs} - Q_{sim}\right)^{2}}{n}}$$
(3)

โดยที่ r = ค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์

n = จำนวนข้อมูล

 $\mathbf{Q}_{obs}=$ ปริมาณน้ำหรือระดับน้ำที่ได้จากการบันทึกข้อมูล

Q_{sim} = ปริมาณน้ำหรือระดับน้ำที่ได้จากการคำนวณ

#### 3.4 กรณีศึกษา

เมื่อได้ทำการสอบเทียบและตรวจสอบแบบจำลองแล้ว ได้ พิจารณากรณีศึกษาของการบรรเทาอุทกภัยโดยการกำหนดกรณีศึกษา เพื่อประยุกต์เป็นแนวทางในการบรรเทาอุทกภัย ทั้งในด้านพฤติกรรม การไหลและปริมาณน้ำ โดยการใช้ประตูระบายน้ำ (ปตร.) ละลมหม้อ ตั้งอยู่ที่บ้านละลมหม้อ ต.โคกกรวด อ.เมือง จ.นครราชสีมา ทำหน้าที่ แบ่งปริมาณน้ำในลำตะคองออกเป็น 2 สาย คือ ลำน้ำลำตะคองสาย เดิมที่จะไหลผ่านตัวเมืองนครราชสีมา และอีกสายคือ ลำน้ำลำตะคองสาย เดิมที่จะไหลผ่านตัวเมือง และไปบรรจบกับลำน้ำลำตะคองสายเดิม เพื่อ ใหลลงสู่ลำมูล ที่ อ.เฉลิมพระเกียรติ ดังรูปที่ 3 สำหรับรายละเอียด ปตร. ละลมหม้อ มีบานกว้าง 6 ม. สูง 3 ม. จำนวน 6 บาน ระดับ ธรณี +191.74 ม.รทก ระดับเก็บกัก +194.44 ม.รทก. สำหรับการ ควบคุมบานประตูน้ำของกรณีศึกษาต่างๆมีรายละเอียดดังนี้

 กรณีที่ 1 ควบคุมบาน ปตร. ละลมหม้อ ฝั่งลำตะคอง ให้อัตรา การ ไหล ที่สถานี M.164 อ.เมือง จ.นครราชสีมา ไม่ให้เกิน ความสามารถรับน้ำ คือ 35 ลบ.ม./วินาที และบาน ปตร. ละลมหม้อ ฝั่ง ลำบริบูรณ์ ยกบานพ้นน้ำ



รูปที่ 3 ลักษณะของ ปตร.ละลมหม้อ

 2) กรณีที่ 2 เป็นการหน่วงน้ำก่อนเข้าเมืองนครราชสีมา โดยการ ปิดบานระบายของ ขรน. มะเกลือใหม่ และ ขรน. กุดหิน เมื่อระดับน้ำ ด้านหน้า ปตร. สูงเกินระดับเก็บกัก และควบดุมบาน ปตร. ละลมหม้อ เหมือนกับกรณีที่ 1

 3) กรณีที่ 3 เป็นการผันน้ำออกนอกเมืองนครราชสีมา โดยขรน.
 โคกแฝก จะแบ่งน้ำจากลำบริบูรณ์ผ่านคลองผันน้ำไปลงลำเชียงไกร
 ควบคุมปริมาณน้ำที่ไหลผ่านลำบริบูรณ์ไม่ให้เกิน 40 ลบ.ม./วินาที และควบคุมบาน ปตร. ละลมหม้อ เหมือนกับกรณีที่ 1 ดังรูปที่ 4

# 4. ผลและวิจารณ์

ผลการสอบเทียบและตรวจสอบแบบจำลองน้ำฝน-น้ำท่าที่จะใช้ จำลองพฤติกรรมการเกิดน้ำท่าของลุ่มน้ำย่อยต่างๆในพื้นที่ลุ่มน้ำมูล ตอนบน ในเขตจังหวัดนกรราชสีมา ด้วยแบบจำลอง NAM





ในการศึกษาได้ทำการคัดเลือกสถานีวัดน้ำท่า เพื่อใช้ในการ ปรับเทียบหาค่าพารามิเตอร์ของแบบจำลองน้ำฝน-น้ำท่า จำนวน 5 สถานี คือ สถานี M.8 สถานี M.89 สถานี M.105 สถานี M.119 สถานี M.145 และสถานี M.188 โดยทำการเปรียบเทียบค่าปริมาณน้ำท่าที่ กำนวณได้จากแบบจำลองให้สอดคล้องกับค่าที่ได้จากการตรวจวัด มากที่สุด ทั้งในด้านของขนาด และเวลาเกิดปริมาณน้ำท่าสูงสุด ผล ของการปรับค่าพารามิเตอร์แบบจำลองในลุ่มน้ำย่อยต่างๆ พบว่า ค่า r² มีค่าอยู่ในช่วง 0.491-0.829 และผลจากการทำการตรวจสอบ แบบจำลอง ค่า r² มีค่าอยู่ในช่วง 0.482-0.708 ทั้งนี้ผลจากการสอบ เทียบและตรวจสอบแบบจำลองน้ำฝน-น้ำท่าสามารถสรุป ค่าพารามิเตอร์ได้ดังตารางที่ 5 โดยจากผลการเปรียบเทียบความ ถูกต้องเชิงสถิติในการปรับเทียบแบบจำลองน้ำฝน-น้ำท่าข้างต้น ดัง ตารางที่ 6 สามารถสรุปได้ดังนี้

ตารางที่ 5 ค่าพารามิเตอร์ที่ได้จากการสอบเทียบแบบจำลองน้ำฝน-น้ำท่า

สถานี	พื้นที่รับน้ำ				ค่า	พารามิ	เต อร์	-			ค่าการร	ระเทย
วัดน้ำ	(ตรภม.)	U _{m ax}	L _{max}	CQOF	CKIF	CK _{1,2}	TOF	TIF	ΤG	CKBF	สถานี	factor
M.8	4,935	35	350	0.375	700	168	0.05	0.05	0.45	450	436001	0.7
M.89	713	15	150	0.45	300	42	0.1	0.2	0.2	4000	431201	0.7
M.105	1,300	70	700	0.5	1000	48	0.35	0.35	0.62	100	436001	0.8
M.119	327	26	360	0.252	500	50	0.34	0.1	0.4	1000	431401	0.8
M.145	335	28	320	0.4	300	46	0.15	0.2	0.6	220	431401	0.7
M.188	2,763	20	200	0.55	500	84	0.1	0.1	0.5	600	431201	0.7

ตารางที่ 6 การเปรียบเทียบความถูกต้องเชิงสถิติ ในการสอบเทียบและการ ตรวจสอบแบบจำลองน้ำฝน-น้ำท่า

		สอ'	บเทียบ		ទា	รวจสอเ	J
ลุ่มน้ำยอย	Station	ช่วงปี	r²	WBL(%)	ช่วงปี	r²	WBL(%)
ลำปลายมาศ (LPM01)	M.8	2548 - 2550	0.823	-5	2543–2545	0.708	6.1
ลำจักราช (LJR)	M.105	2526	0.829	-7.5	-		
ลำพระเพลิง	M.119	2550 - 2551	0.649	-9.2	2548-2549	0.504	10.6
ลำเซียงไกร (LCK01)	M.188	2553	0.716	-3.1	-		
ลำตะคอง (LTK01)	M.89	2550-2552	0.524	-1.6	2545-2547	0.482	-10.7
ลำพระเพลิง (LPP01)	M.145	2546-2548	0.491	-4.5	2549-2551	0.467	-7.9

เนื่องจากสภาพพื้นที่สึกษาก่อนข้างลาดชัน ซึ่งส่งผลต่อการ กระจายตัวของฝนและการเกิดน้ำท่าก่อนข้างสูง รวมถึงที่ตั้งสถานีวัด น้ำฝนในพื้นที่ต้นน้ำมีไม่เพียงพอ ส่วนมากจะตั้งอยู่บริเวณพื้นที่ราบ ลุ่มและพื้นที่ชุมชนเมือง ดังนั้นผลการกำนวณปริมาณน้ำด้วย แบบจำลองจึงเกิดปริมาณน้ำสูงสุดไม่ตรงกับการตรวจวัด จึงได้ก่า กวามสัมพันธ์ทางสถิติ Correlation Coefficient, r เปรียบเทียบระหว่าง ก่าที่กำนวณได้กับข้อมูลตรวจวัดจริงที่ไม่ก่อยดีนัก แต่อย่างไรก็ตาม ก่า water balance ซึ่งเป็นตัวแปรทางสถิติที่แสดงกวามแตกต่าง ระหว่างปริมาณน้ำท่าสะสมที่กำนวณด้วยแบบจำลองและปริมาณ น้ำท่าสะสมที่ได้จากการตรวจวัดมีก่าสอดกล้องกันอยู่ในเกณฑ์ที่ดี ซึ่งก่า water balance เป็นตัวซี้วัด เพื่อยืนยันว่าแบบจำลองน้ำฝน-น้ำท่า ที่ได้จัดทำมีความถูกต้องในเกณฑ์ที่สามารถนำไปใช้จำลองสภาพการ ไหลต่อไป

ผลการสอบเทียบแบบจำลองสภาพการไหล ได้ปรับค่า สัมประสิทธิ์ความขรุขระของท้องน้ำ (Manning's n) พบว่า ค่า สัมประสิทธิ์ความขรุขระของท้องน้ำ (Manning's n) ที่เหมาะสม มีค่า อยู่ระหว่าง 0.03 ถึง 0.075 ดังแสดงในตารางที่ 7

1 8	, ,
แมนา	Manning's n
ลำตะกอง	0.035
กม.47+000 ถึง 77+000	0.045
กม.78+000 ถึง 86+500	0.075
กม.92+460 ถึง 116+000	0.03
ລຳນรີບູรณ์	0.035
ลำน้ำมูล	0.035
<b>ຄຳ</b> พระเพลิง	0.035
ลำเชียงไกร	0.035
ลำปลายมาศ	0.035

ตารางที่ 7 ผลการปรับเทียบค่าสัมประสิทธิ์ความขรุขระของท้องน้ำ

ในการสอบเทียบแบบจำลอง MIKE11 HD นั้น ค่าสัมประสิทธิ์ Manning's n ที่ใช้ในลำตะคองมีค่าแตกต่างกันในแต่ละช่วงลำน้ำ เนื่องจากสภาพลำน้ำมีความแตกต่างกันออกไป โดยช่วงต้นน้ำท้าย เงื่อนลำตะคองมีที่ราบสองข้างลำน้ำต่อเนื่อง เป็นพื้นที่เกษตรกรรม ถัดมาจะเป็นพื้นที่ชุมชนเมือง ลำน้ำมีการก่อสร้างกำแพงกั้นน้ำ นอกจากนี้สภาพของลำตะคองและลำบริบูรณ์นอกจากมีเงื่อนระบาย น้ำแล้ว ยังมีทำนบดินและฝ่ายน้ำล้นตลอดจนท่อลอดของราษฎรสร้าง ใว้เป็นช่วงๆ จำนวนมาก จึงทำให้ช่วง กม.78+000 ถึง 86+500 นี้ต้อง กำหนดค่าสัมประสิทธิ์ความขรุงระของท้องน้ำ (Manning's n) ไว้สูง ถึง 0.075 แสดงสภาพลำน้ำที่มีอาการก็ขวางทางน้ำดังรูปที่ 9



รูปที่ 9 สภาพลำตะคองบริเวณที่มีทำนบดิน

ในการตรวจสอบแบบจำลอง โดยการใช้ค่าพารามิเตอร์จากการ สอบเทียบแบบจำลอง มาทำการทดสอบการคำนวณเพื่อเปรียบเทียบ กับข้อมูลระดับน้ำที่สถานี M.164 โดยผลการเปรียบเทียบความถูกต้อง



เชิงสถิติ ในการสอบเทียบและการตรวจสอบแบบจำลอง MIKE 11 HD แสดงในตารางที่ 8 และในรูปที่ 5 ถึงรูปที่ 8 ตามลำดับโดย พิจารณาข้อมูลช่วงฤดูน้ำหลากในเดือนกันยายนถึงเดือนพฤศจิกายน แล้วจึงได้นำแบบจำลองไปประยุกต์หาแนวทางการบรรเทาน้ำท่วม ต่อไป

ตารางที่ 8	ผลการเ	ปรียบเทีย	บความถู	กต้องเ	ชิงสถิติ	ในการส	สอบเทียบ	และ
การตรวจส	_{สอบแบบ}	จำลองสภ	าพการให	เลที่สถ	านี M.1	64		

	Correl	ation	Root Mea	n Square	Water Balance	
สถานี	Coefficient, r		Error, F	RMSE	Error, WBL	
M.164	Q	WL	Q	WL	Q	WL
			( ມ ³ / วิ)	(ນ.)	(%)	(%)
สอบเทียบ	0.02	0.75	4.17	0.21	21.66	
(พ.ศ. 2552)	0.93	0.75	4.1/	0.21	-31.00	-
ตรวจสอบ	0.87	0.87	6.42	0.22	16.05	
(พ.ศ. 2554)	0.87	0.87	0.42	0.22	10.95	-

หมายเหตุ Q = อัตราการไหล WL = ระดับน้ำ



ร**ูปที่ 5** การสอบเทียบระดับน้ำของแบบจำลองสภาพการไหลที่สถานี M.164



ร**ูปที่ 6** การสอบเทียบอัตราการใหลงองแบบจำลองสภาพการไหลที่สถานี M.164



ร**ูปที่ 7** การตรวจสอบระดับน้ำของแบบจำลองสภาพการ ใหลที่สถานี M.164



**รูปที่ 8** การตรวจสอบอัตราการใหลของแบบจำลองสภาพการใหลที่สถานี M.164

ผลการจำลองสภาพการ ใหลของแบบจำลอง MIKE 11 HD เปรียบเทียบกับค่าตรวจวัดจริง มีความแตกต่างกันพอสมควร อันมี สาเหตุมาจาก สภาพพื้นที่ของลำตะคองมีอาคารบังคับน้ำจำนวนมาก ประกอบกับเหตุการณ์น้ำท่วมในปี 2554 ซึ่งเป็นปีน้ำท่วมหนักจะมี ปัจจัยของสภาพพื้นที่น้ำท่วมถึง ทิศทาง และสภาพการใหลหลากออก นอกลำน้ำด้วย แต่อย่างไรก็ตามระดับน้ำที่กำนวณพอจะใช้เป็นแนว ทางการใหลล้นตลิ่งได้

ผลการประยุกต์ใช้แบบจำลอง ได้พิจารณาเหตุการณ์น้ำท่วมใน เดือนตุลาคมถึงเดือนพฤศจิกายน พ.ศ.2553 เป็นกรณีศึกษา และนำ รูปแบบการบรรเทาน้ำท่วมด้วยการบริหารจัดการ ปตร. ละลมหม้อ และเงื่อนระบายน้ำต่างๆ โดยการพิจารณาค่าอัตราการไหลที่ เปลี่ยนไปตามความสัมพันธ์ของอัตราการไหลในลำบริบูรณ์ และลำ ตะกองในแต่ละกรณีศึกษา เพื่อใช้เป็นข้อมูลช่วยในการตัดสินใจ บริหารจัดการน้ำท่วม ดังนี้

กรณีที่1 จากเหตุการณ์น้ำท่วม ปี 2553 ปริมาณน้ำด้านท้ายน้ำของ เงื่อนลำตะกองที่สถานี M.177 มีอัตราการ ไหล เท่ากับ 102 ลบ.ม./ วินาที ณ วันที่ 27 ตุลาคม ทำให้อัตราการ ไหลที่สถานี M.164 เท่ากับ 35.5 ลบ.ม./วินาที แล้วเกิดอัตราการ ไหลสูงสุด เท่ากับ 80.21 ลบ.ม./ วินาที ณ วันที่ 13 พฤสจิกายน ในขณะที่การควบกุม ปตร. ละลมหม้อ ฝั่งลำตะกองที่ 35 ลบ.ม./วินาที จะทำให้อัตราการ ไหลที่สถานี M.164 เท่ากับ 40.06 ลบ.ม./วินาที และระดับน้ำไม่ล้นตลิ่งดังแสดงในรูปที่ 10 โดยการกวบกุมบาน ปตร. ละลมหม้อในรูปที่ 9 จะส่งผลให้ปริมาณน้ำ สูงสุดในลำบริบูรณ์ที่ งรน. โพธิ์เตี้ย เท่ากับ 96.45 ลบ.ม./วินาที ซึ่ง เกินความจุของลำบริบูรณ์ (50 ลบ.ม./วินาที)



รูปที่ 9 การควบคุม ปตร. ละลมหม้อ ในกรณีศึกษาที่ 1



ร**ูปที่ 10** การเปรียบเทียบระดับน้ำใน ปี 2553 กับกรณีศึกษาที่ 1

กรณีที่ 2 ผลการคำนวณพบว่า การหน่วงน้ำก่อนเข้าเมือง นครราชสีมา จะทำให้ปริมาณน้ำที่สถานี M.164 ณ วันที่ 27 ตุลาคม เท่ากับ 24.4 ลบ.ม./วินาที แล้วเกิดอัตราการไหลสูงสุด เท่ากับ 43.4 ลบ.ม./วินาที และปริมาณน้ำที่ไหลในลำบริบูรณ์ที่ ขรน.โพธิ์เดี้ย เท่ากับ 86.43 ลบ.ม./วินาที โดย ขรน. มะเกลือใหม่ และขรน. กุดหิน จะเริ่มปิดบานตั้งแต่วันที่ 12 ตามลำดับ สำหรับปตร. ละลมหม้อจะมี การเปิด-ปิดบาน เป็นช่วงๆ แสดงดังรูปที่ 13 ส่งผลให้ระดับน้ำในลำ ตะกองไม่ล้นตลิ่งดังแสดงในรูปที่ 14 แต่อัตราการไหลในลำบริบูรณ์ เกินความจุของลำน้ำ



**รูปที่ 11** การควบคุมบานประตู ขรน. มะเกลือใหม่ในกรณีศึกษาที่ 2



ร**ูปที่ 12** การควบคุมบานประตู ขรน. กุดหินในกรณีศึกษาที่ 2







ร**ูปที่ 14** การเปรียบเทียบระดับน้ำใน ปี 2553 กับกรณีศึกษาที่ 2

กรณีที่ 3 ผลการคำนวณพบว่า การผันน้ำจะทำให้ปริมาณน้ำที่ สถานี M.164 ณ วันที่ 27 ตุลาคม 2553 เท่ากับ 33 ลบ.ม./วินาที แล้ว เกิดอัตราการใหลสูงสุด เท่ากับ 43.79 ลบ.ม./วินาที และปริมาณน้ำที่ ใหลในลำบริบูรณ์ที่ ขรน. โพธิ์เดี้ย เท่ากับ 47.08 ลบ.ม./วินาที โดย ปตร. ละลมหม้อ ฝั่งลำบริบูรณ์จะยกบานพ้นน้ำตลอดเวลา ในขณะที่ ปตร. ละลมหม้อ ฝั่งลำตะคองจะทำการเปิด-ปิดบาน เป็นช่วงๆ เช่นกัน ดังรูปที่ 15 ส่งผลให้ระดับน้ำในลำตะคองไม่ล้นตลิ่งดังแสดงในรูปที่ 16 และอัตราการไหลในลำบริบูรณ์ไม่เกินความจุของลำน้ำ



รูปที่ 15 การควบคุมบานประตู ปตร. ละลมหม้อในกรณีศึกษาที่ 3



**รูปที่ 16** การเปรียบเทียบระดับน้ำใน ปี 2553 กับกรณีศึกษาที่ 3

ผลการศึกษาจำลองสภาพน้ำหลากในปี 2553 กับกรณีศึกษา ต่างๆ ดังแสดงผลการเปลี่ยนแปลงของระดับน้ำและอัตราการไหลใน ลำตะกองและลำบริบูรณ์ในตารางที่ 9 โดยที่

 ขรน. กุดหิน เป็นตัวแทนลำตะกองในช่วงเหนือน้ำของ จุดบรรจบของลำตะกองและลำบริบูรณ์

- สถานี M.164 เป็นตัวแทนลำตะคองในช่วงท้ายน้ำของ จุดบรรจบของลำตะคองและลำบริบูรณ์ ซึ่งอยู่ในเขตตัวเมือง นกรราชสีมา



 งรน. โพธิ์เตี้ย เป็นตัวแทนลำบริบูรณ์ในช่วงท้ายน้ำของ จุดบรรจบของลำตะกองและลำบริบูรณ์

อะอี	รายอาร	คลอง	ขรน.เ	าุคหิน	M.1	164	ขรน.โา	พธิ์เตี้ย
11368	3 101113	ผันน้ำ	WL _{max}	Q _{max}	WL _{max}	Q _{max}	WL _{max}	Q _{max}
ปี 2553	ไม่มีปตร.ละลมหม้อ	ູ່ ໃນ່ <u>ມ</u> ี	210.28	116.83	177.71	80.21	183.13	50.53
กรณีที่ 1	มีปตร.ควบคุม Q ลำตะคอง ≤ 35 ม ³ ./วิ	່ ໃນ່ <del>ນ</del> ຶ	210.28	116.83	177.10	40.06	183.20	96.45
กรณีที่ 2	มีปตร.ควบคุม Q ลำตะคอง ≤ 35 ม ³ ./วิ หน่วงน้ำที่ขรน.มะเกลือใหม่และขรน.	່ ໃນ່ນີ	208.37	102.55	177.11	43.36	183.10	86.43
กรณีที่ 3	มีปตร.ควบคุม Q ลำตะคอง ≤ 35 ม ³ ./วิ	ນີ	210.28	116.82	177.12	43.79	182.99	47.08
	ควบคุม Q ลำบริบูรณ์ ≤ 40 ม ³ ./วิ							

ตารางที่ 9 การเปลี่ยนแปลงของระดับน้ำและอัตราการใหลสูงสุด

#### 5. สรุปและข้อเสนอแนะ

## 5.1 สรุปผลการศึกษา

 ผลการศึกษาวิเคราะห์ปริมาณน้ำท่า โดยประยุกต์ใช้ แบบจำลองสภาพการไหล ให้ผลของปริมาณน้ำท่าอยู่ในเกณฑ์ที่ดี เมื่อ เปรียบเทียบกับค่าปริมาณน้ำที่บันทึกไว้ที่สถานีวัดน้ำท่า ซึ่งค่า สัมประสิทธิ์ความขรุขระของท้องน้ำ (Manning's n) ของลำตะคอง ลำ บริบูรณ์ ลำพระเพลิง ลำเชียงไกร ลำน้ำมูล และลำปลายมาศ มีค่าอยู่ ระหว่าง 0.03 ถึง 0.075 โดยลำตะคองมีค่า Manning's n ที่แตกต่าง กันไปตามสภาพพื้นที่ ถ้าเป็นพื้นที่ราบลุ่มพื้นที่เกษตรกรรมมีค่า Manning's n เท่ากับ 0.035 ถ้าสภาพพื้นที่มีทำนบหรือฝ่ายของราษฎร มีค่า Manning's n เท่ากับ 0.045 ถ้าสภาพพื้นที่มีลึกษณะเป็นโขดหิน ค่า Manning's n เท่ากับ 0.075 ผลการคำนวณระดับน้ำจากแบบจำลอง สภาพการไหล มีความใกล้เคียงกับค่าระดับน้ำที่ตรวจวัดได้ โดยมีค่า สัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์ในการสอบเทียบแบบจำลองสภาพการไหล ที่ สถานี M.164 เท่ากับ 0.75 ส่วนค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์ในการ ตรวจสอบแบบจำลองสภาพการไหล ที่สถานี M.164 เท่ากับ 0.87

2. ผลการศึกษาจำลองสภาพน้ำหลากในปี 2553 กับกรณีศึกษา ต่างๆ พอจะสรุปได้ว่าการควบคุม ปตร. ละลมหม้อ ฝั่งลำตะคองไม่ให้ เกิน 35 ลบ.ม./วินาทีเพียงมาตรการเดียวตามกรณีที่ 1 จะสามารถ บรรเทาอุทกภัยบริเวณลำตะคองได้โดยไม่เกิดน้ำล้นตลิ่ง แต่จะส่งผล ทำให้มีปริมาณน้ำไหลเข้าลำบริบูรณ์จนเกินความจุลำน้ำ ในขณะที่ การหน่วงน้ำไว้นอกเมืองนครราชสีมาที่ ขรน. มะเกลือใหม่และขรน. กุดหินตามกรณีที่ 2 จะส่งผลให้เกิดน้ำล้นตลิ่งนอกเมือง อีกทั้งการ ควบคุมปตร. ละลมหม้อ ฝั่งลำตะคองไม่เกิน 35 ลบ.ม./วินาทีจะทำให้ ไม่เกิดน้ำล้นตลิ่ง แต่ก็จะส่งผลทำให้มีปริมาณน้ำไหลเข้าลำบริบูรณ์ จนเกินความจุลำน้ำเช่นกัน ทั้งนี้ในการผันน้ำตามกรณีที่ 3 จะเป็น แนวทางที่ทำให้ระดับน้ำในลำตะคองและลำบริบูรณ์ไม่ล้น โดยการ ผันน้ำส่วนที่จะทำให้ปริมาณน้ำในลำบริบูรณ์เกินความจุออกนอก พื้นที่เมืองนครราชสีมา

#### 5.2 ข้อเสนอแนะ

 ในการศึกษานี้เป็นการจำลองมาตรการผันน้ำโดยที่ยังมิได้ พิจารณาผลกระทบที่ตามมาจากการผันน้ำไปลงลำเชิงไกร จึงควรที่จะ ได้ศึกษาเกณฑ์การผันน้ำในรายละเอียดซึ่งจะทำให้กระทบต่อลำเชิง ใกรน้อยที่สุด

 2. ในการควบคุมบานปตร. ละลมหม้อทั้งฝั่งลำตะคองและลำ บริบูรณ์ควรที่ได้ศึกษาเกณฑ์เตือนภัยของปตร. ละลมหม้อ โดย พิจารณาปริมาณการไหลด้านท้ายน้ำของเชื่อนลำตะคองที่สถานี M.177 เป็นสถานีดัชนีเตือนภัย

#### 6. กิตติกรรมประกาศ

ขอขอบพระคุณสำนักงานกองทุนสนับสนุนการวิจัย (สกว) ที่ สนับสนุนทุนในการทำวิจัย และขอขอบคุณสำนักชลประทานที่ 8 กรมชลประทาน โครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาลำตะคอง ศูนย์อุทก วิทยาและบริหารน้ำภาคตะวันออกเฉียงเหนือตอนล่างที่ได้ให้ความ อนุเคราะห์ข้อมูลสำหรับจัดทำงานวิจัย

ขอขอบพระคุณ ดร.จิระวัฒน์ กณะสุด ที่ได้ให้กำแนะนำและ กำปรึกษาตลอดการทำงานวิจัย ในกรั้งนี้

## เอกสารอ้างอิง

- จิรัฐินาฏ ถังเงิน. 2547. การศึกษาการบรรเทาอุทกภัยในลุ่มน้ำขมโดย ใช้พื้นที่ทุ่งน้ำท่วมธรรมชาติ ในบริเวณจังหวัดสุโขทัย. มหาวิทยาลัยมหิดล, กรุงเทพฯ.
- [2] เชวงศักดิ์ ฤทธิรอด. 2547. การศึกษาสภาพน้ำท่วมและมาตรการ บรรเทาอุทกภัยในลุ่มน้ำสำตะโคง โดยการประยุกต์ใช้แบบจำลอง คณิตศาสตร์ MIKE11. มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์,
- [3] นุชนารถ ศรีวงศิตานนท์. 2540. การศึกษาสภาวะน้ำท่วมของลุ่มน้ำปัง ตอนบน โดยการประยุกต์ใช้แบบจำลอง MIKE11. วิศวกรรมสาร เกษตรศาสตร์ 12(35). มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์, กรุงเทพฯ
- [4] สูนย์อุทกวิทยาและบริหารน้ำภาคตะวันออกเฉียงเหนือ. 2545.
   รายงานสถานการณ์น้ำท่วมในพื้นที่ลุ่มน้ำมูลระหว่างเดือน กรกฎาคม
   ตุลาคม 2545. กรมชลประทาน.
- [5] สำนักอุทกวิทยาและบริหารน้ำ กรมชลประทาน 2553. อุทกภัยใน เทศบาลนครราชสีมา ระหว่าง วันที่ 14-16 ตุลาคม 2553. กรม ชลประทาน, กรุงเทพฯ.
- [6] Danish Hydraulic Institute (1992a). MIKE 11 Reference Manual. Horsholm, Denmark
- [7] Danish Hydraulic Institute (1992b). MIKE 11 User Manual. Horsholm, Denmark.









# Center-pivot uniformity analysis with

# variable container spacing



Irrig Sci (2012) 30:149–156 DOI 10.1007/s00271-011-0272-6

ORIGINAL PAPER

# Center-pivot uniformity analysis with variable container spacing

N. Marjang · G. P. Merkley · M. Shaban

Received: 1 November 2010/Accepted: 11 February 2011/Published online: 3 March 2011 © Springer-Verlag 2011

Abstract Evaluation procedures for determining water application uniformity under center-pivot sprinkler systems have been documented in various technical publications. The so-called "catch cans" (open containers) are placed along one or more radial legs from the center of the field to obtain sample water application measurements, from which standard performance indices can be calculated. All of the published procedures for calculating indices such as the coefficient of uniformity (CU) and distribution uniformity (DU) are based on equal radial spacing of the containers, but in practice some evaluators choose to decrease the spacing toward the outer end of the leg, whereby more measurement samples are taken at locations which represent larger relative fractions of the total irrigated area. It is also common to have inadvertently non-uniform container spacing when one or more tip over during the test, or when avoiding placing a container along a wheel track at a tower. Modified equations and procedures are presented herein to correctly account for variable container spacing, along with spreadsheet macros to perform the calculations.

Communicated by K. Stone.

N. Marjang Department of Water Resources Engineering, Kasetsart University, Bangkhen, Bangkok 10900, Thailand e-mail: nat.m@ku.ac.th

G. P. Merkley (⊠) · M. Shaban Department of Civil and Environmental Engineering, Utah State University, Logan, UT 84322-4110, USA e-mail: gary.merkley@usu.edu



#### Introduction

There are more than 70,000 center-pivot sprinkler irrigation machines in USA, and thousands more in other countries. Approximately half of the sprinkler-irrigated area in USA is under center pivots, amounting to a total of over three million hectares (7.5 million acres). Evaluations of center-pivot irrigation performance are routinely made, including measurements of application uniformity, which is a component of on-farm application efficiency. Several recent publications deal with center-pivot application uniformity and rate (e.g. Bremond and Molle 1995; Ascough and Kiker 2002; Kincaid 2005; Dukes and Perry 2006; King et al. 2009).

Heermann and Hein (1968) suggested an equation for the coefficient of uniformity (CU) in which the radial distance, r, from the center of the field is used as a weighting factor for the individual catch depths (or volumes, if the containers are all the same size and shape) to account for the geometry of the irrigated area. Their equation has been adopted by ASABE/ANSI in Standard 436 (ASABE 1996) for the evaluation of center pivots and linear-move sprinkler irrigation systems.

However, when the containers are not equally spaced the use of radial distance as a weighting factor is not correct and can result in uniformity calculation errors of several percent. And it is common to have unequal spacing along a radial leg of the containers in field evaluations. For example, the container spacing is often reduced toward the outer end of the leg in recognition of the greater field area represented at larger radial distances. In addition, the container spacing is often inadvertently non-uniform when some of the containers tip over on their side during the test, or when collecting the catch values, as well as when a container location is adjusted to avoid placing it under a center-pivot tower.

#### Uniformity analysis

There are many possible indices to quantify the uniformity of water application by center-pivot machines and irrigation systems in general. Two of the most traditional and common indices are the coefficient of uniformity, CU, and the distribution uniformity, DU. CU and DU are used to compare the performance of different irrigation methods, of different fields applying the same method, and over time for a given irrigation system and field. Each of these is described below, along with procedures for their calculation when catch container spacing is non-uniform along a radial leg under a center-pivot.

#### Coefficient of uniformity

Christiansen's (1942) coefficient of uniformity, CU, returns values from zero to 100% and is perhaps the most common indicator of application uniformity for sprinkler-irrigated areas in agriculture. The equation for CU proposed by Heermann and Hein (1968), and as published in ASABE/ANSI Standard 436 (ASABE 1996), for center-pivot evaluations is:

$$CU = 100 \left( 1.0 - \frac{\sum_{j=1}^{n} \left( w_j \left| d_j - \frac{\sum_{k=1}^{n} (d_k w_k)}{\sum_{k=1}^{n} w_k} \right| \right)}{\sum_{k=1}^{n} (d_k w_k)} \right)$$
(1)

where CU is the coefficient of uniformity; d is the measured catch depth (or volume, provided the containers all have the same opening size and shape) from an individual container; w is a weighting factor; and, n is the number of containers.

The inner summations are first computed:

$$\sum_{k=1}^{n} w_k \quad \text{and}, \quad \sum_{k=1}^{n} \left( d_k w_k \right) \tag{2}$$

Then, the outer summation is computed to determine the CU value. In Eqs. 1 and 2, the weighting factor, w, proposed by Heermann and Hein (1968) is the radial distance, r, from the pivot point, thereby accounting for the differences in annular area represented by each container. It is correct to use this distance as a weighting factor when the containers are equally spaced in the radial direction.

But if the catch containers do not have equal spacing along the radial leg, a different weighting factor for the CU equation should be applied. The annular area corresponding to each container is:

$$A_a = \pi (r + \Delta r)^2 - \pi (r - \Delta r)^2 = 4\pi r \Delta r$$
(3)

where  $A_a$  is the annular area  $(L^2)$ ; r is the radial distance (L); and,  $\Delta r$  is half of the (equal) spacing of containers along a radial leg from the pivot point (L). The area  $A_a$  is equal to the circumference,  $2\pi r$ , in the special case when  $\Delta r = 0.5$ , corresponding to a unit spacing of the containers. If the spacing between the containers is equal all along the radial leg, all  $\Delta r$  values are the same, and the constant  $4\pi\Delta r$  cancels from the equation for  $A_a$  when it is used as a weighting factor. The result is a weighting factor equal to "r," as given in the equation adopted by ASABE/ANSI S436. If the spacing is different between adjacent containers, the area calculation is somewhat more complex:

$$A_{\rm a} = \pi \left[ 2r(\Delta r_o + \Delta r_i) + \Delta r_o^2 - \Delta r_i^2 \right] \tag{4}$$

where  $\Delta r_o$  is half the radial distance to the next outer container; and,  $\Delta r_i$  is half the radial distance to the next inner container (Fig. 1).

The constant  $\pi$  will cancel from the equation for annular area  $A_a$  when used as a weighting factor for catch values. The radial values are calculated as:  $\Delta r_i = (r_k - r_{k-1})/2$ , and  $\Delta r_o = (r_{k+1} - r_k)/2$ , where k is the container index. For the first (innermost) container, use  $\Delta r_i = \Delta r_o$  and for the last (outermost) container, use  $\Delta r_o = \Delta r_i$ . In summary, the generalized weighting factor for catch values is:

$$w = 2r(\Delta r_o + \Delta r_i) + \Delta r_o^2 - \Delta r_i^2$$
(5)

which should be used instead of "r" in the ASABE/ANSI S436 CU equation (Eq. 1) in general, and in particular, when the containers are not equally spaced along the radial leg.

If there are only one or two changes in container spacing (e.g. 6 m along the radial leg, then reducing to 3 m in the outermost span of the lateral), the weighting factor " $r\Delta r$ " will give essentially the same results as the more complex factor in Eq. 5. In this case,  $\Delta r$  can be determined for each catch container based on half the distance to the next outer container. "Appendix 1" presents a VBA function using the generalized weighting factor, w, from Eq. 5 in Eq. 1. The use of the weighting factor in Eq. 5 instead of "r" can result in a difference of several percent in the calculated CU when the catch container spacing is not uniform.

#### Distribution uniformity

The distribution uniformity is another traditional measure of irrigation water application uniformity. It is defined as



Fig. 1 Definition of the parameters used for a non-uniform catch container spacing, showing the radial distance, r, of a container, and the mid-point radial distances to the adjacent inner and outer containers

Unsorted va	lues				Sorted va	lues	Cumulative	Deviation from	Weighted	Cumulative
Dist from center (ft)	Volume (ml)	$\Delta r_i$	$\Delta r_o$	Weight	Volume (ml)	Weight	weights	the low 1/4	catch	weighted catches
20	125	10	10	800	90	4,800	4,800	-434,081	432,000	432,000
40	185	10	10	1,600	115	7,200	12,000	-426,881	828,000	1,260,000
60	150	10	10	2,400	125	800	12,800	-426,081	100,000	1,360,000
80	155	10	10	3,200	125	6,400	19,200	-419,681	800,000	2,160,000
100	300	10	10	4,000	130	5,600	24,800	-414,081	728,000	2,888,000
120	90	10	10	4,800	130	8,000	32,800	-406,081	1,040,000	3,928,000
140	130	10	10	5,600	150	2,400	35,200	-403,681	360,000	4,288,000
160	125	10	10	6,400	155	3,200	38,400	-400,481	496,000	4,784,000
180	115	10	10	7,200	160	26,000	64,400	-374,481	4,160,000	8,944,000
200	130	10	10	8,000	170	25,800	90,200	-348,681	4,386,000	13,330,000
220	240	10	10	8,800	180	24,200	114,400	-324,481	4,356,000	17,686,000
240	320	10	10	9,600	180	25,600	140,000	-298,881	4,608,000	22,294,000
260	225	10	10	10,400	185	1,600	141.600	-297.281	296.000	22,590,000
280	215	10	10	11.200	185	26.200	167.800	-271.081	4.847.000	27.437.000
300	310	10	10	12.000	195	25,400	193.200	-245.681	4.953.000	32.390.000
320	265	10	10	12.800	195	26.400	219.600	-219.281	5,148,000	37.538.000
340	285	10	10	13,600	210	25,200	244,800	-194.081	5,292,000	42,830,000
360	275	10	10	14 400	215	11 200	256,000	-182 881	2,408,000	45,238,000
380	275	10	10	15 200	220	16,000	272,000	-166 881	3 520 000	48 758 000
400	270	10	10	16,000	225	10,000	282 400	-156 481	2 340 000	51,098,000
420	305	10	10	16,000	220	22 400	304 800	-134 081	5 152 000	56 250 000
440	250	10	10	17,600	230	30,400	335,200	-103 681	6 992 000	63 242 000
460	230	10	10	18 400	230	35 925	371 125	-67 756	8 262 750	71 504 750
480	245	10	10	10,400	230	20,600	400 725	38 156	6 056 000	78,460,750
500	205	10	10	20,000	235	29,000	400,725	-38,150	7,520,000	78,400,750 85.080.750
520	240	10	10	20,000	235	32,000 41,600	432,723	-0,150	0,776,000	05 756 750
540	220	10	10	20,800	235	25,000	474,525	55,444	9,770,000 5,875,000	95,750,750
540	320 220	10	10	21,000	255	23,000	499,525	60,244	3,873,000	101,031,730
500	230	10	10	22,400	240	0,000	508,125	09,244	2,112,000	103,743,730
580	260	10	10	23,200	240	20,000	569 125	09,244 120,244	4,800,000	108,545,750
600	200	10	10	24,000	240	40,000	506,125	129,244	9,600,000	118,145,750
620	285	10	10	24,800	243	18,400	580,525	147,044	4,308,000	122,031,730
640	305	10	10	25,600	250	17,000	604,125	165,244	4,400,000	127,051,750
660	275	10	10	26,400	250	30,800	640,925	202,044	9,200,000	136,251,750
680	290	10	10	27,200	250	44,000	684,925	246,044	11,000,000	147,251,750
700	270	10	10	28,000	255	37,600	722,525	283,644	9,588,000	156,839,750
720	260	10	10	28,800	260	24,000	746,525	307,644	6,240,000	163,079,750
740	235	10	10	29,600	260	28,800	115,325	336,444	7,488,000	170,567,750
760	230	10	10	30,400	260	31,200	806,525	367,644	8,112,000	178,679,750
780	260	10	10	31,200	260	42,400	848,925	410,044	11,024,000	189,703,750
800	235	10	10	32,000	265	12,800	861,725	422,844	3,392,000	193,095,750
820	305	10	10	32,800	265	33,600	895,325	456,444	8,904,000	201,999,750
840	265	10	10	33,600	265	40,800	936,125	497,244	10,812,000	212,811,750
860	295	10	10	34,400	265	45,600	981,725	542,844	12,084,000	224,895,750
880	300	10	10	35,200	270	28,000	1,009,725	570,844	7,560,000	232,455,750
900	290	10	10	36,000	270	38,400	1,048,125	609,244	10,368,000	242,823,750
920	250	10	10	36,800	270	24,600	1,072,725	633,844	6,642,000	249,465,750
940	255	10	10	37,600	270	24,800	1,097,525	658,644	6,696,000	256,161,750
960	270	10	10	38,400	275	14,400	1,111,925	673,044	3,960,000	260,121,750
980	290	10	10	39,200	275	15,200	1,127,125	688,244	4,180,000	264,301,750
1,000	240	10	10	40,000	275	26,400	1,153,525	714,644	7,260,000	271,561,750
1,020	265	10	10	40,800	275	44,800	1,198,325	759,444	12,320,000	283,881,750
1,040	235	10	10	41,600	280	23,200	1,221,525	782,644	6,496,000	290,377,750
1,060	260	10	10	42,400	285	13,600	1,235,125	796,244	3,876,000	294,253,750

Table 1 Sample center-pivot field evaluation data arranged in a spreadsheet to calculate DU with non-uniform container spacing

118

Unsorted va	lues				Sorted va	lues	Cumulative	Deviation from	Weighted	Cumulative
Dist from center (ft)	Volume (ml)	$\Delta r_i$	$\Delta r_o$	Weight	Volume (ml)	Weight	weights	the low 1/4	catch	weighted catches
20	125	10	10	800	90	4,800	4,800	-434,081	432,000	432,000
40	185	10	10	1,600	115	7,200	12,000	-426,881	828,000	1,260,000
60	150	10	10	2,400	125	800	12,800	-426,081	100,000	1,360,000
80	155	10	10	3,200	125	6,400	19,200	-419,681	800,000	2,160,000
100	300	10	10	4,000	130	5,600	24,800	-414,081	728,000	2,888,000
120	90	10	10	4,800	130	8,000	32,800	-406,081	1,040,000	3,928,000
140	130	10	10	5,600	150	2,400	35,200	-403,681	360,000	4,288,000
160	125	10	10	6,400	155	3,200	38,400	-400,481	496,000	4,784,000
180	115	10	10	7,200	160	26,000	64,400	-374,481	4,160,000	8,944,000
200	130	10	10	8,000	170	25,800	90,200	-348,681	4,386,000	13,330,000
220	240	10	10	8,800	180	24,200	114,400	-324,481	4,356,000	17,686,000
240	320	10	10	9,600	180	25,600	140,000	-298,881	4,608,000	22,294,000
260	225	10	10	10,400	185	1,600	141,600	-297,281	296,000	22,590,000
280	215	10	10	11,200	185	26,200	167,800	-271,081	4,847,000	27,437,000
300	310	10	10	12,000	195	25,400	193,200	-245,681	4,953,000	32,390,000
320	265	10	10	12,800	195	26,400	219,600	-219,281	5,148,000	37,538,000
340	285	10	10	13,600	210	25,200	244,800	-194,081	5,292,000	42,830,000
360	275	10	10	14,400	215	11,200	256,000	-182,881	2,408,000	45,238,000
380	275	10	10	15,200	220	16,000	272,000	-166,881	3,520,000	48,758,000
400	220	10	10	16.000	225	10,400	282,400	-156.481	2.340.000	51.098.000
420	305	10	10	16.800	230	22,400	304.800	-134.081	5.152.000	56,250,000
440	250	10	10	17.600	230	30,400	335.200	-103.681	6,992,000	63.242.000
460	245	10	10	18,400	230	35,925	371.125	-67.756	8.262.750	71.504.750
480	285	10	10	19,200	235	29,600	400.725	-38.156	6,956,000	78,460,750
500	240	10	10	20.000	235	32,000	432.725	-6.156	7,520,000	85.980.750
520	310	10	10	20,800	235	41,600	474.325	35.444	9,776,000	95,756,750
540	320	10	10	21,600	235	25,000	499.325	60,444	5,875,000	101.631.750
560	230	10	10	22,400	240	8.800	508.125	69.244	2.112.000	103.743.750
580	280	10	10	23.200	240	20.000	528.125	89.244	4.800.000	108.543.750
600	260	10	10	24.000	240	40.000	568.125	129.244	9.600.000	118,143,750
620	285	10	10	24.800	245	18,400	586.525	147.644	4.508.000	122.651.750
640	305	10	10	25.600	250	17.600	604.125	165.244	4,400,000	127.051.750
660	275	10	10	26,400	250	36.800	640.925	202.044	9.200.000	136.251.750
680	290	10	10	27.200	250	44.000	684.925	246.044	11.000.000	147.251.750
700	270	10	10	28,000	255	37,600	722.525	283,644	9,588,000	156.839.750
720	260	10	10	28.800	260	24.000	746.525	307.644	6.240.000	163.079.750
740	235	10	10	29,600	260	28,800	775.325	336.444	7.488.000	170,567,750
760	230	10	10	30,400	260	31,200	806.525	367.644	8.112.000	178,679,750
780	260	10	10	31.200	260	42,400	848.925	410.044	11.024.000	189.703.750
800	235	10	10	32.000	265	12,800	861.725	422.844	3.392.000	193.095.750
820	305	10	10	32,800	265	33,600	895.325	456.444	8,904,000	201.999.750
840	265	10	10	33,600	265	40,800	936.125	497.244	10.812.000	212.811.750
860	295	10	10	34,400	265	45.600	981.725	542.844	12.084.000	224.895.750
880	300	10	10	35.200	270	28.000	1.009.725	570.844	7.560.000	232.455.750
900	290	10	10	36.000	270	38,400	1.048.125	609.244	10.368.000	242.823.750
920	250	10	10	36.800	270	24.600	1.072.725	633.844	6.642.000	249.465.750
940	255	10	10	37.600	270	24.800	1,097.525	658.644	6,696.000	256,161.750
960	270	10	10	38.400	275	14.400	1,111,925	673.044	3,960,000	260,121,750
980	290	10	10	39,200	275	15,200	1.127.125	688.244	4,180,000	264.301.750
1.000	240	10	10	40.000	275	26,400	1.153.525	714.644	7.260.000	271.561.750
1.020	265	10	10	40,800	275	44.800	1,198,325	759.444	12.320.000	283.881.750
1.040	235	10	10	41.600	280	23.200	1,221.525	782.644	6,496,000	290,377.750
1,060	260	10	10	42,400	285	13,600	1,235,125	796,244	3,876.000	294,253,750
						-				

Table 1 Sample center-pivot field evaluation data arranged in a spreadsheet to calculate DU with non-uniform container spacing



```
Table 2 MS Excel VBA function to calculate CU for non-uniform container spacing
Function PivotCU(Catch As Range, Dist As Range) As Double
' Center-pivot CU (%) by ASABE S436 with a general weighting factor.
 Dim n As Integer
 Dim Sumr As Double
 Dim Sumdr As Double
 Dim OuterSum As Double
 Dim WeightAvg As Double
 Dim deltaro, deltari As Double
  ' Should have at least ten catch values.
  ' Should have the same number of rows for both data columns.
 If (Dist.Count < 11) Or (Catch.Count <> Dist.Count) Then
   PivotCU = -100
   Exit Function
 End If
 Dim Weight() As Double
 ReDim Weight (Dist.Count)
  ' Inner summations
 Sumr = 0
 Sumdr = 0
 OuterSum = 0
 For n = 1 To Dist.Count
   If n < 2 Then
     deltari = (Dist(n + 1, 1) - Dist(n, 1)) / 2
    Else
     deltari = (Dist(n, 1) - Dist(n - 1, 1)) / 2
    End If
    If n = Dist.Count Then
     deltaro = deltari
   Else
     deltaro = (Dist(n + 1, 1) - Dist(n, 1)) / 2
    End If
   Weight(n) = deltaro ^ 2 - deltari ^ 2
   Weight(n) = Weight(n) + 2 * Dist(n, 1) * (deltaro + deltari)
    Sumdr = Sumdr + (Catch(n, 1) * Weight(n))
    Sumr = Sumr + Weight(n)
 Next n
 WeightAvg = Sumdr / Sumr
  ' Outer summation
 For n = 1 To Dist.Count
   OuterSum = OuterSum + Weight(n) * Abs(Catch(n, 1) - WeightAvg)
 Next n
  ' Return the CU in percent
 PivotCU = 100 * (1 - OuterSum / Sumdr)
```

End Function



Appendix 2

See Table 3

#### Table 3 MS Excel VBA function to calculate DU for non-uniform container spacing

Dim n As Integer Dim m As Integer Dim Shift As Integer Dim Index As Integer Dim Minimum As Double Dim Weight() As Double Dim CatchCopy() As Double Dim SortedCatch() As Double Dim SortedWeight() As Double ' Should have at least ten catch values. ' Should have the same number of rows for both data columns. If (Dist.Count < 11) Or (Catch.Count <> Dist.Count) Then PivotDU = -100 Exit Function End If ' Dimension the vectors ReDim Weight(Dist.Count) ReDim CatchCopy(Dist.Count) ReDim SortedCatch(Dist.Count) ReDim SortedWeight(Dist.Count) ' Calculate weights For n = 1 To Dist.Count If n < 2 Then deltari = (Dist(n + 1, 1) - Dist(n, 1)) / 2 Else deltari = (Dist(n, 1) - Dist(n - 1, 1)) / 2 End If If n = Dist.Count Then deltaro = deltari Else deltaro = (Dist(n + 1, 1) - Dist(n, 1)) / 2End If Next n ' Sort the catch values from low to high For m = 1 To Dist.Count CatchCopy(m) = Catch(m)Next m For m = 1 To Dist.Count Shift = 0Index = 0Minimum = 99999999 For n = 1 To Dist.Count - m + 1If (CatchCopy(n) <= Minimum) Then
Minimum = CatchCopy(n)</pre> Index = nEnd If SortedCatch(m) = CatchCopy(Index) SortedWeight(m) = Weight(Index) Next n



121

```
วิศวกรรมทรัพยากรน้ำและเทคโนโลยี
 Table 3 continued
    For n = 1 To Dist.Count - m
      If (n = Index) Then
       Shift = 1
      End If
      CatchCopy(n) = CatchCopy(n + Shift)
      Weight(n) = Weight(n + Shift)
    Next n
  Next m
   ' Calculate cumulative weights
   Weight(1) = SortedWeight(1)
   For m = 2 To Dist.Count
    Weight(m) = Weight(m - 1) + SortedWeight(m)
   Next m
   ' Find index of low 1/4
   Tndex = 0
   Minimum = 99999999
   Dim Quarter As Double
   Dim Difference As Double
   Quarter = Weight(Dist.Count) / 4
   For m = 1 To Dist.Count
     Difference = Weight(m) - Quarter
     If Abs(Difference) < Minimum Then
      Minimum = Abs(Difference)
       Index = m
     End If
     If Difference > 0 Then
      Exit For
     End If
   Next m
   ' Cumulative weighted catch at 1/4 of the area
   Dim WeightedCatch As Double
   Dim CumulativeWeightedCatch As Double
   CumulativeWeightedCatch = 0
   For m = 1 To Index
     WeightedCatch = SortedWeight(m) * SortedCatch(m)
     CumulativeWeightedCatch = CumulativeWeightedCatch + WeightedCatch
   Next m
   ' Return the DU in percent
   PivotDU = 100 * CumulativeWeightedCatch / Weight(Index)
   For m = Index + 1 To Dist.Count
     WeightedCatch = SortedWeight(m) * SortedCatch(m)
     CumulativeWeightedCatch = CumulativeWeightedCatch + WeightedCatch
   Next m
   PivotDU = PivotDU * Weight(Dist.Count) / CumulativeWeightedCatch
 End Function
```





#### References

- ASABE (1996) Standards. 43rd Ed. American Soc. of Agric. and Biological Engineers. St. Joseph, MI 864 pp
- Ascough GW, Kiker GA (2002) The effect of irrigation uniformity on irrigation water requirements. Water SA vol 28. No. 2, April. p 235–241. http://www.wrc.org.za
- Bremond B, Molle B (1995) Characterization of rainfall under center pivot: influence of measuring procedure. ASCE J Irrig Drain Engrg 121(5):347–353
- Christiansen JE (1942) Irrigation by sprinkling. California Agricultural Experiment Station Bulletin 670. University of California, Berkeley

- Dukes MD, Perry C (2006) Uniformity testing of variable-rate center pivot irrigation control systems. Precis Agric 7(3):205–218
- Heermann DF, Hein PR (1968) Performance characteristics of selfpropelled center-pivot sprinkler irrigation system. Trans ASAE 11(1):11–15
- Kincaid DC (2005) Application rates from center pivot irrigation with current sprinkler types. Applied Engineering in Agriculture. Am Soc Agric Eng 21(4):605–610
- King BA, Wall RW, Karsky TF (2009) Center-pivot irrigation system for independent site-specific management of water and chemical application. Applied Engineering in Agriculture. Am Soc Agric Eng 25(2):187–198







# การวิเคราะห์ของกราฟความเข้มฟน-ช่วงเวลาและรอบปีการ เกิดซ้ำด้วยความละเอียดสูงสำหรับพื้นที่กรุงเทพมหานคร







การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 23 วันที่ 18-20 กรกฎาคม 2561 จ.นครนายก

# การวิเคราะห์ของกราฟความเข้มฝน-ช่วงเวลาและรอบปีการเกิดซ้ำด้วยความละเอียดสูง สำหรับพื้นที่กรุงเทพมหานคร The High-Resolution Analysis of Intensity-Duration-Frequency Curves

#### for Bangkok Metropolitan Area

สิรณัฐ นาคทับ¹ และ นภาพร เปี่ยมสง่า*²

^{1.2} ภาควิชาวิศวกรรมทรัพยากรน้ำ คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ กรุงเทพมหานคร *Corresponding author; E-mail address: napaporn.r@ku.ac.th

# บทคัดย่อ

กราฟความเข้มฝน-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำ (Intensity-Duration-Frequency Curve, IDF Curve) เป็นข้อมูลพื้นฐานที่ใช้ สำหรับการออกแบบทั่วไปในงานวิศวกรรม พื้นที่กรุงเทพมหานครมี ขนาดประมาณ 1,500 ตร.กม. แต่มีการใช้กราฟความเข้มฝน-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำเพียง 2 ตำแหน่ง คือ กรมอุตุนิยมวิทยาและกรม ชลประทาน เมื่อนำค่ามาเปรียบเทียบกันพบว่ามีความแตกต่างกัน พอสมควร คือ ค่าความเข้มฝนที่เวลา 1 ชั่วโมง รอบปีการเกิดซ้ำ 10 ปี ้มีค่า 91.1 และ 82.9 มม./ชม. ตามลำดับ ซึ่งค่าดังกล่าวจะส่งผลให้การ ้ คำนวณปริมาณน้ำท่ามีค่าแตกต่างกัน ทั้งนี้กรุงเทพมหานครได้มีการ เก็บข้อมูลฝนราย 15 นาที ทั่วพื้นที่มาระยะเวลาหนึ่ง การวิเคราะห์ครั้ง นี้ใช้ข้อมูลฝนสูงสุดรายปีของช่วงเวลา 15, 30 นาที 1, 2, 3, 6, 12 และ 24 ชม. ของข้อมูลตั้งแต่ปี 2000-2015 จำนวน 60 สถานี มาทำการ ้วิเคราะห์โดยวิธีการแจกแจงความถี่ของกัมเบล (Gumble Distribution) โดยพบว่า ในพื้นที่ของกรุงเทพมหานครมีความเข้มฝนผันแปรไปตาม พื้นที่ คือ ที่ฝนตกเวลา 1 ชม. รอบปีการเกิดซ้ำ 10 ปี มีค่าตั้งแต่ 68 ถึง 105 มม./ชม. โดยค่าสูงสุดอยู่บริเวณพื้นที่ฝั่งตะวันตกของ กรุงเทพมหานคร ซึ่งการนำผลการวิเคราะห์นี้มาใช้งานตามพื้นที่จะ ช่วยให้การออกแบบฝนมีความใกล้เคียงกับสภาพฝนที่ตกจริง

ี่ คำสำคัญ: กราฟความเข้มฝน-ช่วงเวลาและรอบปีการเกิดซ้ำ, พื้นที่ กรุงเทพมหานคร, การวิเคราะห์ด้วยความละเอียดสูง

#### Abstract

Intensity-Duration-Frequency Curve (IDF curve) are typically used as a standard design tool for various engineering applications. Bangkok has 1,500 km² but has only 2 stations of IDF curves such as Meteorological Department of Thailand (TMD) Station and Royal Irrigation Department (RID) Station. Although, these stations not far from each other but rainfall intensity is difference. So, rainfall intensity with 10-yr return period at 1 hour such as 91.1 mm/hr at TMD and 82.9 mm/hr at RID. Bangkok Metropolitan Administration (BMA) has collected 15-min of rainfall data all over Bangkok area. This study used the series of annual maximum rainfall at 15, 30 mins 1, 2, 3, 6, 12 and 24 hrs of rainfall durations from 2000-2015 about 60 stations. We used the Gumble Distribution Method for calculate all IDF curves. The results shown rainfall intensity in Bangkok area more difference from 68 to 105 mm/hr at 1-hr and 10-year return period. The high intensity is in the western part of Bangkok. So, the using of this analysis depends on area will be closed to the real condition.

Keywords: Intensity-Duration-Frequency Curves, Bangkok Metropolitan Area, High-Resolution Analysis

#### 1. คำนำ

กราฟความเข้มฝน-ช่วงเวลาและรอบปีการเกิดซ้ำ (Intensity-Duration-Frequency Curve, IDF Curve) เป็นข้อมูลพื้นฐานที่ใช้ สำหรับการออกแบบทั่วไปในงานวิศวกรรม เช่น การออกแบบระบบ ระบายน้ำ เป็นต้น ทั้งนี้ในพื้นที่ของประเทศไทยได้มีการจัดทำกราฟ ความเข้มฝน-ช่วงเวลาและรอบปีการเกิดซ้ำขึ้นหลายพื้นที่ แต่พบว่าใน ช่วงเวลาฝนตกที่สั้นกว่า 1 วันมีการจัดทำไม่มากนัก ทั้งนี้สำหรับ วัตถุประสงค์ของการออกแบบระบบระบายน้ำในพื้นที่เมืองเช่น กรุงเทพมหานคร ช่วงเวลาฝนตกที่ส่งผลกระทบสูงจะน้อยกว่า 3 ชั่วโมง พื้นที่กรุงเทพมหานครมีขนาด 1,500 ตารางกิโลเมตร มีการ จัดทำกราฟความเข้มฝน-ช่วงเวลาและรอบปีการเกิดซ้ำเพียงไม่กี่ ดำแหน่ง ซึ่ง Mustonen (1969) [1] ได้จัดทำกราฟความเข้มฝน-ช่วงเวลาและรอบปีการเกิดซ้ำของ 14 สถานี ซึ่งรวมถึง กรุงเทพมหานครด้วย โดยใช้วิธีการแจกแจงความถี่ของกัมเบล (Gumble distribution) ซึ่งได้ค่าความเข้มฝนที่เวลา 1 ชั่วโมงและรอบปี การเกิดซ้ำ 10 ปี เท่ากับ 90 มิลลิเมตร/ชั่วโมง ชูเกียรติและไตรรัตน์ (2529) [2] ทำการวิเคราะห์กราฟความเข้มฝน-ช่วงเวลาฝนตกและรอบ ปีการเกิดซ้ำ ของสถานีกรมอุตุนิยมวิทยา สำหรับฝนที่ช่วงเวลา 5, 15, 30 นาที, 1, 2, 3, 6, 12 และ 24 ชั่วโมง โดยใช้วิธีการแจกแจงความถึ่ ของกัมเบล และวิธีความน่าจะเป็นจริงมากที่สุด (Maximium likelihood method) ได้ค่าความเข้มฝนที่เวลา 1 ชั่วโมงและรอบปีการเกิดซ้ำ 10 ปี เท่ากับ 91.1 มิลลิเมตร/ชั่วโมง พิสิษฐและจิรา (2544) [3] ได้ทำการ ้วิเคราะห์ฝนของสถานีกรมชลประทาน สามเสน ที่ช่วงเวลา 15, 30 ้นาที, 1, 2, 3, 6, 12 และ 24 ชั่วโมง โดยใช้วิธีการแจกแจงความถึ ของกัมเบล ได้ค่าความเข้มฝนที่เวลา 1 ชั่วโมงและรอบปีการเกิดซ้ำ 10 ปี เท่ากับ 82.9 มิลลิเมตร/ชั่วโมง กัญญา (2536) [4] ได้ทำการศึกษา ฝนในกรุงเทพมหานครและใกล้เคียง จำนวน 5 สถานี ได้แก่ สถานีกรม อุตุนิยมวิทยา ดอนเมือง ตรวจอากาศเกษตรบางเขน ตรวจอากาศ เกษตรบางนา กรมชลประทานสามเสน ซึ่งทำการสร้างกราฟความเข้ม ้ฝน-ช่วงเวลาฝนตกและรอบปีการเกิดซ้ำ โดยใช้วิธีกัมเบล พบว่า ค่า ้ความเข้มฝนที่เวลา 1 ชม.และรอบปีการเกิดซ้ำ 10 ปี มีความผันแปร ตั้งแต่ 66.6 ถึง 88.1 มิลลิเมตร/ชั่วโมง กรวิทย์และกิตติศักดิ์ (2556) [5] ทำการศึกษา 4 สถานีในพื้นที่กรุงเทพมหานคร ได้แก่ ศูนย์ประชุม แห่งชาติสิริกิติ์ ท่าเรือคลองเตย สถานีตรวจอากาศเกษตรบางนาและ ท่าอากาศยานดอนเมือง ซึ่งมีช่วงเวลาของข้อมูลจนถึงปี 2012 โดยใช้ ฝนสูงสุดที่ช่วงเวลา 3, 6, 12 และ 24 ชั่วโมง โดยใช้วิธีการแจกแจง ความถี่ของกัมเบล ซึ่งได้ค่าความลึกฝนที่ช่วงเวลา 3 ชั่วโมง รอบปีการ เกิดซ้ำ 10 ปี มีค่าตั้งแต่ 103.3 ถึง 148.2 มิลลิเมตร

เนื่องจากการวิเคราะห์การแจกแจกความถี่ข้างต้นจะใช้วิธีกัมเบล เป็นส่วนใหญ่ และจากการศึกษาของ P.Klongvessa and S.Chotpantarat (2014) [6] ได้ทำการศึกษาฝนสูงสุด 1 วันของสถานี กรมอุตุนิยมวิทยาบริเวณกรุงเทพมหานครชั้นใน จำนวน 15 สถานี โดยแบ่งการวิเคราะห์ข้อมูลออกเป็นสองช่วง คือ ปี 1982-1996 และ 1997-2010 ทั้งนี้ได้นำมาวิเคราะห์การแจกแจงความถี่ทั้งหมด 6 วิธี คือ Normal, Log-normal, Gumbel, Gamma, Pearson type III และ Log Pearson type III สำหรับการวิเคราะห์ข้อมูลในช่วง 1997-2010 พบว่า การแจกแจงความถี่แบบกัมเบล (Gumble distribution) เหมาะสมกับข้อมูลในช่วงนี้มากที่สุด

จากผลการศึกษาดังกล่าวพบว่า ค่าความเข้มฝนและค่าความลึก ฝนจากการวิเคราะห์ที่รอบบีการเกิดซ้ำต่าง ๆ ยังมีความแตกต่างกัน ตามพื้นที่ แต่ยังไม่มีการกระจายตัวทั่วพื้นที่กรุงเทพมหานคร ทำให้ คำนวณปริมาณน้ำท่าโดยเฉพาะพื้นที่ขนาดเล็กจะมีค่าแตกต่างกัน และ ยากจะตัดสินใจว่าควรใช้กราฟของสถานที่ใด ดังนั้นถ้ามีกราฟกระจาย ทั่วพื้นที่กรุงเทพมหานคร ย่อมช่วยให้การออกแบบมีความสะดวกและ ถูกต้องยิ่งขึ้น ทั้งนี้ในการจัดทำกราฟความเข้มฝน ช่วงเวลาฝนตกและ รอบบีการเกิดซ้ำในการศึกษานี้จะใช้การแจกแจกความถี่แบบกัมเบล

# วิธีการศึกษา

## 2.1 ข้อมูลที่นำใช้

ในการศึกษาครั้งนี้จะพิจารณาใช้ข้อมูลน้ำฝนราย 15 นาที จาก สถานีวัดน้ำฝนของสำนักการระบายน้ำที่มีการกระจายตัวของสถานีอยู่ ทั่วกรุงเทพมหานคร ซึ่งพบว่ามีสถานีทั้งหมดจำนวน 76 สถานี แต่ พบว่าบางสถานีมีข้อมูลไม่สมบูรณ์ บางสถานีมีข้อมูลสั้นเกินไป จึงได้ คัดเลือกเฉพาะสถานีที่มีข้อมูลตั้งแต่ปี 2000-2015 จำนวนทั้งหมด 60 สถานี คือ สถานี E00-E40 ทางฝั่งตะวันออกของกรุงเทพมหานคร และ ส ถ า นี W01-W18 แ ฉ ะ W20 ซึ่งอ ยู่ ท า ง ฝั่ง ต ะ วั น ต ก ข อ ง กรุงเทพมหานคร แม้ว่ากรุงเทพมหานครยังมีสถานีอื่น ๆ อีกแต่มีข้อมูล ค่อนข้างน้อยจึงไม่นำมาวิเคราะห์ ซึ่งตำแหน่งของสถานีที่นำมา วิเคราะห์ดังแสดงในรูปที่ 1



**รูปที่ 1** ตำแหน่งสถานีวัดน้ำฝนของกรุงเทพมหานครที่นำมาใช้ในการศึกษา

## 2.2 การวิเคราะห์ปริมาณฝนสูงสุด

จากข้อมูลฝนราย 15 นาที จะทำการวิเคราะห์หาปริมาณฝนสูงสุด รายปี ตั้งแต่ปี 2000-2015 ที่ช่วงเวลาต่าง ๆ ได้แก่ 15, 30 นาที 1, 2, 3, 6, 12 และ 24 ชั่วโมง ดังนั้นจะได้ข้อมูลของอนุกรมเวลาของแต่ละ ช่วงเวลาของแต่ละสถานี จำนวนทั้งสิ้น 60 สถานี ทั้งนี้ได้แสดงตัวอย่าง ข้อมูลอนุกรมเวลาตั้งแต่ปี 2000-2015 ของสถานี E00 สำนักการ ระบายน้ำกรุงเทพมหานคร ดังตารางที่ 1

# 2.3 วิธีการแจกแจงความถึ่

ในการศึกษานี้ได้เลือกการแจกแจงความถี่ของกัมเบล เนื่องจากใน จัดทำกราฟความเข้มฝน-ช่วงเวลาและรอบปีการเกิดซ้ำในประเทศไทย นิยมใช้วิธีกัมเบล เพราะได้ผ่านการทดสอบว่าวิธีนี้เป็นตัวแทนที่ดีใน การวิเคราะห์ ซึ่งการวิเคราะห์การแจกแจงความถี่ของกัมเบล มีสมการ ดังนี้ [2]

$$F(x) = P(X \le x) = e^{-e^{-y}}$$
 (1)

$$y = \alpha(x - \beta) \tag{2}$$

เมื่อ P(X  $\leq$  x) คือ ความน่าจะเป็นสะสม (cumulative probability) หรือมีค่า 1-p โดยที่ p = p(X  $\geq$  x) คือความน่าจะเป็นของการเกิดฝน ดกที่มีความลึกฝนเฉลี่ยมากกว่าหรือเท่ากับค่าที่กำหนด หรือมีค่า เท่ากับ 1/T โดย T คือ รอบปีการเกิดซ้ำ (return period) X คือ เหตุการณ์ฝนดกที่มีความลึกฝนเฉลี่ยหนึ่งๆ ที่จะเกิดขึ้น และ x คือ ความลึกเฉลี่ยที่กำหนด y คือ ดัวแปรผันลดรูป (reduced variable) ส่วน  $\alpha$  และ  $\beta$  คือพารามิเตอร์การกระจายของกัมเบล

ตารางที	1	ปริมาณผ	ในสูงสุดรายปี	(มิลลิเมตร)	ที่ช่วงเวลาต่าง ๆ	ของสถานี
E00 สำนั	ึกก	ารระบาย	น้ำ กรุงเทพมา	งานคร		

			ปริม	าณฝนสูง	สุดรายปี	(ມມ.)		
ปี	15	30	1	2	3	6	12	24
	นาที	นาที	ชม	ชม	ชม	ชม	ชม	ชม
2000	46.0	54.5	87.0	116.0	121.5	121.5	122.0	143.5
2001	25.5	35.5	44.5	47.5	49.0	49.5	56.5	67.0
2002	31.5	61.5	90.5	92.0	92.0	92.0	92.0	92.0
2003	33.0	41.5	49.0	58.5	73.5	80.0	89.0	95.5
2004	65.5	66.0	66.0	96.5	102.0	145.5	146.0	168.5
2005	32.5	50.0	70.0	76.5	76.5	88.0	102.0	107.5
2006	24.5	33.5	45.5	52.5	52.5	64.5	124.5	170.0
2007	32.5	39.5	47.0	47.5	49.0	65.5	65.5	77.0
2008	27.5	54.5	67.5	68.5	68.5	73.0	73.0	73.0
2009	35.0	50.0	79.0	87.0	89.5	91.5	93.0	114.5
2010	33.5	63.0	90.0	91.5	91.5	91.5	92.5	92.5
2011	45.5	63.0	74.5	78.5	89.0	91.5	91.5	91.5
2012	38.0	73.5	102.0	103.0	107.0	107.5	111.0	184.0
2013	31.0	48.0	59.5	61.5	62.5	63.5	118.5	119.0
2014	21.0	39.5	52.5	73.0	73.0	73.0	73.0	84.5
2015	29.0	51.0	71.0	82.5	83.5	88.5	88.5	103.0

พารามิเตอร์ α, β หาได้จากวิธีของโมเมนต์ (Method of moment) หรือวิธีความน่าจะเป็นจริงมากที่สุด (Method of maximum likelihood) ทั้งนี้ในการศึกษานี้ได้ใช้วิธีความน่าจะเป็นจริงมากที่สุด เนื่องจากเป็นวิธีที่ทำการคำนวณแบบทำซ้ำ (Iteration method) ซึ่งจะ ค่าพารามิเตอร์ที่ดีกว่า

$$\beta = \frac{1}{\alpha} ln \left( \frac{n}{\sum_{i=1}^{n} e^{-\alpha x_i}} \right)$$
(3)

$$F(\alpha) = \sum_{i=1}^{n} x_i e^{-\alpha x_i} - \left(\mu - \frac{1}{\alpha}\right) \sum_{i=1}^{n} x_i e^{-\alpha x_i} = 0$$
(4)

เนื่องจากค่า α จากสมการที่ (4) ไม่สามารถหาได้โดยตรงจึงได้นำ การขยายของเทย์เลอร์ (Taylor's expansion) มาช่วยในการแก้สมการ ดังนี้

$$F(\alpha_{j+1}) = F(\alpha_j + h_j) = F(\alpha_j) + h_j F'(\alpha_j)$$
(5)

สำหรับสมการที่ (5) ค่า F'(α) เป็นอนุพันธ์อันดับหนึ่งของ F'(α) ดังนั้น

$$F'(\alpha) = \sum_{i=1}^{n} x_i^2 e^{-\alpha x_i} + \left(\mu - \frac{1}{\alpha}\right) \sum_{i=1}^{n} x_i e^{-\alpha x_i} - \frac{1}{\alpha^2} \sum_{i=1}^{n} x_i e^{-\alpha x_i}$$
(6)

ในการหาค่า α₁ ซึ่งเป็นการสมมติค่า α ครั้งที่ 1 จะหาจากสมการ ที่ (7)

$$\alpha_1 = \frac{1.2825}{\sigma} \tag{7}$$

โดยที่ คือค่าเบี่ยงเบนมาตรฐานของข้อมูลชุดอนุกรมสูงสุดประจำปี หลังจากนั้นจะนำมาคำนวณหาค่า h₁ เพื่อนำมาใช้ในการปรับแก้ค่า α ครั้งต่อไป ดังสมการที่ (8) และ (9)

$$h_1 = -\frac{F(\alpha_1)}{F'(\alpha_1)} \tag{8}$$

$$\alpha_2 = \alpha_1 + h_1 \tag{9}$$

เมื่อคำนวณค่า α จนค่าไม่เปลี่ยนแปลงน้อยหรือไม่เปลี่ยนแปลง จะได้ค่า α ที่นำมาใช้งานได้ แล้วจึงนำมาหาค่า β เพื่อใช้ในการสร้าง กราฟความเข้มฝน-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำต่อไป

# 2.4 การสร้างกราฟความเข้มฝน-ช่วงเวลาและรอบปีการเกิดซ้ำ

เมื่อทำการวิเคราะห์หาพารามิเตอร์ α และ β ที่ช่วงเวลาฝนตก ต่างๆ ได้แล้ว จึงนำมาคำนวณหาความสัมพันธ์ระหว่างความลึกฝนกับ รอบปีการเกิดซ้ำ แล้วนำชุดข้อมูลทั้งหมดมาพล็อตในกระดาษลอกการึ ทึม จะได้กราฟความความลึกฝน-ช่วงเวลาและรอบปีการเกิดซ้ำ (Depth-Duration Frequency Curve) ทั้งนี้จะนำค่าความลึกฝนมาหาร ด้วยเวลาฝนตกจะได้เป็นความเข้มฝน จึงสามารถสร้างกราฟความเข้ม ฝน-ช่วงเวลาและรอบปีการเกิดซ้ำขึ้นมาอีกชุดหนึ่ง

## 3. ผลการศึกษา

## 3.1 ผลการวิเคราะห์การแจกแจงความถึ่

ในการวิเคราะห์แจงแจงความถี่ของทั้ง 60 สถานี จะได้ค่า  $\alpha$  และ  $\beta$  ของช่วงเวลาต่าง ๆ แต่อย่างไรก็ตามไม่สามารถแสดงค่า  $\alpha$  และ  $\beta$ ของทั้ง 60 สถานี จึงสรุปได้ดังตารางที่ 2 ซึ่งจะเห็นว่าค่า  $\alpha$  และ  $\beta$  ของ แต่ละสถานีมีความแตกต่างกัน โดยค่า  $\alpha$  มีค่าตั้งแต่ 0.03-0.31 โดยมี ค่าน้อยลงเมื่อช่วงเวลาฝนตกมากขึ้น ส่วนค่า  $\beta$  มีค่าตั้งแต่ 20.75-106.89 จะมีค่าเพิ่มขึ้นเมื่อช่วงเวลาฝนตกมากขึ้น

#### 3.2 กราฟความเข้มฝน-ช่วงเวลาและรอบปีการเกิดซ้ำ

การจัดทำกราฟความเข้มฝน-ช่วงเวลาและรอบปีการเกิดซ้ำ มี ทั้งหมด 60 สถานี หรือได้ทั้งหมด 60 กราฟ ซึ่งมีจำนวนมาก ทั้งนี้ได้ แสดงกราฟความเข้มฝน-ช่วงเวลาและรอบปีการเกิดซ้ำ และกราฟ ความลึกฝน-ช่วงเวลาและรอบปีการเกิดซ้ำ ของสถานี E00 สำนักการ ระบายน้ำ กรุงเทพมหานคร ซึ่งเป็นสถานีหลัก โดยแสดงไว้ในรูปที่ 2 ทั้งนี้ได้อ่านค่าจากกราฟดังกล่าวแสดงดังตารางที่ 3 ซึ่งจะเห็นว่าค่า ความเข้มฝนที่ช่วงเวลาฝนตก 1 ชั่วโมง รอบปีการเกิดซ้ำ 10 ปี มีค่า 108.14 มม./ชม.



				ค่า	nα			
ค่า	15	30	1	2	3	6	12	24
	นาที	นาที	ชม	ชม	ชม	ชม	ชม	ชม
สูงสุด	0.31	0.19	0.13	0.13	0.15	0.11	0.07	0.06
ต่ำสุด	0.10	0.07	0.05	0.04	0.04	0.03	0.03	0.03
เฉลี่ย	0.19	0.12	0.08	0.06	0.06	0.05	0.05	0.04
				ค่า	β			•
ค่า	15	30	1	ค่า 2	β 3	6	12	24
ค่า	15 นาที	30 นาที	1 ชม	ค่า 2 ชม	β 3 ชม	6 ชม	12 ชม	24 ชม
คำ สูงสุด	15 นาที 30.56	30 นาที 47.21	1 ชม 65.49	ค่า 2 ชม 75.32	β 3 ชม 78.03	6 ชม 82.92	12 ชม 86.90	24 ชม 106.89
ค่า สูงสุด ดำสุด	15 นาที 30.56 20.75	30 นาที 47.21 33.28	1 ชม 65.49 44.88	ค่า 2 ชม 75.32 54.27	β 3 111 78.03 56.73	6 ชม 82.92 59.39	12 ชม 86.90 62.29	24 ชม 106.89 71.50

ตารางที่ 2 สรุปค่า  $\alpha$  และ  $\beta$  ของทุกสถานี ที่ช่วงเวลาต่างๆ



ร**ูปที่ 2** กราฟความลึกฝน-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดช้ำ และกราฟความเข้ม ฝน-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดช้ำ ของสถานี E00 สำนักการระบายน้ำ กรุงเทพมหานคร

**ตารางที่ 3** ผลการวิเคราะห์ความเข้มฝนและความลึกฝน ที่ช่วงเวลาฝนตก และรอบปีการเกิดซ้ำต่างๆ ของสถานี E00 สำนักการระบายน้ำ กรุงเทพมหานคร

รอบ ศ			ନ	วามเข้มฝ	น (มม./ชเ	J.)		
ปการ เกิด	15	30	1	2	3	6	12	24
ซำ	นาที	นาที	ชม	ชม	ชม	ชม	ชม	ชม
2	136.79	97.48	76.09	62.59	37.04	26.54	14.58	7.84
5	169.48	121.70	95.38	78.64	46.73	33.53	18.45	9.92
10	191.12	137.73	108.14	89.26	53.15	38.16	21.01	11.30
20	211.89	153.10	120.38	99.45	59.30	42.61	23.47	12.62
50	238.77	173.00	136.21	112.63	67.27	48.36	26.65	14.33
100	258.92	187.90	148.08	122.51	73.24	52.67	29.03	15.61
รอบ				ความลึก	ฝน (มม.)			•
รอบ ปีการ				ความลึก	ฝน (มม.)			
รอบ ปีการ เกิด	15	30	1	ความลึก 2	ฝน (มม.) 3	6	12	24
รอบ ปีการ เกิด ซ้ำ	15 นาที	30 นาที	1 ชม	ความลึก 2 ชม	ฝน (มม.) 3 ชม	6 ชม	12 ชม	24 ชม
รอบ ปึการ เกิด ซ้ำ 2	15 นาที 34.20	30 นาที 48.74	1 ชม 57.07	ความลึก 2 ชม 62.59	ฝน (มม.) 3 ชม 74.07	6 ชม 79.61	12 ชม 87.50	24 ชม 94.08
รอบ ปีการ เกิด ซ้ำ 2 5	15 นาที 34.20 42.37	30 นาที 48.74 60.85	1 ชม 57.07 71.53	ความลึก 2 ชม 62.59 78.64	ฝน (มม.) 3 ชม 74.07 93.46	6 ชม 79.61 100.60	12 ชม 87.50 110.71	24 ชม 94.08 119.06
รอบ ปีการ เกิด ซ้ำ 2 5 10	15 นาที 34.20 42.37 47.78	30 นาที 48.74 60.85 68.87	1 ชม 57.07 71.53 81.10	ความลึก 2 ชม 62.59 78.64 89.26	ฝน (มม.) 3 ชม 74.07 93.46 106.29	6 ชม 79.61 100.60 114.49	12 ชม 87.50 110.71 126.08	24 ชม 94.08 119.06 135.60
รอบ ปีการ เกิด ซ้ำ 2 5 10 20	15 นาที 34.20 42.37 47.78 52.97	30 นาที 48.74 60.85 68.87 76.55	1 ชม 57.07 71.53 81.10 90.28	ความลึก 2 ชม 62.59 78.64 89.26 99.45	ฝน (มม.) 3 ชม 74.07 93.46 106.29 118.60	6 ชม 79.61 100.60 114.49 127.82	12 ชม 87.50 110.71 126.08 140.81	24 ชม 94.08 119.06 135.60 151.46
รอบ ปีการ เกิด ช้ำ 2 5 5 10 20 50	15 นาที 34.20 42.37 47.78 52.97 59.69	30 มาที 48.74 60.85 68.87 76.55 86.50	1	ຄວາມລຶກ 2 ชม 62.59 78.64 89.26 99.45 112.63	<ul> <li>ส\น (มม.)</li> <li>3</li> <li>ชม</li> <li>74.07</li> <li>93.46</li> <li>106.29</li> <li>118.60</li> <li>134.54</li> </ul>	6 ชม 79.61 100.60 114.49 127.82 145.07	12 ซม 87.50 110.71 126.08 140.81 159.89	24 TN 94.08 119.06 135.60 151.46 171.98

ทั้งนี้ในการวิเคราะห์ได้ทำทั้งหมด 60 สถานี แต่จะแสดงเพียงบาง สถานี คือ สถานีทางฝั่งตะวันออกและฝั่งตะวันตกของกรุงเทพมหานคร จำนวนฝั่งละ 2 สถานี บริเวณที่มีค่ามากและน้อยของพื้นที่ทั้งสองฝั่ง ดังแสดงในรูปที่ 3 ซึ่งจะเห็นว่าค่าที่ได้ค่อนข้างมีความแตกต่างกัน จึง แสดงให้เห็นว่า พื้นที่ต่าง ๆ ของกรุงเทพมหานครมีความเข้มฝนที่ เกิดขึ้นไม่เท่ากัน ดังนั้นเพื่อเป็นการแสดงภาพกว้าง ๆ ของกราฟความ เข้มฝนและความลึกฝนในพื้นที่กรุงเทพมหานคร จึงได้สรุปความ แตกต่างของความเข้มฝนและปริมาณฝนที่รอบปีการเกิดซ้ำ (Return period, Tr) ไว้ในตารางที่ 4 ซึ่งพบว่าที่รอบปีการเกิดซ้ำ 5 ปี ช่วงเวลา ฝนตก 1 ชั่วโมง มีความเข้มฝนตั้งแต่ 90.38 มม/ชม บริเวณสถานี W02 บริเวณ ประตู คลองบัว ซึ่งอยู่ ทางฝั่งตะวันตกของ กรุงเทพมหานคร ส่วนค่าน้อยที่สุดมีค่า 60.41 มม/ชม. บริเวณประตูน้ำ คลองแสนแสบ ตอนถนนประชาร่วมใจ เมื่อพิจารณาถึงความลึกฝน สะสมจะพบว่า ยิ่งช่วงเวลาฝนตกมากขึ้นปริมาณฝนสะสมแต่ละสถานี ความแตกต่างกันมากขึ้น

อย่างไรก็ตามการใช้ข้อมูลสรุปเป็นช่วงพิสัยตามตารางที่ 4 ไม่ สามารถแสดงให้เห็นความผันแปรของปริมาณความเข้มฝน และความ ลึกฝนตามพื้นที่ของกรุงเทพมหานครได้อย่างชัดเจนนัก จึงได้ทำแผนที่ เส้นชั้นความเข้มฝนและความลึกฝนที่ได้จากการวิเคราะห์กราฟความ เข้มฝน-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำ และกราฟความลึกฝน-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำ ดังแสดงในรูปที่ 4 ซึ่งเป็นการแสดงค่าความผันแปร ของความเข้มฝนที่รอบปีการเกิดซ้ำ (return period, Tr) 5 ปี ซึ่งมักจะ ใช้เป็นเกณฑ์การออกแบบระบบระบายน้ำหลัก โดยพิจารณาที่เวลาฝน ตก 1, 2 และ 3 ชั่วโมง ซึ่งพบว่า ค่าสูงจะอยู่ทางตะวันตกของ กรุงเทพมหานคร



รูปที่ 3 ตัวอย่างกราฟความเข้มฝน-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำ ของสถานี ตรวจวัดฝั่งตะวันออก (E07, E36) สถานีตรวจวัดฝั่งตะวันตก (W01, W02)

ตารางที่ 4	ค่าพิสัยของความเข้มฝนและความลึกฝนที่ช่วงเวลา	1,	2	และ	3
	ชั่วโมง				

		ความเข้มฝน (มม./ชม.)		ความลึกฝน (มม.)		
ช่วงเวลา ฝนตก (ชม)	ค่าพิสัย	Tr 5 ปี	Tr 10 ปี	Tr 5 ปี	Tr 10 ปี	
	ค่าสูงสุด	90.38	104.91	90.38	104.91	
1	ค่าต่ำสุด	60.41	67.66	60.41	67.66	
	ค่าเฉลี่ย	71.31	80.96	71.31	80.96	
	ค่าสูงสุด	69.43	77.67	138.86	155.35	
2	ค่าต่ำสุด	36.28	40.38	72.56	80.75	
	ค่าเฉลี่ย	43.97	50.21	87.94	100.42	
	ค่าสูงสุด	42.20	47.48	126.60	142.44	
3	ค่าต่ำสุด	25.81	28.76	77.43	86.28	
	ค่าเฉลี่ย	31.77	36.39	95.31	109.16	

จากสถานการณ์ปัจจุบันที่พบว่ากรุงเทพมหานครมักพบกับปัญหา น้ำท่วมขังเมื่อเกิดฝนตกอยู่บ่อยครั้ง จึงได้ทำแผนที่แสดงค่าความผัน แปรของความเข้มฝนที่รอบปีการเกิดซ้ำ (return period, Tr) 10 ปี เพื่อ เป็นข้อมูลเพิ่มเติม โดยพิจารณาที่เวลาฝนตก 1, 2 และ 3 ชั่วโมง เช่นเดียวกัน ดังรูปที่ 5 ซึ่งพบว่า ลักษณะความผันแปรตามพื้นที่มีค่า ดั้งแต่ 68 ถึง 105 มม/ชม. ที่ช่วงเวลาฝนตก 1 ชั่วโมง ทั้งนี้ค่าสูงสุดจะ อยู่บริเวณฝั่งตะวันตกของพื้นที่กรุงเทพมหานคร ซึ่งเป็นไปในทาง เดียวกับค่าที่รอบปีการเกิดซ้ำ 5 ปี

สำหรับข้อมูลความเข้มฝนส่วนใหญ่จะนำมาใช้ในการออกแบบ ระบบระบายน้ำ ส่วนในด้านการบริหารน้ำนอกจากจะต้องทราบความ เข้มฝนแล้วยังต้องทราบปริมาณฝนสะสมที่เกิดขึ้นในช่วงเวลาต่าง ๆ เพื่อให้การจัดการน้ำในช่วงเวลาต่าง ๆ ให้สอดคล้องกัน เช่น การสูบน้ำ ในแต่ละช่วงเวลา เป็นต้น จึงได้จัดทำแผนที่ความลึกฝนที่รอบปีการ เกิดซ้ำ 5 และ10 ปี โดยพิจารณาที่เวลาฝนตก 1, 2 และ 3 ชั่วโมง ดัง แสดงในรูปที่ 6 และ 7 ตามลำดับ ทั้งนี้พบว่าค่ามากยังอยู่บริเวณฝั่ง ตะวันตกของกรุงเทพมหานคร

# 4. สรุปผลการศึกษา

การจัดทำกราฟความเข้มฝน-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำด้วยความ ละเอียดสูงในพื้นที่กรุงเทพมหานครนั้น ใช้ข้อมูลของสถานีตรวจวัด น้ำฝนจำนวน 60 สถานี ตั้งแต่ปี 2000-2015 พบว่า ค่าความเข้มฝนมี ความผันแปรตามพื้นที่ เช่น ที่รอบปีการเกิดซ้ำ 5 ปี มีค่าตั้งแต่ 60.41 ถึง 90.38 มม/ชม. ส่วนรอบปีการเกิดซ้ำ 10 ปี มีค่าตั้งแต่ 67.66 ถึง 104.91 ม ม/ชม. ซึ่งค่ามากจะอยู่บริเวณ ฝั่งตะวันตกของ กรุงเทพมหานคร ดังนั้นการนำผลการวิเคราะห์นี้มาใช้งานตามพื้นที่จะ ช่วยให้การออกแบบฝนมีความใกล้เคียงกับสภาพฝนที่ตกจริงมาก ยิ่งขึ้น

อย่างไรก็ตามข้อมูลฝนที่นำมาใช้ในการศึกษาคือ ปี 2000-2015 ซึ่งมีเพียง 16 ปี ดังนั้นการใช้ข้อมูลที่มีช่วงยาวขึ้น จะช่วยให้การจัดทำ กราฟความเข้มฝน-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำครอบคลุมเหตุการณ์ฝน ได้ดียิ่งขึ้น



รูปที่ 4 แผนที่แสดงเส้นชั้นความเข้มฝนของช่วงเวลาฝนตก 1, 2 และ ชั่วโมง ์ที่รอบปีการเกิดซ้ำ 5 ปี

.

รูปที่ 5 แผนที่แสดงเส้นชั้นความเข้มฝนของช่วงเวลาฝนตก 1, 2 และ ชั่วโมง ที่รอบปีการเกิดซ้ำ 10 ปี

วิศวกรรมทรัพยากรน้ำและเทคโนโลยี





รูปที่ 6 แผนที่แสดงเส้นชั้นความลึกฝนของช่วงเวลาฝนตก 1, 2 และ 3 ชั่วโมงและรอบปีการเกิดช้ำ 5 ปี

รูปที่ 7 แผนที่แสดงเส้นชั้นความลึกฝนของช่วงเวลาฝนตก 1, 2 และ 3 ชั่วโมงและรอบปีการเกิดซ้ำ 10 ปี

# กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัยนี้ได้รับการอนุเคราะห์ข้อมูลจากสำนักการะบายน้ำ กรุงเทพมหานคร และได้รับการสนับสนุนทุนวิจัยจากโครงการ ADAP-T (Advancing Co-Design of Integrated Strategies with AdaPtation to Climate Change in Thailand)

# เอกสารอ้างอิง

 Mustonen, S.E. (1969). Rainfall intensity-Duration-Frequency Curves for Some Station in Thailand. Meteorological Department, Office of The Prime Minister, Bangkok.


- [2] ชูเกียรติทรัพย์ไพศาล และไตรรัตน์ ศรีวัฒนา (2529) การ ป้องกันน้ำท่วมและการระบายน้ำของมหานคร, ภาควิชา วิศวกรรมทรัพยากรน้ำ คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์, กรุงเทพมหานคร. หน้า 43-84.
- [3] พิสิษฐ บำเพ็ญกิจและจิรา สุขกล่ำ (2544) ความสัมพันธ์ระหว่าง ความเข้มฝน - ช่วงเวลา - ความถี่ฝน และเปอร์เซ็นต์การ แพร่กระจายของปริมาณฝนสูงสุดในช่วงเวลา 24 ชั่วโมง ภาค กลาง. ฝ่ายวิจัยและอุทกวิทยาประยุกต์ สำนักอุทกวิทยาและ บริหารน้ำ กรมชลประทาน กระทรวงเกษตรและสหกรณ์. หน้า 1-15.
- [4] กัญญา โพธิพิขุ (2536) การศึกษาฝนในเขตกรุงเทพมหานคร วิทยานิพนธ์ ภาควิชาวิศวกรรมทรัพยากรน้ำ คณะ วิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์. หน้า 106-126.
- [5] กรวิทย์ กิจพาณิชย์เจริญ และกิตติศักดิ์ บุญมี. (2556) การ วิเคราะห์แนวโน้มของปริมาณฝนสูงสุดสำหรับกรุงเทพมหานคร. โครงงานวิศวกรรมชลประทาน ภาควิชาวิศวกรรมชลประทาน คณะวิศวกรรมศาสตร์กำแพงแสน มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ นครปฐม. หน้า 4-31.
- [6] Klongvessa, P. and Chotpantarat, S. (2014). Statistical analysis of rainfall variation in the Bangkok urban area, Thailand. Arabian Journal of Geosciences, June 2015, Volume 8, Issue 6, pp 4207–4219.









# Defining the Z–R Relationship Using Gauge Rainfall with Coarse Temporal Resolution: Implications for Flood Forecasting



# Defining the *Z*–*R* Relationship Using Gauge Rainfall with Coarse Temporal Resolution: Implications for Flood Forecasting

Punpim Puttaraksa Mapiam, Ph.D.¹; Ashish Sharma, Ph.D.²; and Nutchanart Sriwongsitanon, Ph.D.³

**Abstract:** This paper demonstrates a procedure for deriving the *Z*–*R* relationship using poor temporal resolution gauge rainfall data and evaluates its impact on runoff forecasting in the upper Ping River Basin in Northern Thailand. The procedure is based on the use of a scaling logic to modify the *Z*–*R* relationship calibrated using daily (or other coarse) resolution ground rainfall data. This scaling procedure is demonstrated using daily gauge data and results in radar rainfall estimates that lead to improved runoff simulations and flood forecasts for the upper Ping River Basin compared with the case in which the daily (or raw) *Z*–*R* relationship is used or even when the daily gauge rainfall is used alone. This evaluation is based on hourly comparisons for the high rainfall season over a period of 3 years (2004–2006) at six point locations in the catchment. This scaling relationship has significant implications for flood modeling in most of the developing world that has weather radar coverage and a daily gauge network but a limited continuous ground rainfall measuring network. **DOI: 10.1061/(ASCE)HE .1943-5584.0000616.** © *2014 American Society of Civil Engineers*.

Author keywords: Radar rainfall; Rain gauge rainfall; Runoff estimation; Scaling.

#### Introduction

Measured rainfall is a significant input in any hydrological modeling application. Weather radars have developed into viable alternatives to ground-measured rainfall because of their ability to sample in space and time (Seed and Austin 1990; Collinge and Kirby 1987; Sun et al. 2000; Uijlenhoet 2001; Vieux 2003), especially in regions with limited ground rainfall measuring networks (Yang et al. 2004; Segond et al. 2007). A number of studies vouch for the efficacy of radar rainfall for flood estimation and forecasting as an alternative to a sparse or poor ground rain-gauge network (Wyss et al. 1990; Pessoa et al. 1993; Borga et al. 2000; Sun et al. 2000; Morin et al. 2009; Anquetin et al. 2010), although it is considered useful to have a minimal ground rain-gauge network to assist with the specification and update of the radar reflectivity-rainfall relationship (or the Z-R relationship) (Chumchean et al. 2006a, b). This paper demonstrates an alternative for specifying the Z-R relationship in regions having only daily or coarser resolution ground rainfall data and evaluates the advantages that result when used for flood modeling applications.

Use of a power-law Z–R relationship  $[Z = AR^b$  where Z is radar reflectivity (mm⁶ m⁻³); R is the rainfall rate (mm h⁻¹); and A and b are parameters], calibrated against ground rainfall data located within the radar coverage, is the traditional approach for radar

¹Dept. of Water Resources Engineering, Faculty of Engineering, Kasetsart Univ., Bangkok 10900, Thailand. E-mail: fengppm@ku.ac.th

²Professor, School of Civil and Environmental Engineering, Univ. of New South Wales, Sydney 2052, Australia. E-mail: a.sharma@unsw.edu.au ³Associate Professor, Dept. of Water Resources Engineering, Faculty

of Engineering, Kasetsart Univ., 50 Paholyothin Rd., Ladyao, Jatujak, Bangkok 10900, Thailand (corresponding author). E-mail: fengnns@ ku.ac.th

Note. This manuscript was submitted on July 21, 2011; approved on March 15, 2012; published online on January 20, 2014. Discussion period open until October 22, 2014; separate discussions must be submitted for individual papers. This paper is part of the *Journal of Hydrologic Engineering*, © ASCE, ISSN 1084-0699/04014003(10)/\$25.00.

rainfall estimation (Battan 1973; Rinehart 1991; Doviak and Zrnic 1992; Collier 1996; Krajewski and Smith 2002).

The conventional approach to specifying the relationship (or the parameters A and b) is to use the gauge rainfall data at the finest resolution available and aggregate the radar rainfall to the same resolution. The resulting Z-R relationship is then assumed to be valid for use at other temporal resolutions and is often used to ascertain radar rainfall at much finer resolutions than the available gauge data. This assumption has been put into question by Mapiam et al. (2009), with data from three radar locations and their associated dense rain-gauge networks all pointing to the need for a transformation for the A parameter of the Z-R relationship as a function of the time resolution at which the rainfall is to be estimated. Mapiam et al. (2009) goes further and proposes a transformation function for the A parameter of the Z-R relationship, which is shown to be stable across the three regions at which it is tested. Although the need for the preceding transformation appears justified when there is a mismatch in the temporal scales at which the Z-R relationship is derived and used, its impact on flow estimation has not been previously studied.

The question that arises is whether the aforementioned scaling transformation enables better assessment of peak flow events in a typical catchment and the radar rainfall could be applied for flood forecasting purposes. This paper investigates the relative benefits offered by the use of alternate rainfall estimation methods for simulation of the runoff hydrograph in the upper Ping River Basin, Thailand. Daily gauge rainfall and two products of radar rainfall were specified as inputs to the selected rainfall-runoff model for runoff simulation. The daily gauge rainfall (DGR) was spatially averaged by using the Thiessen polygon approach over the study region to form the first of the evaluated rainfall input alternatives. The first radar rainfall product, the hourly radar rainfall (HRR), was ascertained using the climatological daily Z-R relationship proposed by Mapiam and Sriwongsitanon (2008) to convert instantaneous radar reflectivity into radar rainfall intensity, followed by accumulating the instantaneous radar rainfall into hourly radar rainfall by using the algorithm proposed by Fabry et al. (1994).



The second radar rainfall product was formulated by applying the scaled transformation equation introduced by Mapiam et al. (2009) to transform the daily A parameter of the Z-R relationship to an hourly Z-R relationship. The hourly scale-transformed Z-R relationship was then used to calculate hourly radar rainfall (HRRS). The DGR, HRR, and HRRS were used as the three alternative rainfall inputs to the catchment simulation model for hourly flow estimation at six runoff stations in the study area. For ease of comparison across the various methods, the DGR was assessed at hourly time steps by considering hourly rain depths equal to 1/24 of the daily rainfall before inputting into the hydrological model. A summary of the rationale behind the three data sets, along with the benefits and drawbacks one could exert a priori, is outlined in Table 1. The HRR and HRRS allow a direct comparison of the quality of radar rainfall to the daily gauge data (DGR) that is available, whereas the hourly products (HRR and HRRS) allow an assessment of whether the scaling logic results in an improvement of the radar rainfall at finer timescales. Results of flow estimated using these three rainfall products were finally compared for their accuracy and effectiveness in the context of flood forecasting.

The next section describes the study area and data collection, followed by a description of the unified river basin simulator (URBS), the rainfall-runoff model used for runoff estimation. The methodology for estimating the three rainfall products is discussed next, followed by a description of the application of the URBS model for runoff estimation and an evaluation of simulated runoff hydrographs using the various rainfall inputs. Finally, the conclusions from the study are drawn in the last section.

#### **Study Area and Data Collection**

#### Study Area

The study area is the upper Ping River Basin, which is situated between latitude  $17^{\circ}14'30''$  to  $19^{\circ}47'52''$  N, and longitude  $98^{\circ}4'30''$  to  $99^{\circ}22'30''$  E in northern Thailand (Fig. 1). It covers the area of approximately 25,370 km² across the provinces of Chiang Mai and Lam Phun. Approximately 80% of the basin is mountainous. The basin landform ranges from an undulating to a rolling terrain. The Ping River originates in the Chiang Dao District in the north of Chiang Mai and flows downstream to the south to become the inflow for the Bhumiphol Dam, which is a large dam in Doi Tao District in Chiang Mai and has an active storage capacity of 9.7 billion m³. The average annual rainfall and runoff of the catchment are approximately 1,170 and 270 mm, respectively.

#### Radar Reflectivity Data

Radar reflectivity data recorded from the Omkoi radar, owned and operated by the Bureau of Royal Rainmaking and Agricultural Aviation (BRRAA), was used for radar rainfall estimation in the study subcatchments of the upper Ping River Basin. The Omkoi radar is an S-band Doppler radar which transmits radiation with a wavelength of 10.7 cm and produces a beam width of  $1.2^{\circ}$ . After preprocessing, the used radar reflectivity data are provided in a Cartesian grid of  $480 \times 480$  km extent with a 1-km² spatial resolution and 6-min temporal resolution. The radar reflectivity data provided by the BRRAA are pseudo-CAPPI reflectivities derived from the 2.5-km constant altitude plan position indicator (CAPPI) data at a range within 135 km from the radar site, from the lowest plan position indicator (PPI) (0.6°) beyond the 136 km range.

Reflectivity, gauge rainfall, and runoff data recorded at the same period were required for the analysis of this study. Three 2.5-km pseudo-CAPPI reflectivity data sets from the Omkoi radar during the rainy seasons for three years (June–October 2003, May– September 2004, and May–July 2005) were used in this study.

Because S-band reflectivity data were used in this study, beam attenuation was assumed to be insignificant (Hitschfeld and Bordan 1954; Delrieu et al. 2000). To avoid the effect of bright band and different observation altitude in the measured radar reflectivity, the pseudo-CAPPI reflectivity data that lie within the range where the height of the base scan beam center (0.6°) is below the climatological freezing level of Chaing Mai [approximately 4.9 km, according to Silverman and Sukarnjanaset (2000)] was used in the analysis. The maximum observation range that gives the height of the base scan beam center below the freezing level of 4.9 km is approximately 160 km. Thus, only reflectivity data that lie within 160 km of the radar were used in the analysis. Consequently, the reflectivity data used in this study were considered to be free from the effects of bright band and different observation altitudes.

To avoid the effect of noise and hail in the measured radar reflectivity, reflectivity values less than 15 dBZ were assumed to represent a reflectivity of 0 mm⁶ m⁻³, and those greater than 53 dBZ were assumed to equal 53 dBZ. Because the study area is mountainous, the errors attributable to the effect of ground clutter, beam blocking, and variations in the vertical profile of reflectivity (VPR) are potentially important. The effect of ground clutter and beam blocking were addressed by finding the clutter locations, where high persistence in the reflectivity is exhibited, blocking this area from the radar map, and then replacing the blocked locations with interpolated data from surroundings pixels that are not affected by clutter and beam blocking. Although variations in the VPR can impact the estimation of radar rainfall (Chumchean et al. 2008), lack of information about the VPR required the assumption that its impact was not systematic and would not impact the conclusions this study sought to draw.

Table 1. Summary of the Rainfall Data Products Evaluated

Rainfall product	Rationale	Benefits and drawbacks
DGR	Spatially averaged daily gauge rainfall, assessed at both daily and hourly scales (hourly transformation performed using equal hourly depths)	Use of crude disaggregation scheme to hourly is likely to lead to smaller peaks in resulting flood hydrograph; daily results expected to result in accurate outputs except for their inability to pick subdaily peaks
HRR	Using the same $Z-R$ parameters based on daily gauge data and then accumulated into hourly radar rainfall	The use of hourly radar rainfall offers a big improvement in the subdaily temporal representation compared with the daily gauge rainfall product
HRSS	Same as HRR, except that the radar parameters are scaled to an hourly time step using the transformation function proposed by Mapiam et al. (2009)	Application of more suitable <i>Z</i> – <i>R</i> parameters than HRR can lead to improvement of the accuracy on hourly radar rainfall estimates and the resulting flow hydrographs

# ________อิศวกรรมทรัพยากรน้ำและเทคโนโลยี



Fig. 1. The upper Ping River Basin and the locations of the radar, rain gauges, and runoff stations in the universal transverse mercator (UTM) coordinate system

#### Ground Rainfall Data

There are 35 rain gauges located within 160 km of the Omkoi radar. These rain gauges are owned and operated by the Royal Irrigation Department (RID) and the Thai Meteorological Department (TMD). Thirty-two stations are nonautomatic stations that provide daily rainfall data, whereas only three rain gauges are automatic stations. Because most of the gauges located inside and around the project area are daily rain gauges, three sets of daily rain-gauge rainfall data obtained from the network of 35 gauges for the same period as the reflectivity data were used in this study. Quality control of these rain-gauge rainfall data from adjacent gauges and ensuring consistency in the ensuing double mass curves. If unusual rainfall data were found, these were excluded from the analysis.

### Runoff Data

Continuous runoff data recorded from the six runoff stations located in the upper Ping River Basin—P.21, P.71, P.14, P.24A, P.77, and P.73—were used for model implementation in this study. These stations are located within 160 km of the Omkoi radar, and they have the catchment areas of 510, 1,727, 3,853, 454, 544, and 2,242 km², respectively. P.73 is actually the most downstream of the runoff stations P.1, P.5, P.71, P.77, P.76, and P.24A of the study area with the whole catchment area of approximately 12,910 km². To avoid error in radar rainfall estimates resulting from the effects of bright band and different observation altitudes, only a partial catchment area of the P.73 (2,242 km²) located within the

160 km radar range (excluding the area of upstream runoff stations P.1, P.5, P.71, P.77, P.76, and P.24A) were therefore considered in the rainfall-runoff process in the study. Continuous runoff data from its five upstream stations were also collected to be used as inflow data during model simulation on P.73. All the runoff stations used in the analysis are owned and operated by the RID. The instantaneous runoff data at all stations collates flows on an hourly basis, at the same periods as the reflectivity and rain-gauge rainfall data, which were used in the analysis presented subsequently.

#### **URBS Model**

The unified river basin simulator (URBS) developed by Carroll (2007) was chosen for runoff simulation for the current study. URBS is a semidistributed nonlinear rainfall runoff routing model that can account for the spatial and temporal variation of rainfall. This model is based on research by Laurenson and Mein (1990) and has been used extensively for flood forecasting by the Australian Bureau of Meteorology and by the Chiangjiang (Yangtze) Water Resources Commission in China (Malone et al. 2003; Jordan et al. 2004). In the context of the study region, Mapiam and Sriwongsitanon (2009) used the URBS model for flood estimation on the gauged catchments in the upper Ping River Basin and later formulated some relationships for use on the ungauged catchments of the basin.

The Split module—a runoff routing module of the URBS model—was individually used for runoff estimation for the six runoff stations (P.21, P.71, P.14, P.24A, P.77, and P.73). The hypothesis of the Split module is that the rainfall excess on a subcatchment,

estimated by rainfall-runoff–loss models, is routed through the catchment storage, located at the centroid of that subcatchment, to the channel using a catchment routing relationship. Thereafter, outflow from the catchment storage, which is the inflow of channel storage ( $Q_u$ ), will be routed along a reach (distance from the centroid to the outlet of the corresponding subcatchment) to the next downstream subcatchment, using the Muskingum method. In this study, flow components of the catchment and channel routing were calculated by using simplified equations as shown in Eqs. (1) and (2), respectively [see Carroll (2007) for the details on full equations]

$$S_{\text{catch}} = \beta \sqrt{A} Q^m \tag{1}$$

where  $S_{\text{catch}}$  = catchment storage (m³s⁻¹ h) of each subcatchment;  $\beta$  = catchment lag parameter (h/km) for each subcatchment; A = area of subcatchment (km²); m = dimensionless catchment nonlinearity parameter; and Q = outflow of catchment storage (m³/s) of the corresponding subcatchment

$$S_{\rm chnl} = \alpha L[xQ_u + (1-x)Q_d] \tag{2}$$

where  $S_{chnl} = channel \text{ storage } (\text{m}^3 \text{s}^{-1} \text{ h})$  for each subcatchment;  $\alpha = channel \text{ lag parameter } (\text{h/km})$  for each subcatchment; L = length of a reach (km) considered in channel routing;  $Q_u = \text{inflow at upstream}$  end of a reach [includes subcatchment inflow, Q, calculated using Eq (1)];  $Q_d = \text{outflow at downstream end of a channel reach } (\text{m}^3 \text{s}^{-1})$  of the corresponding subcatchment; and x = Muskingum translation parameter.

The excess rainfall estimation on each subcatchment was calculated using the initial loss-proportional runoff model (IL-PR) for pervious area and the spatial infiltration model for impervious area assessment. The assumption of the IL-PR model is that the accumulated rainfall depth starting from the beginning of a simulation period ( $R_i$ ) will be deducted by an initial loss (mm) until the  $R_i$  exceeds the maximum initial loss (IL in mm). The proportional loss using proportional runoff coefficient (pr, dimensionless) will later be applied for an assessment. The pervious excess rainfall depth at time t ( $R_i^{per}$ ) is given by

 $R_t^{\rm per}$ 

$$= \begin{cases} 0 & \text{if } R_{i} \leq \text{IL} \\ (R_{i} - \text{IL}) - (1 - \text{pr})(R_{i} - \text{IL}) & \text{if } R_{i} > \text{IL and } il_{i-1} < \text{IL} \\ (R_{i} - R_{i-1}) - (1 - \text{pr})(R_{i} - R_{i-1}) & \text{if } R_{i} > \text{IL and } il_{i-1} = \text{IL} \end{cases}$$
(3)

$$R_i = R_t^{\text{tot}} + R_{i-1} \tag{4}$$

where  $R_t^{\text{lot}}$  = rainfall depth during a time interval ( $\Delta t$ ), which is 1 hour in this study. The accumulated initial loss at time t ( $il_i$ ), can be described as

$$il_{i} = \begin{cases} R_{i} & \text{if } R_{i} \leq \text{IL} \\ \text{IL} & \text{if } R_{i} > \text{IL} \end{cases}$$
(5)

The effective fraction of the area that is impervious  $(f_{\rm eff})$  is given by Eq. (6)

$$f_{\text{eff}} = f_u + \frac{F_t}{F_{\text{max}}}, \qquad \text{Max}(f_{\text{eff}}) = 1$$
 (6)

where  $f_u$  = existing fraction of the impervious area ( $f_u$  = 0 is assumed for this study);  $F_t$  = cumulative infiltration into the pervious area starting from the beginning of a simulation period; and  $F_{\text{max}}$  = maximum infiltration capacity of the subcatchment (IF parameter).

Excess rainfall  $(R_t)$  at time t on the corresponding subcatchment can be calculated using Eq. (7)

$$R_t = f_{\rm eff} C_{\rm imp} R_t^{\rm tot} + (1 - f_{\rm eff}) R_t^{\rm per}$$
(7)

where  $C_{imp}$  = impervious runoff coefficient (the default is 1); and  $R_t^{per}$  = calculated using the IL-PR model.

As the URBS model equations have been simplified, there are seven model parameters necessary for the application. These parameters are: (1) the channel lag parameter ( $\alpha$ ); (2) the catchment nonlinearity parameter (m); (3) the Muskingum translation parameter (x); (4) the catchment lag parameter ( $\beta$ ); (5) the initial loss (IL); (6) the proportional runoff coefficient (PR); and (7) the maximum infiltration rate (IF). However, as the parameters m and x do not vary significantly from 0.8 and 0.3, respectively (Carroll 2007; Jordan et al. 2004), both parameters were fixed at these values in our study. As a result, only five model parameters were necessary to specify on each subcatchment for further application in the study. The parameters IL, PR, and IF are related to rainfall loss estimation.

To implement the URBS model for runoff estimation, the catchments corresponding to runoff stations P.21, P.71, P.14, P.24A, P.77, and P.73 (Fig. 1) were divided into a number of subcatchments (5, 15, 25, 5, 5, and 14, for each of the preceding main subcatchments, respectively). Each subcatchment was selected so as to have similar size (sizes varied between 90 and 160 km²) and characteristics. For each runoff station, the total rainfall for each subcatchment was estimated using three alternatives as described subsequently. The total rainfall and a set of model parameters associated with each subcatchment were then used to simulate the runoff hydrograph at the corresponding runoff station. Based on an assumption of the URBS model, it is necessary to define the five model parameters on each subcatchment. However, because there is no runoff station located in other upstream subcatchments of the six runoff stations, this becomes a difficult task. Consequently, all subcatchments of each runoff station are considered to have a uniform set of parameters. These model parameters can be, and are usually, obtained by model calibration as explained in "Assessment of Model Parameters."

#### **Catchment Rainfall Estimation**

Three products of catchment rainfall (DGR, HRR, and HRRS) for the three periods were ascertained to serve as the input data for the URBS model for runoff estimation at the six runoff stations. The products of daily rainfall (DGR) were assessed at both a daily timescale and also disaggregated to hourly by considering constant hourly rain rates along the day before inputting into the URBS model. The calculated rainfall during June–October 2003 was used for model calibration, and May–September 2004 and May–July 2005 were used for model verification. Methods used for catchment rainfall estimation are explained next.

#### Estimation of Daily Gauge Rainfall

Rain gauge rainfall data has generally been used to estimate areal rainfall and then used as the input data to a rainfall-runoff model for runoff and flood estimation. The DGR was spatially averaged using the Thiessen polygon approach (Chow et al. 1988; Bae et al. 2008) over the study region to form the first of the rainfall input alternatives evaluated. Jiang et al. (2007) suggested that although many methods are available for estimating mean areal rainfall such as splines (regularized and tension), inverse distance weighting

# <u>อิศวกรรมทรัพยากรน้ำและเทคโนโลยี</u>

(IDW), trend surface, and kriging, Thiessen polygon approach has been selected for estimating mean areal rainfall over application areas such as the Dongjiang Basin in south China. This is primarily because this approach is probably the most common approach for modeling the spatial distribution of rainfall and it is known to provide good results when used for relatively dense networks (Naoum and Tsanis 2004). The approach has been widely used in many applications (Panigrahy et al. 2009; Bhat et al. 2010), including for radar rainfall estimation (Wu et al. 2008). Furthermore, as the model used in this study requires rainfall inputs at the subcatchment level (and not at a pixel level), the added sophistication of the gridbased rainfall interpolation approaches is not considered warranted.

In this research, 35 daily rain gauges located within and around the upper Ping River Basin were used to construct the Thiessen polygons. DGR for each subcatchment was calculated by multiplication of the daily gauge rainfall and its corresponding weighting factor from the associated polygon.

#### Estimation of Hourly Radar Rainfall

Various forms of Z-R relationships  $(Z = AR^b)$  for ascertaining radar rainfall have been suggested in the literature (Marshall and Palmer 1948; Joss and Waldvogel 1970; Battan 1973; Atlas et al. 1999; Uijlenhoet et al. 2003; Lee and Zawadzki 2005). However, these relationships cannot be directly applied in all regions because the A and b parameters of the Z-R relationship vary depending on many factors, including their dependence on the rainfall drop size distribution (DSD), which varies in both space and time. Typical values of the multiplicative term A may range from 31 to 500 (Battan 1973; Seed et al. 1996, 2002; Steiner et al. 1999), whereas the exponent b varies from 1 to 3 (Smith and Krajewski 1993), with typical values between 1.2 and 1.8 (Battan 1973; Ulbrich 1983). Because daily rain-gauge rainfall data are the finest resolution available in the upper Ping River Basin, Mapiam and Sriwongsitanon (2008) then developed a climatological Z-R relationship  $(Z = 74R^{1.6})$  based on daily data for radar rainfall estimation in the upper Ping River Basin. This equation is unavoidably used to assess radar rainfall at finer resolution than the available gauge data.

To assess HRR, the daily Z–R relationship ( $Z = 74R^{1.6}$ ) was used to convert three instantaneous radar reflectivity data sets of the Omkoi radar into instantaneous radar rainfall intensity. This derived instantaneous radar rainfall at all pixels located in the six gauged catchments was then accumulated into HRR by using the accumulation method proposed by Fabry et al. (1994). The HRR for each subcatchment was estimated by averaging radar rainfall of all pixels located within a considered subcatchment, using a simple arithmetic averaging method.

#### Estimation of Hourly Radar Rainfall using the Scaling Transformation Equation

The *A* parameter of the *Z*–*R* relationship tends to decrease with a decrease in the rainfall temporal resolution used to develop the relationship. Application of daily (24-h) *Z*–*R* relationship to estimate radar rainfall at finer temporal resolutions, especially at hourly scale, can give significant error on extreme rainfall estimates (Mapiam et al. 2009). To reduce this error, Mapiam et al. (2009) proposed a climatological scaling transformation equation for converting the *A* parameter that was calibrated using daily data to finer resolutions as

$$A_t = \left(\frac{t}{24}\right)^{-0.055} A_{24} \tag{8}$$

where t/24 = scale factor; t (h) = temporal resolution at which the rainfall needs to be estimated; 24 (h) = reference temporal resolution of the radar rainfall; 0.055 = scaling exponent; and  $A_{24}$  and  $A_t$  represent the parameter A in Z–R relationship at 24- and t-h resolutions, respectively.

From the results of Mapiam et al. (2009), it was evident that the proposed scale- transformed equation of the Z-R relationship was valid for the S-band radar and also exhibited significant improvements in estimating extreme rainfall at finer temporal resolutions. Therefore, the proposed scaling transformation equation in Eq. (8) was used to estimate a scale-transformed hourly A parameter. The scale-transformed hourly A parameter ( $A_1$ ) was estimated as

$$(A_1) = \left(\frac{1}{24}\right)^{-0.055} (A_{24}) \tag{9}$$

The estimated scale-transformed hourly Z-R relationship  $(Z = 88R^{1.6})$  was used to convert instantaneous reflectivity data into rainfall rate; thereafter, the instantaneous radar rainfall was accumulated into an HRRS using the Fabry et al. (1994) method.

# Application of the URBS Model for Runoff Estimation

#### Assessment of Model Parameters

The URBS model was used to estimate hourly runoff hydrograph at six runoff stations (P.21, P.71, P.14, P.24A, P.77, and P.73) by using three rainfall products (DGR, HRR, and HRRS) as the input data. One data set of radar reflectivity and rain-gauge data during June–October 2003 were used in the model calibration (Fig. 2 is an example of a time series of the three rainfall products at the runoff station P.14). Model parameters of each runoff station were therefore analyzed individually for each rainfall product using the model calibration process. Model calibration was carried out by adjusting the five model parameters ( $\alpha$ ,  $\beta$ , IL, PR, and IF) until the optimal fit between the observed and calculated hydrographs at each runoff station was satisfied.

To reach the optimal set of model parameters corresponding to each rainfall product at each runoff station, a grid-based parameter search was used. The detailed methodology is described as follows:

1. Specify a uniform assessment point of each model parameter covering the associated range for each grid to be used for the URBS model simulation as presented in Table 2. In this research, 21,870 parameter combinations were assessed at each runoff station.



**Fig. 2.** Comparison of the three hourly rainfall products for the runoff station P.14 during the calibration period



**Table 2.** Model Parameter Values Used for Creating 21,870 ParameterCombinations for Model Calibration

Runoff station using the	Model parameter values used in calibration process						
parameters	α	$\beta$	IL (mm)	PR	IF (mm)		
P.21, P.71, P.77,	0.1	5	0	0.05	700		
P.24A, and P.14	0.2	6	10	0.07	800		
_	0.3	7	20	0.09	900		
_	0.4	8	30	0.11	1,000		
_	0.5	9	40	0.13	1,100		
_	0.6	_	50	0.15	1,200		
_	_	_	60	0.17	1,300		
_	_	_	80	0.19	1,400		
_	_	_	100	0.21	1,500		
P.73	0.1	5	0	0.19	300		
_	0.2	6	10	0.21	400		
_	0.3	7	20	0.23	500		
_	0.4	8	30	0.25	600		
_	0.5	9	40	0.27	700		
_	0.6	_	50	0.29	800		
_	_	_	60	0.31	900		
			80	0.33	1,000		
		—	100	0.35	1,100		

2. By using each rainfall product as the input data for each runoff station, every parameter set was individually applied to the URBS model to estimate the hourly flow hydrographs. Overall root mean square error (RMSE) between the calculated and measured discharges for each simulation case was then assessed using the following:

$$\text{RMSE} = \left(\frac{\sum_{i=1}^{N} (Q_{m,i} - Q_{c,i})^2}{N}\right)^{0.5}$$
(10)

where  $Q_{m,i}$  denotes the observed discharge at time *i*;  $Q_{c,i}$  = calculated discharge at time *i*; and N = number of data points.

3. Estimate the optimal parameter set for each rainfall product at each runoff station evaluated by minimizing the RMSE for all simulation cases.

**Table 3.** Model Parameters for Six Runoff Stations and Three Rainfall

 Products

Runoff	Rainfall	Con	Control parameters for the URBS model					
station	product	α	$\beta$	IL	PR	IF		
P.21	DGR	0.5	5	40	0.07	700		
	HRR	0.5	6	0	0.17	700		
	HRRS	0.5	6	0	0.19	700		
P.71	DGR	0.5	9	100	0.05	700		
	HRR	0.3	5	50	0.13	700		
	HRRS	0.3	5	50	0.17	900		
P.77	DGR	0.1	8	80	0.09	1,500		
	HRR	0.4	6	0	0.05	1,200		
	HRRS	0.5	6	10	0.07	1,200		
P.24A	DGR	0.5	9	60	0.17	700		
	HRR	0.2	5	10	0.09	1,400		
	HRRS	0.2	5	10	0.11	1,300		
P.73	DGR	0.1	8	30	0.23	700		
	HRR	0.2	5	30	0.31	500		
	HRRS	0.2	5	30	0.33	500		
P.14	DGR	0.2	8	100	0.09	1,200		
	HRR	0.1	6	0	0.17	1,500		
	HRRS	0.1	5	0	0.19	1,500		

<b>Table 4.</b> RMSE during the Calibration and	Verification	Periods	for	Each
Runoff Station and Each Rainfall Product				

		RMSI	RMSE (m ³ /s)				
Runoff	Rainfall	Calibration period	Verification period				
station	product	(2003)	(2004)	(2005)			
P.21	DGR	2.710	4.678	3.019			
	HRR	3.465	3.547	4.320			
	HRRS	3.479	3.462	3.826			
P.71	DGR	7.280	9.946	15.696			
	HRR	6.271	11.349	14.409			
	HRRS	6.265	10.959	14.559			
P.77	DGR	1.818	2.816	4.535			
	HRR	1.521	2.793	4.627			
	HRRS	1.516	2.809	4.645			
P.24A	DGR	2.760	4.230	3.980			
	HRR	2.370	4.063	2.955			
	HRRS	2.365	4.060	3.068			
P.73	DGR	59.504	51.470	39.441			
	HRR	51.963	65.590	55.718			
	HRRS	53.823	58.523	47.307			
P.14	DGR	12.745	22.342	37.434			
	HRR	15.608	36.206	22.156			
	HRRS	15.368	34.879	22.101			

The results of model calibration explicitly show that the model parameters change with rainfall products (depending upon the rainfall depths and their distribution) and runoff station as presented in Table 3. According to the results, which show high variations between ground and radar rainfall products (e.g., Fig. 2) resulting in significant differences of model parameters between the DGR and the HRR and HRRS. On the other hand, smaller differences of the model parameters exist between HRR and HRRS because the distribution of these rainfall products is the same but the difference is only that the depth of HRR is higher than HRRS by the factor of approximately 1.12 (caused by the scaled *Z*–*R* relationship).

By using these calibrated parameters for runoff estimation for the chosen flow periods, the outcomes of model calibration identified by RMSE for each runoff station and each rainfall product are summarized in Table 4. Fig. 3 illustrates the time series plots comparing the observed and calculated flow hydrographs using different rainfall products at the runoff station P.24A. A comparison on runoff accuracy in model applications using different rainfall products are discussed in "Evaluation of Simulated Runoff Hydrographs Using Alternate Rainfall Inputs."



**Fig. 3.** Comparison of hourly observed and calculated flow hydrographs at the runoff station P.24A during the calibration period

วิศวกรรมทรัพยากรน้ำและเทคโนโลยี



**Fig. 4.** Comparison of hourly observed and calculated flow hydrographs at the runoff station P.24A during the verification period

#### Verification of the Calibrated Model Parameters

The verification process was carried out in this study to provide more data sets to be used for the comparison of the accuracy among different rainfall products and to ensure that the same data set of the calibrated model parameters can be applied for other rainfall events. Data during the periods May–September 2004 and May–July 2005 were used for an assessment. Results of RMSE between the calculated and measured discharges for each runoff station and each rainfall product during these two periods are also summarized in Table 4, which shows that the accuracy of the calculated flow hydrographs for the verification period reduce compared with the results gained during the calibration period as shown by increasing RMSE values. This is to be expected because model parameters for the verification process cannot be changed to minimize RMSE between the calculated and measured discharges for each simulation case. Selected time series plots comparing hourly observed and calculated flow hydrographs during the verification period in 2004 at runoff station P.24A are presented in Fig. 4.

#### Evaluation of Simulated Runoff Hydrographs Using Alternate Rainfall Inputs

The three rainfall alternatives to be used as inputs were evaluated for the simulation of flow hydrographs over the upper Ping River Basin. Within those three rainfall inputs, any rainfall product that can simulate a flow hydrograph closest to the observed hydrograph was defined as the most suitable. To accomplish this objective, the model structure (including model parameters) for each rainfall product was kept the same; then the rainfall input was changed to observe the differences that resulted. To ensure an unbiased outcome from the study, the model evaluation was performed using each set of model parameters to simulate three sets of flow hydrographs using the three rainfall products as the input data. Hence, the model was run  $3 \times 3$  (nine) times for each runoff station and each data period. The RMSE was the statistical measure to evaluate the accuracy of the overall hydrograph for each simulation case. A summary of the performance of all simulation cases is presented in Table 5, which shows that for the overall 54 simulation cases, there are 31 (57%), 12 (33%), and 11 (31%) cases of the HRRS, HRR, and DGR, respectively, that can produce the minimum RMSE among each case. The Table 5 also presents the total average of the RMSE of each rainfall product for all parameter sets and simulation periods (RMSE on the same row). It shows five runoff stations (P.21, P.71, P.77, P.73, and P.14) where HRRS provided the minimum RMSE. Only at the runoff station P.24A is the minimum RMSE produced by DGR, but its RMSE is very close to that produced by HRRS (3.439 and 3.616, respectively). On the other hand, there are four runoff stations (P.21, P.71, P.73, and P.14) where DGR provided the maximum RMSE. There are only two runoff stations (P.77 and P.24A) where the maximum RMSE is produced by HRR. Table 5 also shows the percentage increment of the average RMSE from the minimum RMSE of any rainfall product at

Table 5. Comparison of Model Performance in Runoff Estimation Using Three Different Rainfall Products

		RMSE $(m^3/s)$ of each parameter set used for flow simulation								Increment of		
		Cal	libration per	riod			Verificati	on period				average RMSE
Gauge	Rainfall		2003			2004			2005		Total	from the minimum
station	product	DGR	HRR	HRRS	DGR	HRR	HRRS	DGR	HRR	HRRS	average	RMSE (%)
P.21	DGR	2.710	4.848	5.528	4.678	8.504	9.364	3.019	5.435	6.141	5.581	55
	HRR	4.398	3.465	3.508	3.763	3.547	3.811	2.249	4.320	5.033	3.788	5
	HRRS	4.673	3.532	3.479	4.068	3.342	3.462	2.670	3.267	3.826	3.591	0
P.71	DGR	7.280	15.648	18.825	9.946	20.248	23.530	15.696	31.760	36.002	19.882	118
	HRR	10.614	6.271	6.727	7.211	11.349	13.488	4.578	14.409	17.548	10.244	12
	HRRS	11.711	6.545	6.265	7.603	9.239	10.959	3.614	11.689	14.559	9.132	0
P.77	DGR	1.818	2.036	1.968	2.816	2.209	2.791	4.535	3.960	4.654	2.976	6
	HRR	1.762	1.521	1.614	2.790	2.793	3.315	5.462	4.627	5.605	3.277	16
	HRRS	1.709	1.621	1.516	2.280	2.412	2.809	4.505	3.823	4.645	2.813	0
P.24A	DGR	2.760	3.575	3.386	4.230	3.313	3.498	3.980	2.861	3.350	3.439	0
	HRR	4.650	2.370	2.501	7.762	4.063	4.798	5.192	2.955	3.609	4.211	22
	HRRS	3.798	2.488	2.365	6.379	3.548	4.060	4.269	2.574	3.068	3.616	5
P.73	DGR	59.504	63.192	61.256	51.470	65.391	67.391	39.441	62.888	63.475	59.334	15
	HRR	58.464	51.963	57.527	52.252	65.590	67.590	33.896	55.718	57.806	55.645	8
	HRRS	60.610	56.012	53.823	48.863	60.523	58.523	28.794	50.189	47.307	51.627	0
P.14	DGR	12.745	40.021	48.297	22.342	54.424	63.139	37.434	76.423	87.044	49.097	101
	HRR	29.280	15.608	16.378	23.450	36.206	40.967	22.857	22.156	24.535	25.715	5
	HRRS	31.536	16.018	15.368	23.427	31.055	34.879	24.580	20.523	22.101	24.388	0

Note: Stations where HRRS provided the minimum RMSE are indicated in bold font; stations where DGR provided the maximum RMSE are italic font.



each runoff station. At four runoff stations (P.21, P.71, P.73, and P.14), the DGR generated the increment percentage of approximately 55, 118, 15, and 101, respectively, which are quite high in most cases. On the other hand, there are two stations (P.77 and P.24A) where HRR generated a lower increment percentage of approximately 16 and 22, respectively, compared with the increment percentage that DGR generated. This is especially true for the HRRS that generated very little increment percentage of approximately 5% only at the runoff station P.24A. Finally, the comparison of RMSE values of the three rainfall inputs for different simulation cases at the six runoff stations is shown in Fig. 5, which presents the RMSE of each rainfall product for all parameter sets and simulation periods (RMSE on the same row) at each particular runoff station. Fig. 5 has confirmed that HRRS can generate a lower RMSE between the calculated and measured discharges for each simulation case compared with RMSE generated by HRR; this is especially the case with respect to that generated by DGR. The preceding results demonstrate that HRRS calculated by applying the scaling transformation equation to the daily Z-R relationship leads to the most appropriate rainfall data set for runoff simulation. This is a further validation of the scaling results that were presented by Mapiam et al. (2010), pointing to the need to further ascertain the specific reasons that lead to the scaling rule being applicable.

#### Conclusions

Radar rainfall data can provide higher spatial and temporal resolution compared with rain-gauge measurements (AghaKouchak et al. 2010). Such higher resolutions have been known to lead to improvements in the accuracy of the resulting runoff sequences. However, radar rainfall estimation requires continuous rain gauge rainfall data to calibrate and update the Z-R relationship, such data being usually unavailable in most of the developing world including the upper Ping River Basin in northern Thailand, the study area for this paper. In the absence of such data, the option that is usually used is to aggregate the radar rainfall to a daily timescale and derive the needed relationship using daily ground rainfall. This, however, has been shown to lead to biased rainfall in Mapiam et al. (2009), which presents a scaling rationale that allowed derivations of the Z-R relationship at a time scale different to that used in the calibration. The present paper uses this scaling rationale to modify the Z-R relationship calibrated using daily ground rainfall data to formulate a hourly rainfall product termed HRRS then verifies whether HRRS leads to improvements in ensuing hydrological applications if alternate rainfall inputs are used. Two additional rainfall products are assessed-the DGR and the HRR evaluated using the Z-R relationship calibrated from the daily gauge rainfall.

# <u>อิศวกรรมทรัพยากรน้ำและเทคโนโลยี</u>

This assessment uses the URBS, a semidistributed rainfall-runoff model, to assess the relative benefits of using either of these three rainfall inputs. The accuracy of the overall flow hydrograph estimated using the two products of radar rainfall (HRRS and HRR) as inputs are explicitly higher than that using DGR. This result is a likely artifact of the size of the catchment and the relatively sparse daily rain-gauge network that is available to sample the daily rainfall distribution. The insights gained in this study would provide more evidence alongside many other studies, which suggest that radar rainfall can be used effectively to represent more accurate rainfall product compared with rain-gauge rainfall (Johnson et al. 1999; Jayakrishnan et al. 2004; Waleed et al. 2009; Biggs and Atkinson 2011). In addition, HRRS demonstrates consistently accurate results in hourly runoff estimation of the overall flow hydrographs. Consequently, the scaling transformation used to derive the HRRS rainfall product appears to have merit in formulating continuous rainfall. It is expected that this transformation will be of considerable use in locations where radar rainfall relationships can only be calibrated against ground rainfall data measured at a daily resolution.

#### Acknowledgments

The first and the last authors gratefully acknowledge the Thailand Research Fund through the Royal Golden Jubilee Ph.D. program (Grant No. PhD/0118/2547) and the Kasetsart University Research and Development Institute for financially supporting this research. We also appreciate the BRRAA, RID, and TMD for providing the radar data and hydrological data used in this study. Finally, the authors would like to thank Dr. Siriluk Chumchean for her suggestions on radar rainfall estimation, and also to the anonymous reviewers, whose constructive comments have helped enhance the paper.

#### References

- AghaKouchak, A., Habib, E., and Bárdossy, A. (2010). "Modeling radar rainfall estimation uncertainties: random error model." J. Hydrol. Eng., 10.1061/(ASCE)HE.1943-5584.0000185, 265–274.
- Anquetin, S., et al. (2010). "Sensitivity of the hydrological response to the variability of rainfall fields and soils for the Gard 2002 flash–flood event." *J. Hydrol.*, 394(1–2), 134–147.
- Atlas, D., Ulbrich, C. W., Jr., Mark, F. D., Amitai, E., and Williams, C. R. (1999). "Systematic variation of drop size and radar-rainfall relation." *J. Geophys. Res.* 104(D6), 155–169.
- Battan, L. J. (1973). *Radar observation of the atmosphere*, Univ. of Chicago Press, Chicago, 324.
- Bae, Y. H., Kim, B. S., Seoh, B. H., Kim, H. S., and Kwon, H. H. (2008). "Radar rainfall adjustment by Kalman-filter method and flood simulation using two distributed models." *Proc.*, 5th European Conf. on Radar in Meteorology and Hydrology (ERAD), Finish Meteorological Institute, Helsinki, Finland.
- Bhat, S., Jacobs, J. M., Hatfield, K., and Graham, D. (2010). "A comparison of storm-based and annual-based indices of hydrologic variability: A case study in Fort Benning, Georgia." *Environ. Monit. Assess.*, 167(1–4), 297–307.
- Biggs, E. M., and Atkinson, P. M. (2011). "A comparison of gauge and radar precipitation data for simulating an extreme hydrological event in the Severn Uplands, UK." *Hydrol. Process.*, 25(5), 795–810.
- Borga, M., Anagnostou, E. N., and Enrico, F. (2000). "On the use of realtime radar rainfall estimates for flood prediction in mountainous basins." J. Geophys. Res., 105(D2), 2269–2280.
- Carroll, D. G. (2007). URBS: A rainfall runoff routing model for flood forecasting and design version 4.30, user manual, Queensland Dept. of Natural Resources and Mines, QLD, Australia, 160.

- Chow, V. T., Maidment, D. R., and Mays, L. W. (1988). *Applied hydrology*, McGraw-Hill, New York.
- Chumchean, S., Seed, A., and Sharma, A. (2006a). "Correcting of real-time radar rainfall bias using a Kalman filtering approach." J. Hydrol., 317(1–2), 123–137.
- Chumchean, S., Sharma, A., and Seed, A. (2006b). "An integrated approach to error correction for real-time radar-rainfall estimation." J. Atmos. Oceanic Technol., 23(1), 67–79.
- Chumchean, S., Sharma, A., and Seed, A. (2008). "An operational approach for classifying storms in real time radar rainfall estimates." J. Hydrol., 363(1–4), 1–17.
- Collier, C. G. (1996). Applications of weather radar system: A guide to uses of radar in meteorology and hydrology, Wiley, New York, 383.
- Collinge, V. K., and Kirby, C. (1987). Weather radar and flood forecasting, Wiley, Chichester, U.K.
- Doviak, R. J., and Zrnic, D. S. (1992). Doppler radar and weather observation, Academic Press, Orlando, FL, 545.
- Delrieu, G., Andrieu, H., and Creutin, J. D. (2000). "Quantification of path-integrated attenuation for X- and C-band weather radar systems operating in Mediterranean heavy rainfall." J. Appl. Meteorol, 39(6), 840–850.
- Fabry, F., Bellon, A., Duncan, M. R., and Austin, G. L. (1994). "High resolution rainfall measurements by radar for very small basins: The sampling problem reexamined." J. Hydrol., 161(1–4), 415–428.
- Hitschfeld, W., and Bordan, J. (1954). "Errors inherent in the radar measurement of rainfall at attenuating wavelengths." J. Meteorol., 11(1), 58–67.
- Jayakrishnan, R., Srinivasan, R., and Arnold, J. (2004). "Comparison of raingage and WSR-88D Stage III precipitation data over the Texas-Gulf basin." J. Hydrol., 292(1–4), 135–152.
- Jiang, T., Chen, Y. D., Xu, C., Chen, X., Chen, X., and Singh, V. P. (2007). "Comparison of hydrological impacts of climate change simulated by six hydrological models in the Dongjiang Basin, South China V.P." J. Hydrol., 336(3–4), 316–333.
- Johnson, D., Smith, M., Koren, V., and Finnerty, B. (1999). "Comparing mean areal precipitation estimates from NEXRAD and gauge networks." J. Hydrol. Eng., 10.1061/(ASCE)1084-0699(1999)4:2(117), 117–124.
- Jordan, P., Seed, A., May, P., and Keenan, T. (2004). "Evaluation of dual polarization radar for rainfall runoff modeling–A case study in Sydney, Australia." 6th Int. Symp. on Hydrological Applications of Weather Radar, Bureau of Meteorology, Melbourne, Australia.
- Joss, J., and Waldvogel, A. (1970). "A method to improve the accuracy of radar measured amounts of precipitation." *14th Radar Meteorology Conf.*, American Meteor Society, Tucson, AZ, 237–238.
- Krajewski, W. F., and Smith, J. A. (2002). "Radar hydrology: Rainfall estimation." Adv. Water Resour., 25(8), 1387–1394.
- Laurenson, E. M., and Mein, R. G. (1990). RORB-version 4, runoff routing program user manual, Dept of Civil Engineering, Monash Univ., Monash, Victoria, Australia.
- Lee, G. W., and Zawadzki, I. (2005). "Variability of drop size distribution: Time-scale dependence of the variability and its effects on rain estimation." J. Appl. Meteorol., 44(2), 241–255.
- Malone, T., Johnston, A., Perkins, J., and Sooriyakumaran, S. (2003). "Australian Bureau of Meteorology, HYMODEL—A real-time flood forecasting system." *Int. Hydrology and Water Resources Symp.*, Institution of Engineers, Barton, Canberra, Australia.
- Mapiam, P. P., and Sriwongsitanon, N. (2008). "Climatological Z–R relationship for radar rainfall estimation in the upper Ping River Basin." *ScienceAsia J.*, 34(2), 215–222.
- Mapiam, P. P., and Sriwongsitanon, N. (2009). "Estimation of the URBS model parameters for flood estimation of ungauged catchments in the upper Ping River Basin, Thailand." *ScienceAsia. J.*, 35(1), 49–56.
- Mapiam, P. P., Sriwongsitanon, N., Chumchean, S., and Sharma, A. (2009). "Effect of rain-gauge temporal resolution on the specification of a Z-R relationship." J. Atmos. Oceanic Technol., 26(7), 1302–1314.
- Marshall, J. S., and Palmer, W. M. (1948). "The distribution of raindrops with size." J. Meteorol., 5(4), 165–166.

้วิศวกรรมทรัพยากรน้ำและเทคโนโลยี

- Morin, E., Jacoby, Y., Navon, S., and Bet-Halachmi, E. (2009). "Towards flash flood prediction in the dry Dead Sea region utilizing radar rainfall information." *Adv. Water Resour.*, 32(7), 1066–1076.
- Naoum, S., and Tsanis, I. K. (2004). "Ranking spatial interpolation techniques using a GIS-based DSS." *Global NEST J.*, 6(1), 1–20.
- Panigrahy, N., Jain, S. K., Kumar, V., and Bhunya, P. K. (2009). "Algorithms for computerized estimation of Thiessen weights." *J. Comput. Civ. Eng.*, 10.1061/(ASCE)0887-3801(2009)23:4(239), 239–247.
- Pessoa, M. L., Rafael, L. B., and Earle, R. W. (1993). "Use of weather radar for flood forecasting in the Sieve river basin: A sensitivity analysis." *J. Appl. Meteorol.*, 32(3), 462–475.
- Rinehart, R. E. (1991). Radar for meteorologists, Univ. of North Dakota Press, Grand Forks, ND, 333.
- Seed, A., and Austin, G. L. (1990). "Sampling errors for rain gauge derived mean-areal daily and monthly rainfall." J. Hydrol., 118(1), 163–173.
- Seed, A., Nicol, W. J., Austin, G. L., Stow, C. D., and Bradley, S. G. (1996). "The impact of radar and rain gauge sampling errors when calibrating a weather radar." *Meteor. Appl.*, 3(1), 43–52.
- Seed, A., Siriwardena, L., Sun, X., Jordan, P., and Elliott, J. (2002). "On the calibration of Australian weather radars." *Cooperative Research Centre* for Catchment Hydrology, Tech. Rep. 02/7, Melbourne, Australia, 40.
- Segond, M., Wheater, H. S., and Onof, C. (2007). "The significance of spatial rainfall representation for flood runoff estimation: A numerical evaluation based on the Lee catchment, UK." J. Hydrol., 347(1–2), 116–131.
- Silverman, B. A., and Sukarnjanaset, W. (2000). "Results of the Thailand warm-cloud hygroscopic particle seeding experiment." J. Appl. Meteorol., 39(7), 1160–1175.
- Smith, J. A., and Krajewski, W. F. (1993). "A modeling study of rainfall rate-reflectivity relationships." Water Resour. Res., 29(8), 2505–2514.

- Steiner, M., Smith, J. A., Burges, S. J., Alonso, C. V., and Darden, R. W. (1999). "Effect of bias adjustment and rain gauge data quality control on radar rainfall estimation." *Water Resour. Res.*, 35(8), 2487–2503.
- Sun, X., Mein, R. G., Keenan, T. D., and Elliott, J. F. (2000). "Flood estimation using radar and raingauge data." J. Hydrol., 239(1-4), 4–18.
- Uijlenhoet, R. (2001). "Raindrop size distributions and radar reflectivityrain rate relationships for radar hydrology." *Hydrol. Earth Syst. Sci.*, 5(4), 615–627.
- Uijlenhoet, R., Steiner, M., and Smith, J. A. (2003). "Variability of raindrop size distribution in a squall line and implication for radar rainfall estimation." J. Hydrometeorol., 4(1), 43–61.
- Ulbrich, C. W. (1983). "Natural variations in the analytical form of the raindrop size distribution." J. Climate Appl. Meteor., 22(10), 1764–1775.
- Vieux, B. E. (2003). Combined use of radar and gauge measurements for flood forecasting using a physics-based distributed hydrologic model, Vieux and Associates, Norman, OK.
- Waleed, A. R. M., Amin, M. S. M., Halim, G. A., Shariff, A. R. M., and Aimrun, W. (2009). "Calibrated radar–derived rainfall data for rainfall– runoff modeling." *Eur. J. Sci. Res.*, 30(4), 608–619.
- Wu, T. S., Gilbert, D., Fuelberg, H. E., Cooper, H., Bottcher, D., and Reed, C. (2008). "Doppler radar-derived rainfall data monitoring to support surface water modeling of TMDL." *J. Coastal Res.*, 2008(10052), 273–280.
- Wyss, J., Williams, E. R., and Bras, R. L. (1990). "Hydrologic modelling of New England river basins using radar rainfall data." J. Geophys. Res., 95(D3), 2143–2152.
- Yang, D., Koike, T., and Tanizawa, H. (2004). "Application of a distributed hydrological model and weather radar observations for flood management in the upper Tone River of Japan." *Hydrol. Process.*, 18(16), 3119–3132.







# Raw water reserve and conveyance capacity of West Water Canal of Metropolitan Waterworks Authority





# Raw water reserve and conveyance capacity of West Water Canal of Metropolitan Waterworks Authority

Jaturun Nirunrat¹, Wandee Thaisiam^{1,*} and Adichai Pornprommin¹

¹Department of Water Resource Engineering, Faculty of Engineering, Kasetsart University, Bangkok 10900, Thailand.

*Corresponding author. Tel.: +66-2579-1567; Email address: fengwdt@ku.ac.th

# Abstract

Metropolitan Waterworks Authority (MWA) is responsible for supplying portable water to Bangkok, Nonthaburi and Samut Prakan provinces. There are two raw water sources used, Chao Phraya River and Mae Klong River, conveyed via canal systems. At present, West Water Canal (WWC) system with the total length of 107 km carrying the discharge of about 20 m³/sfrom Mae Klong River. It was designed to be capable to convey 45 m³/s with using Bang Len Pumping Station (71 km from upstream end). However, MWA modified the WWC system by constructing a bypass canal at the pumping station. Thus, water flows completely by the gravitation which safes both cost and energy. Nevertheless, it is expected that the present canal system cannot deliver water at its design conveyance capacity, and problems may rise in the future if water demand increases. In this study, we have performed a fully hydrodynamic one-dimensional model. It is found that the present maximum capacity is approximately 24 m³/s. To meet the design capacity of 45 m³/s without using the pumping station, it is necessary to implement 15-km canal modification and build an additional bypass canal. The redesign of canal will help MWA to save the energy at least 3,800 Mwh/year. In addition, it should be known that how long and how much we can use water reserve in the canal for production if the inlet at Mae Klong River is temporally closed due to emergency or canal maintenance. From the model result, WWC system can reserve water for 15 and 12 hours for the cases of the existing system under 24 m³/s and the modified system under 45  $m^3/s$ , respectively.

Keywords: Conveyance capacity, Hydrodynamics, MWA, Raw water, West water canal.



#### 1. Introduction

Metropolitan Waterworks Authority (MWA) uses surface water as a raw water supply from Chao Phraya River and Mae Klong River via canal systems. At present, it delivers approximately 5.2 million cubic meters per day. West water canal (WWC) system delivers about one-third amount of water from Mae Klong River. It will bemore important because east water canal is almost at its full capacity and, thus, more water will be withdrawn and conveyed via WWC to meet an increase in water demand in the future. The WWC system was decided to be capable to convey 45 m³/s with using Bang Len Pumping Station. However, MWA modified the WWC system by constructing a bypass canal at the pumping station. As a result, water delivered via the WWC system at present flows completely by the gravitation which safes both cost and energy. Nevertheless, it is expected that the canal system may not be able to deliver water at its design conveyance capacity, and problems may rise in the future if water demand increases to its maximum capacity. Since WWC has been operated 24 hours, there is a concern about the cases of emergency or maintenance that the inlet at Mae Klong River has to be temporally closed. How many hours can WWC shut down and reserve sufficient water for the operation of water treatment plant downstream without causing any adverse effects on the stability of WWC structure?

There are many examples on using the computer model to simulate flow problems for canal design and management [1],[2]. To investigate raw water reserve and conveyance capacity of the WWC system, we have performed a fully hydrodynamic one-dimensional model and calibrated with the observed data from October, 2014 to January, 2016.

#### 2. West Water Canal (WWC)

The construction of the west water canal system (WWC) can be divided into two phases. In the first phase in 1997, raw water from Tha Chin River was taken at Bang Len Pumping Station and then pumped into the lower canal section of 35-km length and finally delivered to Mahasawat Water Treatment Plant (MH WTP) [3]. Due to the expansion of urban and industrial areas in Tha Chin River Basin, raw water from Tha Chin River cannot meet an increasing demand and its quality becomes worse. As a result, MWA constructed the upper canal section of 71-km length and changed an inlet to Tha Muang to take water from Mae Klong River (Figure 1) [4]-[5]. In addition, the pumping station have been cancelled since 2002 and water is delivered via a bypass canal.



**Figure 1**West Water Canal Network where the upstream is at Tha Muang and the downstream is at Mahasawat WTP

The WWC system comprises of earth-filled, concrete-covered canals with various shapes and also many hydraulic structures such as gates, inverted siphons, culverts, flume, stop logs and trash racks (Tables 1,2). Due to limited space in some area, U-shape or concrete lining canal sections are used to reduce the cross-sectional area. In addition, water flume is used to cross a natural swamp. Otherwise, earth-filled canal is used. When the canal has to pass roads or rivers, culverts and inverted siphons are installed, respectively. Stop logs are installed especially in the upper canal section to control at least 2-m water depth to protect the canal from bank failure.

Upstream		Downstream	Section	Lining
(km)	-	(km)		
0	-	3.669	U-shape	concrete
3.669	-	18.763	trapezoid	concrete
18.763	-	19.401	U-shape	concrete
19.401	-	38.497	trapezoid	concrete
38.497	-	39.547	U-shape	concrete
39.547	-	44.878	trapezoid	concrete
45.016	-	53.429	trapezoid	earth canal
53.429	-	53.884	flume	concrete
53.884	-	70.962	trapezoid	earth canal
70.962	-	106.84	trapezoid with berms	earth canal

Table 1Cross-sections of West Water Canal

# Table 2Hydraulic Structures in West Water Canal

Туре	No. of Location
Gate	1
Culvert	25
Inverted Siphon	22
Stop log	27

# 3. Model setup and calibration

# 3.1 Model setup

In this study, MIKE11 computer software by DHI [5] is applied to WWC system to solve one-dimensional hydrodynamic problems. The software uses the shallow water equations as follows:

Continuity equation:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = q \tag{1}$$

Momentum equation in the streamwise direction:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{\alpha Q^2}{A} \right) + g A \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{g n^2 Q |Q|}{A R^{4/3}} = 0$$
(2)



where Q is flow discharge, A is flow area, q is lateral inflow, x is streamwise direction, t is time, h iswater level above datum, n is Manning coefficient, R is hydraulic radius,  $\alpha$  is momentum distribution coefficient and g is gravitational acceleration.

The model input is comprised of canal cross-sections (Table 1) and hydraulicstructures (Table 2) and boundary conditions (inflow at Tha Muang inlet, water level at MH WTP, side flows at 3 locations along the canal and water losses of about 3%).

For flow behaviors at culverts and inverted syphons, we used the energy loss equation as follows:

$$h_L = \frac{KQ^2}{2gA^2} \tag{3}$$

where  $h_L$  is energy loss and *K* is energy loss coefficient.

For flow behaviors at stop logs, we considered them as weirs and used Honma formula. The formula separates the flow characteristics into two stages, free and submerged overflows, such that

Use the free overflow equation when  $(H_{ds}-H_w)/H_{us} < 2/3$ :

$$Q = C_1 W (H_{us} - H_w) \sqrt{(H_{us} - H_w)}$$
(4)

Use the submerged overflow equation when  $(H_{ds}-H_w)/H_{us} > 2/3$ :

$$Q = C_2 W (H_{ds} - H_w) \sqrt{(H_{us} - H_{ds})}$$
(5)

where  $H_w$  is weir level,  $H_{us}$  and  $H_{ds}$  are water levels upstream and downstream of weir, respectively, W is weir width, and  $C_1$  and  $C_2$  are discharge coefficients where

$$C_2 = (3/2)\sqrt{3}C_1 \tag{6}$$



## 3.2Model calibration and verification

Manning coefficient (n) and energy coefficient (K) are used as calibration parameters. The observed data between October, 2014 and January, 2016 have been used for the calibration and verification. There are two types of the data, automatic and manual types. However, there are some missing or errorsdata. Thus, we used the data that are valid.

## 3.2.1Water discharge

The comparison between the observed and simulated discharges at the downstream end (MH WTP) is shown in Figure 2. It is found that the maximum discharge is about 20 m³/s. A good agreement between them can be found with RMSE of 1.24 m³/s and R² of 0.67. High discrepancy between them happening at some period is due to that the daily observed water levels using as a downstream boundary condition were rapidly fluctuated. For example, during September 8-27, 2015, water level increased from 1.02 m MSL to 1.61 m MSL and then decreased to 1.06 m MSL.



Figure 2Discharge at Mahasawat Water Treatment Plant between observed data and simulated results.

# 3.2.2 Water surface elevation

Data from five monitoring stations were used for the calibration, and two stations were for the verification. Table 3 shows the statistic results of our model. It is found that the automatically-observed data have a lot of missing data. However, the good agreement can be found with RMSE of 0.046-0.214 m and  $R^2$  of 0.535-0.918.

	Record type	Location	RMSE (m)	$\mathbb{R}^2$	period
	Auto	Tha Muang Inlet	0.214	0 582	24/4/2015 - 21/10/2015,
	71010	The wroang milet	0.214	0.302	4/11/2015 - 31/1/2016
					4/7/2015 - 26/10/2015,
	Auto	km.53	0.069	0.535	30/10/2015 - 22/1/2016,
ion					26/1/2016 - 31/1/2016
ibrat	Manual	Tha Chin siphon	0.160	0.570	1/6/2015 - 30/9/2015
Cali	Manual	Bang Len upper	0.046	0 906	1/3/2015 - 30/9/2015
	1,10110001	basin	01010	0.900	1,0,2010 00,9,2010
	Auto	km.106	0.089	0.830	29/12/2015 - 13/1/2016,
					19/1/2015 - 26/1/2015,
					28/1/2015 - 31/1/2015
u					3/7/2015 - 26/7/2015,
atio	Auto	km.33	0.105	0.542	19/10/2015 - 26/10/2015,
erific					30/10/2015 - 27/11/2015
	Manual	bypass canal	0.059	0.918	1/2/2015 - 30/9/2015

**Table 3**Statistic Results of Water Surface Elevation at Monitoring stations

# 4. Results and discussion

# 4.1 Conveyance capacity

The following conditions are applied in the simulation to find the conveyance capacity:

1) Free board equals to 0.50 m

2) Maximum water level for U-shape and concrete lining sections is top of the concrete crest minus the free board.

3) Maximum water level for Earth lining sections is bank level minus the free board.



4) Maximum allowable velocity for concrete and earth lining sections are 5.49 m/s [8] and 0.92 m/s [3], respectively.

The first scenario is to find the maximum conveyance capacity ( $Q_{max}$ ) for the existing canal condition, where stop logs are installed and downstream water level equals to 1.15 m MSL (the average value). It is found that  $Q_{max} = 24 \text{ m}^3$ /s. Figure 3shows water elevation profiles for the existing canal condition, where  $Q_{max} = 24 \text{ m}^3$ /s. It is found that water level is close to the free board limitation at bypass canal and km.105 from the inlet. According to the operation manual [4], the Bang Len pumping station was designed to pump water with pump head ( $H_p$ ) of approximately 1 m. With the use of bypass canal instead, MWA will save the energy ( $\rho g Q_{max} H_p$ ) of at least 2,000 Mwh/year (assumed pump efficiency of 100%). This large energy saving implies that MWA should consider the option to continue delivering water by gravity by modifying the canal to increase  $Q_{max}$ .



Figure 3Water elevation profile of the existing canal condition, where  $Q_{\text{max}} = 24 \text{ m}^3/\text{s}$ .

For the second scenario, we consider the canal modification to meet the maximum allowance discharge of 45 m³/s, of which the Royal Thai Irrigation Department has agreed to support MWA. In addition, the downstream water level is set to be +0.00 m MSL according to the design criteria [3]. Figure 4shows water elevation profile and locations for the canal

modification, where  $Q_{\text{max}}$  increases to 45 m³/s. It is necessary to improve the canal crosssections by raising their berms and banks for about 15 km in the upper canal section and add one more bypass canal with the same shape. With the modification, MWA will save the energy of at least 3,800 Mwh/year in the future. In addition, the maintenance and operational costs of canal modification is significantly lower than that of the pumping station.



Figure 4Water elevation profile and locations of the canal modification and the, where  $Q_{\text{max}} = 45 \text{ m}^3/\text{s}$ .

### 4.2Water reserve

The scenario for the cases of emergency or maintenance that the inlet at Mae Klong River has to be temporally closed is analyzed in this section. In the operation and maintenance manual [4], it is written that water depths in the earth lining cross-sections of the upper and lower canal sections should be at least 2 and 3 m, respectively. It is assumed that the concrete cross-sections should not have any severe adverse effects for the intermittent stop. This criteria is used in this study. Nevertheless, the slope stability analysis from the new report [5] shows that water depth can be as low as 1 m in the lower canal section without causing the damage. Table 4 shows two scenarios for water reservation that corresponds to the previous two scenarios of conveyance capacity. Water reserve times are 15 and 12 hrs for the existing



canal condition and canal modification, respectively. From the results, there is no water in the concrete cross-sections near the inlet, and the critical condition of 2 m water depth happens at the earth lining cross-sections at km.45-71 in the upper canal section. It is also found that water reserve time is not linearly related to the discharge because, for a higher discharge, there is more volume of water reserve within the canal.

Scenario	Discharge	Water reserve time		
	$(m^3/s)$	(hr)		
Existing canal	24	15		
Canal modification	45	12		

Table 4Water reserve times for the discharges of 24 and 45 m³/s

# **5.** Conclusions

We have investigated the raw water conveyance capacity and water reserve of West Water Canal of Metropolitan Waterworks Authority by the one-dimensional simulation flow model. Due to the change from using pump to gravitational flow via bypass, the maximum discharge of the existing canal system is found to be  $24 \text{ m}^3$ /s. However, at present situation MWA can save the energy of at least 2,000 Mwh/year (assumed pump efficiency of 100%). To raise the capacity to its original design value of  $45 \text{ m}^3$ /s, MWA has to build one more bypass canal and modified canal sections by raising berms and banks for about 15 km. Then, MWA will save the energy of at least 3,800 Mwh/year in the future. For the emergency case, water reserve times are 15 and 12 hrs for the discharges of 24 and  $45 \text{ m}^3$ /s. The time is not a linear function of the discharge because more reserve water is within the canal as more discharge is applied. In conclusion, the flow model is proved to be a beneficial decision support tool for water management.

# 6. Acknowledgements

This study is funded by Metropolitan Waterworks Authority.

# 7. References

 Malaterre PO, BaumeJP.SIC 3.0, A simulation model for canal automation design. International Workshop on the Regulation of Irrigation Canals: State of the Art of Research and Applications, RIC97, Marrakech;1997. p. 68-75.



- [2] Kim HD,Kim JT,Nam WH, Kim SJ, Choi JY, Koh BS. Irrigation canal network flow analysis by a hydraulic model. Irrigation and Drainage 2016;65(S1):57-65.
- [3] Resources Engineering Consultants. Operation manual.West Water Canal Project: Contract no. CS-WR-C1; 2000.
- [4] TEAM Consulting Engineering and Management. Operation & maintenance manual. West Water Canal Project, Contract no. CS-WR-C2; 2002.
- [5] Progress Technology Consultants.Raw water canal management manual for stability improvement. West Water Canal Project,Contract no. 113/2556; 2014.
- [6] Panuwat K. The study of potential improvement to increase water capacity conveyance of MWA western-bank raw water canal [thesis].Department of Water Resources Engineering: Kasetsart University; 2014.
- [7] DHI. MIKE 11: A modelling system for rivers and channels reference manual; 2009.
- [8] USDA. Chapter 8 Threshold Channel Design, Stream Restoration Design. National Engineering Handbook 654; 2007.

## 8. Reviewer

The authors are invited to suggest 2-3 potential reviewers for their papers. Please provide their full names, institutions, and email addresses. It should however be noted that the technical committee team may or may not select those suggested reviewers.

- Dr. Supapap Patsinghasanee, Professional civil engineer, Department of Water Resources, Ministry of Natural Resources and Environment, Thailand. Email address:supapap.p@dwr.mail.go.th&supapap@gmail.com
- Assist. Prof. Dr.SanitWongsa, Faculty of Industrial Education and Technology,King Mongkut's University of TechnologyThonburi (KMUTT), Thailand. Email address: sanit.bmt.hkd@gmail.com
- Assist Prof. Thammanoon Rasmeemasmuang, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, Burapha University, Thailand.
   Email address: thamnoon@eng.buu.ac.th&thamnoon kong@yahoo.com



# Effect of Water Hyacinth on Open-Channel Water Flow Behavior: Laboratory Scale





วิศวกรรมทรัพยากรน้ำและเทคโนโลยี

# Effect of Water Hyacinth on Open-Channel Water Flow Behavior: Laboratory Scale

Apichote Urantinon^{*}, Sitang Pilailar^{1†}

#### ABSTRACT

Water hyacinth (*Eichhornia crassipes*) is one of the fastest growing plants. Due to its ability to adapt and reproduce, it causes various problems in waterways. The effect of water hyacinth was investigated on flow behavior in an open channel in a laboratory flume. Five different root depths of water hyacinth from natural streams were modeled using a plant floating plate. Four different water hyacinth densities were used. Controls without water hyacinth were also established. The vertical velocity profiles of the cases with and without water hyacinth were compared and the results showed that without water hyacinth, the velocity profile was similar to the theoretical logarithmic distribution in an open channel. In the cases with water hyacinth, the vertical velocity profiles were similar to the theoretical velocity distribution in a closed conduit, in which the velocity in the root zone was zero since water hyacinth floating on the water surface behaved like a solid wall. The experimental data showed that the plant caused flow resistance which tended to slow down the flow. Furthermore, the denser and longer root depth of water hyacinth caused greater flow resistance, as the flow-retarded region extended deeper, occupying about 65.0% of flow depth measured from the water surface. In addition, an empirical formula for flow in an open channel with consideration of water hyacinth effects was developed and a flow velocity empirical formula was obtained which was in good agreement with the observed data used in the verification process.

Keywords: water hyacinth, velocity profile, plant density, the water hyacinth effect coefficient, manning coefficient

#### INTRODUCTION

Water hyacinth (*Eichhornia crassipes*) is one of the fastest growing plants which commonly spread within streams and water areas and is a native plant of South America brought for cultivation in various places in North America, Australia, Africa and Europe for use as an ornamental plant and flower (Sullivan *et al.*, 2012). In 1901, it was brought from Indonesia to Thailand because of it beautiful flowers

(Prapaiwong and Ruanteetep, 1995), as shown in Figure 1. Subsequently, it has spread extensively in all rivers and water bodies around the country and its ability to adapt and reproduce has causes various problems in waterways with regard to both hydraulic and water quality issues (Saknimit, 1976).

Several researchers have investigated and developed mathematical models to predict the effects of the aquatic plant on the water flow. Shimizu *et al.* (1994) studied the effect of plants

Received date :

Accepted date :



Department of Water Resources Engineering, Faculty of Engineering, Kasetsart University, Bangkok 10900, Thailand.

^{*} Corresponding author, e-mail: apichote11@yahoo.com

as an impermeable fence on flow resistance and horizontal velocity pattern changes in the Tedori River. Boman et al.(2002) investigated the resistance of grass in streams. Ghisalberti and Nepf (1997) investigated the effect of circular wooden submerged cylinders on the flow velocity. Wilson (2007) examined the effects of grass blades on the flow resistance in small and large channels and Liu et al. (2010), investigated the flow effect due to sparse grass stem arrays. However, floating plants such as water hyacinth have not been studied widely, perhaps because it is not considered to be a serious problem other than in the tropics. It is suspected that the existences of water hyacinth substantially alters the bulk and time-averaged flow characteristics, which then might influence changes in the river morphology.

The current study investigated the effect of water hyacinth on the water flow, especially during a flood period, since the plant introduces roughness elements on the water surface. A laboratory experiment was arranged as an open channel flume. The water hyacinth root depth (h') and density ( $\lambda$ ) were set up as the control parameters and the nature of the effects was clarified. The overall objectives of the study were: 1) to investigate the effects of water hyacinth on the vertical flow velocity distribution and the flow velocity in a horizontal direction; 2) to investigate the effects of water hyacinth root depth (h') and density ( $\lambda$ ) on the average flow velocity; and 3) to develop an empirical formula of the water flow in an open channel taking into consideration water hyacinth effects.

#### MATERIALS AND METHODS

The experiments were carried out in a laboratory of the Department of Water Resources Engineering, Kasetsart University, Bangkok, Thailand. The materials used were: 1) a rectangular-section flume made from stainless steel and acrylic with dimension of 0.3 m  $\times$  0.4 m  $\times$  15 m set up with a 1 in 1,000 slope, as shown in Figure 2; 2) water hyacinth plants with a root depth of approximately 2.5, 5.0, 10.0, 20.0 and 30.0 cm harvested from natural streams and attached to a plant floating plate of dimension 0.3  $m \times 6.0$  m. The plant floating plate with affixed water hyacinth was held in plastic foam sheets suspended 2 cm above the water surface along the channel since the study investigated the roughness elements on the water surface directly, as shown in Figures 3 and 4; 3) to study the effect of the water hyacinth density on the flow, four different levels of water hyacinth density ( $\lambda$ ) were used with the number of water hyacinth plants on the floating plate being:  $\lambda$ =0.25 (approximately 32) stems.m⁻²),  $\lambda$ =0.5 (approximately 64 stems.m⁻²),  $\lambda$ =0.75 (approximately 96 stems.m⁻²) and  $\lambda$ =1.0



Figure 1 Sample of water hyacinth (*Eichhornia crassipes*).



Figure 2 Water flume used in the experiment.



(approximately 128 stems.m⁻²); and 4) flume accessories consisting of a flow meter, depth gauge and mini current meter.



Figure 3 Water hyacinth in natural streams was harvested and used in the experiment.

A flow diagram of the study is shown in Figure 5.



Figure 4 Plant floating plate used in the experimental flume.



Figure 5 Workflow chart of the study.

162

Experiments were conducted with and without (the control) water hyacinth. In each experiment, the flow conditions were identical using a steady, uniform flow with average velocities of approximately 0.5, 0.7 and 0.9 m.s⁻¹. During the experiment, the flow was controlled upstream and was measured at depths at sections 1, 2, 3 and 4 that were 2 m apart along the flume, as indicated in Figure 6. Multiple measurements were averaged. In addition, the vertical velocities were measured at different depths (10, 20, 30, 40, 50, 60, 70 and 80% of the depth at the designated section), as shown in Figures 7 and 8.

The harvested water hyacinth was set up on the water surface using four different water hyacinth densities designated as  $\lambda$  in further calculations (Urantinon. & Pilailar., 2014). In each water hyacinth density experiment, the specific plant root depth was set up using a plant floating plate on the water surface. The flow at the three different velocities was controlled and the vertical velocities were measured both with and without water hyacinth.

In addition, with water hyacinth in the various cases with different plant densities and root depths (Case 2), the average depth record



Figure 6 Water depth measurement sections, along the experimental flume.



Figure 7 Velocity measurement section of the flume.

were recorded as Set A and the vertical velocities were recorded as Set B. Finally, the flow velocities profile (Case 1) was compared with Set B to determine the flow behavior effect with water hyacinth in the open channel. Set A was used for the development of the empirical formula of flow in an open channel with water hyacinth and Set B was used in the verification process.

#### **RESULTS AND DISCUSSION**

#### Vertical velocity profile

The vertical velocity profiles (V = 0.5, 0.7 and 0.9 m.s⁻¹) without water hyacinth ( $\lambda$ = 0.0) and with water hyacinth ( $\lambda$ = 0.5, 1.0) are shown in Figures 9, 10 and 11. Without water hyacinth, there was a higher vertical velocity profile (Figures 9a, 10a and 11a) at the water surface and zero velocity near the bed since the roughness element on the bed was greater than at the water surface. Thus, the velocity profile was similar to the theoretical logarithmic distribution in an open channel (Figure 12a).



Figure 8 Vertical velocity measurement points at designated sections in the flume.



Figure 9 Velocity (V = 0.5 m.s^{-1,}) profiles in vertical direction at the selected crosssection: (a) Without water hyacinth (plant density ( $\lambda$ ) = 0.0); (b) With water hyacinth ( $\lambda$  = 0.5, root depth (h') = 0.05m); (c) With water hyacinth ( $\lambda$  = 1.0, h' = 0.05m).

164

วิศวกรรมทรัพยากรน้ำและเทคโนโลยี







Figure 11 Velocity (V = 0.9 m.s⁻¹) profiles in vertical direction at the selected crosssection: (a) Without water hyacinth ( $\lambda$ = 0.0); (b) With water hyacinth ( $\lambda$  = 0.5, root depth (h') = 0.05m); (c) With water hyacinth ( $\lambda$  = 1.0, h' = 0.05m).



166

The velocity profiles ( $V = 0.7 \text{ m.s}^{-1}$ ) with water hyacinth ( $\lambda = 0.5$  and 1.0) were similar to the theoretical velocity distribution in a closed conduit (Figure 12b) due to the flow resistance at the water surface. The resistance at the water surface was caused by the plant density, which tendeds to slow down the flow velocity. The slope of the velocity profile was greater with a higher plant density since the increasing number of plants increased the roughness element on the water surface. The zero velocity below the plant root zone resulted from the plant density. The plant density was the main reason for the resistance in the flow, since the plant floating plate was suspended 2 cm above water surface along the channel. It was confirmed by the experimental results in cases V = 0.5 and 0.9 m.s⁻¹, respectively, since the surface resistance was greater than the bed resistance, the resulting vertical velocity distributions were not symmetrical, as seen in Figures 9b, 10b and 11b and Figures 9c, 10c and 11c, respectively.

Finally, the velocity profiles showed the retardation of flow below the plant root zone, depending on the plant density ( $\lambda$ ). For V = 0.7 m.s⁻¹, greater retardation was observed for  $\lambda = 1$ than for  $\lambda = 0.5$ , while for  $\lambda = 1.0$ , the flow retarded region extended deeper, occupying about 65% of the flow depth measured from the water surface, whereas for  $\lambda = 0.5$ , the retarded zone occupied only 40% of the depth from the water surface. These results indicated that the denser the water hyacinth, the greater the flow friction and was confirmed by the results of the velocity profiles V = 0.5 and 0.9 m.s⁻¹ which produced an extended retarded region, occupying about 50 and 70% of the flow depth, respectively, whereas for  $\lambda = 0.5$ , the retarded zone occupied only 30 and 45%, respectively.



Figure 12 Theory of velocity profiles in vertical direction: (a) Theoretical velocity distribution in vertical direction in open channel; (b) Theoretical velocity distribution in vertical direction in closed conduit. V = Velocity, Vmax = Maximum velocity.)

Effect of water hyacinth density and root depth variations on average flow velocity and flow resistance

To compare the effect of the water hyacinth density and root depth on the theoretical flow velocity, the measured depths were converted for use with the continuity equation, as shown in Equation 1:

$$V = Q / A \tag{1}$$

where, V is the flow velocity measured in meters per second, Q is the flow discharge measured in cubic meters per second and A is the area measured in square meters.

The average Manning coefficients, that represent the degree of friction resistance, can be determined using the Manning equation (Chow, 1959), shown in Equation 2:

$$n = (R^{2/3} S^{1/2})/V \tag{2}$$

where R is the hydraulic radius measured in meters, S is the channel slope and V is the flow velocity measured in meters per second.

The comparisons of the average velocity and average Manning coefficient for the water hyacinth root depth of 5 cm are shown in Table 1 which shows that the denser the water hyacinth ( $\lambda = 0.00, 0.25, 0.50, 0.75$  and 1.00), the greater the friction coefficient; (Manning coefficients of 0.010, 0.011, 0.0114, 0.0118 and 0.0125, respectively). This indicates the retardation of flow due to water hyacinth in the waterway, with the degree of flow resistance dependent on the density of the water hyacinth.

The effect of root depth on the flow resistance using the case where the surface water was fully covered by water hyacinth ( $\lambda = 1.00$ ) is shown in Table 2. Without water hyacinth, the averaged Manning coefficient was 0.010, which was smaller than for the cases with water hyacinth. In addition, the longer the root depth, the greater the Manning coefficient, as the maximum Manning coefficient was 0.0149 for a hyacinth root depth of 30.0 cm which retarded the flow velocity up to 21.72%.

### Development of empirical formula of flow in open channel with water hyacinth effects

To develop the empirical formula of flow in an open channel with water hyacinth density and root depth variations, the water hyacinth effect coefficient ( $C_{hy}$ ) was assumed to be the ratio of the velocity without water hyacinth ( $V_{w/o}$ ) and the velocity with water hyacinth ( $V_w$ ) as shown in Equation 3:

$$C_{hy} = V_{w/o} / V_w \tag{3}$$

and was considered to be a function of the plant density  $(\lambda)$  and plant root depth (h') and water depth (d) as expressed in Equation 4:

$$C_{\rm hy} = f^n \left( {\rm h}' \,/\, {\rm d} \,, \lambda \right) \tag{4}$$

**Table 1** Comparison of average velocity and Manning coefficient with and without water hyacinth<br/>at different water hyacinth densities ( $\lambda$ ) for a water hyacinth root depth of 0.05 m.

λ	0.00	0.25	0.50	0.75	1.00
Average velocity (m.s ⁻¹ )	0.700	0.680	0.613	0.583	0.548
Manning coefficient (s.m ^{-1/3} )	0.010	0.0110	0.0114	0.0118	0.0125

**Table 2** Average velocity for five cases of root depth for full water hyacinth coverage ( $\lambda = 1.00$ ).

Root depth (m)	0.000	0.025	0.050	0.100	0.200	0.300
Average velocity (m.s ⁻¹ )	0.700	0.574	0.562	0.538	0.499	0.466
Manning coefficient (s.m ^{-1/3} )	0.0100	0.0107	0.0125	0.0132	0.0144	0.0149

where depths are all measured in meters By using the PI theorem (White, 1994), the  $C_{hy}$  function shown in Equation 5 can be obtained:

$$C_{\rm hy} = 1.0 + ({\rm h}' / {\rm d})^{0.397} + \lambda^{0.184}$$
 (5)

The accuracy of Equation 5 was confirmed by the comparison of  $C_{hy}$  from the calculation ( $C_{hy_cal}$ ) and  $C_{hy}$  from the experiments ( $C_{hy_exp}$ ), as shown in Figure 13. As the relationship between  $C_{hy_cal} / C_{hy_exp} = 1$ , Equation 5 provides good reliability and thus, it was appropriate to be applied further.

By, substitution of  $C_{hy}$  in Equation 3, the flow velocity with the relevant water hyacinth effect can be obtained, as shown in Equation 6:

$$V_{w} = \frac{V_{wo}}{1.0 + (\frac{h'}{d})^{0.397} + (\lambda)^{0.184}}$$
(6)

In addition, the average Manning coefficient,  $n_{hy}$ , can also been calculated, as shown in Equation 7:

$$n_{hy} = \frac{(1.0 + (\frac{h'}{d})^{0.397} + (\lambda)^{0.184})R^{2/3}S^{1/2}}{V_{w/o}}$$
(7)

where R is the hydraulic radius measured in meters and R = A / P; A is the cross-section area measured

in square meters; P is the wetted perimeter and P = 2(b+d), and b is the channel width and d is the water depth, all measured in meters and S is the channel slope.

#### Empirical formula verification

To verify the empirical formula of the flow velocity with water hyacinth effects, the calculated flow velocities from Equation 6 were compared with the flow velocity measured in the experiment. The comparison is shown in Figure 14.

The calculated flow velocities using the empirical formula showed good agreement with the measured velocity, with a coefficient of determination of 0.946. Therefore, the empirical formula of the flow velocity including the water hyacinth effects obtained in this study was clearly verified.

#### **CONCLUSION**

The effect of water hyacinth on water flow was investigated in the laboratory, under conditions of a steady, uniform flow with average velocities of approximately 0.5, 0.7 and 0.9 m.s⁻¹.



Figure 13 Comparison between predictions from empirical formula and measurements from experiment.

168
It was found that water hyacinth floating on the water surface behaved like a solid wall since the vertical velocity profiles with differing amounts of water hyacinth were similar to the theoretical velocity distribution in a closed conduit, with a zero velocity in the root zone. This was due to the flow resistance at the water surface which was caused by the plant density; increased density tended to slow down the flow velocity. The slope of the velocity profile was greater with a higher plant density since the greater number of plants increased the roughness element on the water surface. The zero velocity below the plant root zone resulted from the plant density. The plant density was the main reason for the flow resistance, since the plant floating plate was suspended 2 cm above water surface along the channel. This was confirmed by the experimental results for cases of V = 0.5 and 0.9 m.s⁻¹, respectively. The experimental data showed that the plant caused flow resistance which tended to slow down the flow. The data also indicated that a denser and longer root depth of water hyacinth caused greater flow resistance, as the flow-retarded region extended deeper, occupying about 65% of the flow depth measured from the water surface where that surface water was fully covered with water hyacinth. This was confirmed by the results of the velocity profiles for V = 0.5 and 0.9 m.s⁻¹ which showed that the flow-retarded region extended deeper, occupying approximately 50 and 70% of the flow depth, respectively, whereas for  $\lambda$  = 0.5, the retarded zone occupied only 30 and 45%, respectively. The Manning coefficient increased from 0.010 without water hyacinth to 0.0125 and 0.0149 with water hyacinth having a root depth of 5 and 30 cm, respectively.

Furthermore, an empirical formula of the water flow in an open channel with water hyacinth was developed. The water hyacinth effect coefficient ( $C_{hy}$ ) was considered to be a function of plant density ( $\lambda$ ) and plant root depth (h'). Finally, the flow velocity empirical formula was obtained and was shown to be in good agreement with the observed data in the verification process.



Figure 14 Comparison between average velocity calculated from Equation 4 and measured in the experiments.

#### LITERATURE CITED

- Boman, B., C. Wilson, V. Vandiver Jr., and J. Hebb.
  2002. Aquatic Weed Management in Citrus
  Canals and Ditches. Publication #Circular
  1408.University of Florida IFAS Extension.
  Gainesville, FL, USA.
- Chow, V.T. 1959. **Open Channel Hydraulics.** McGraw-Hill Book Co. New York, NY, USA. 680 pp.
- Ghisalberti, M. and H.M. Nepf. 1997. The limited growth of vegetated shear-layers. J. Water Resource Engineering 40: W07502.
- Liu, D., P. Diplas, C.C. Hodges and J.D. Fairbanks. 2010. Hydrodynamics of flow through double layer rigid vegetation. J. Geomorphology 116(3): 286–296.
- Luhar, M., J. Rominger and H. Nepf. 2008. Interaction between flow transport and vegetation spatial structure. Environmental J. Fluid Mechanics 8(5–6): 423–429.
- Prapaiwong C. and R. Ruanteetep. 1995. Biology and ecology of water hyacinth, pp. 14–22. *In* Proceedings of Second National Plant Protection. 9–12 October 1995, Thailand Society for Ecological Research. Chiang Mai, Thailand.
- Saknimit. 1976. **Study of the Productivity of Water Hyacinth.** M.Sc. Thesis. Chulalongkorn University, Bangkok, Thailand.

- Shimizu Y and T. Tsujimoto. 1994. Numerical analysis of turbulent open-channel flow over vegetation layer using k-ε turbulence model.
  J. Hydraulic Eng. Japan 11(2): 57–67.
- Sullivan, P.R. and R. Wood. 2012. Water hyacinth, *Eichhornia crassipes* (Mart.) Solms, seed longevity and the implications for management. Eighteenth Australasian Weeds Conference. Melbourne: Conference Proceedings CD. Melbourne, VIC, Australia.
- Urantinon, A. and S. Pilailar. 2014. Study of effect of water hyacinth density on flow velocity and suspended solid transport in open channel: Laboratory scale. *In* Proceedings of 19th National Convention on Civil Engineering. 14–16 May 2014, Khon Kean, Thailand.: p. 301.
- White, F.M. 1994. The Buckingham Pi Theorem in Dimensional Analysis. [Available from: http://ocw.mit.edu/courses/mechanicalengineering/2-25-advanced-fluid-mechanicsfall-2005/readings/07_pi_theorem.pdf]. [Sourced: 8 April 2015].
- Wilson, C.A.M.E. 2007. Flow resistance models for flexible submerged vegetation. J. Hydrology 342(3–4): 213–222.



## Projections of Future Beach Loss due to Sea Level Rise for Sandy Beaches along Thailand's Coastlines









www.JCRonline.org

ABSTRACT

วิศวกรรมทรัพยากรน้ำและเทคโนโลยี

Ritphring, S.; Somphong, C.; Udo, K., and Kazama, S., 2018. Projections of future beach loss due to sea level rise for sandy beaches along Thailand's coastlines, *Proceedings from the International Coastal Symposium (ICS) 2018* (Busan, Republic of Korea). *Journal of Coastal Research*, Special Issue No. 85, pp. 16–20. Coconut Creek (Florida), ISSN 0749-0208.

Coastline recession caused by sea level rise due to climate change has become one of the most significant issues worldwide. Thailand's coastlines is also likely to face erosion, especially in the low-lying areas, and its future projection due to sea level rise is necessary. This study compiled a database of beach characteristics, including grain size diameter, beach slope and beach width, to assess the projections of future beach loss along Thailand's coastlines against sea level rise scenarios of the Coupled Model Intercomparison Project Phase 5 (CMIP5) in 2081-2100, relative to a reference period 1986-2005 by using the Bruun rule. Future national beach loss rates were projected to be 45.8% for RCP2.6, 55.0% for RCP4.5, 56.9% for RCP6.0 and 71.8% for RCP8.5. In addition, the rate against the sea level scenarios projected by each CMIP5 model for RCP4.5 ranges from 49.1% for MPI-ESM-LR to 73.4% for MIROC-ESM-CHEM. Based on the current beach situation, sandy beaches in 8 and 23 out of 51 zones will disappear for RCP2.6 and RCP8.5, respectively. These findings will help governors and stakeholders develop adaptation strategies against beach loss due to sea level rise.

ADDITIONAL INDEX WORDS: Sea level Rise, Shoreline Retreat, Beach Loss, Bruun Rule, Sandy Beach

#### INTRODUCTION

The estimation of the global sea level rise (SLR) was approximately 1 mm/yr - 2 mm/yr since the late 19th century (Church & White, 2011). Recently, the Intergovernmental Panel on Climate Change's (IPCC) fifth assessment report (AR5) suggested a likely rising rate of 8 mm/yr - 16 mm/yr for sea-level projections for the late 21st century (2081-2100) based on the highest Representative Concentration Pathway (RCP) scenario (IPCC, 2013). This means that the future rate of SLR is up to approximately 10 times the average rate of SLR during the 20th century (Church et al., 2013). Long term SLR causes shore line recessions (Bruun, 1962; Stive et al., 2002) by passive submergence, and may even result in the flooding of low-lying coastal areas. The acceleration of SLR has already sparked concerns over global consequences. For instance, Hinkel et al., (2014) estimated that 0.2%-4.6% of the global population will be flooded annually and that flood damages may reach a maximum US\$210 trillion under RCP8.5 in 2100. The future SLR may cause natural and socio-economic losses, unless agequate precautions are taken. Therefore, it is essential to study methods to predict future sea-level impacts and develop countermeasures to combat the loss.

Few researchers have already examined the sea level in Thailand. Putcharapitchakon and Ritphring (2012) analyzed the sea level change in Thailand from water level records from 22

DOI: 10.2112/SI85-001.1 received 30 November 2017; accepted in revision 10 February 2018.

*Corresponding author: s.chatuphorn@yahoo.com ©Coastal Education and Research Foundation, Inc. 2018. tide gauge stations in the Gulf of Thailand (GOT) and the Andaman Sea during 1972–2011 and indicated that the sea level had risen at an entirely averaged rate of 6.5 mm/yr. Similarly, Sojisuporn, Sangmanee and Wattayakor (2013) investigated the sea level change over the period 1985-2009 and revealed a linear trend of approximately 5 mm/yr around the GOT in the last 25-year time span. These researches implied that the coasts of Thailand have already been experiencing a higher rate of SLR than the global average, which can lead to severe erosion in the future unless urgent attention is given to coastal management planning. However, none of these studies discussed projected beach loss or socio-economic damages.

The Bruun (1962) rule is the most widespread and simple method for projecting shoreline recession due to SLR. Many researchers employed the Bruun rule to project large-scale future beach loss, *e.g.*, Allenbach *et al.*, 2015 and Udo and Takeda, 2017; the former estimated the beach retreat in the inter-basin scale of the Black Sea, while the latter projected the beach loss for entire Japanese coastlines. The method does involve some restrictive assumptions (Cooper & Pilkey, 2004), that have been modified by some researchers (*e.g.*, Dean and Houston, 2016). The Bruun rule still remains a viable method for projecting the beach retreat on a large scale, although obtaining data on sediment size, beach slope or depth of closure (DoC) for an entire coastal zone may not always be feasible (Udo and Takeda, 2017).

In Thailand, the national beach database, including sediment size, beach slope, or even the present beach width, has not been developed sufficiently to assess future beach loss. This study aims to develop the national database of beach characteristics at each coastal zone in Thailand, and to project future shoreline recession



against the SLR data, which are submitted to the Couple Model Intercomparison Phase 5 (CMIP5) (IPCC, 2013) using the Bruun rule. The uncertainties caused by different RCP scenarios and CMIP5 models are also discussed.

#### METHODS

#### 64 Coastal Zones in Thailand

Thailand's coastlines covers approximately 3,148 km including 2,055 km in the GOT and 1,053 km in the Andaman Sea. The physical geology of Thailand's coastlines is categorized into 3 types: sandy coast, rocky coast and tidal flat. The Department of Coastal and Marine Resources (DMCR) (2014) have categorized beaches into 64 zones based on the physical characteristics of beaches, where 51 zones are composed of sandy beaches including 9 zones in the upper GOT (named E-zone), 11 zones in western GOT (S-zone) and 31 zones in the Andaman Sea (A-Zone) (Figure 1). Because of the difficulty in data collection, such as dry beach width or beach slope measurement for the other types of beaches, only sandy beaches are considered in this study.

#### The Database of Beach Characteristics

The beach characteristics, *i.e.*, sediment size, beach slope and beach width, were measured in this study. The grain size diameter  $(d_{50})$  and beach slope  $(\tan \alpha)$  were measured at approximately 230 locations in the period of 2010-2017 (Figure 1). Those locations cover all the sandy beach zones in Thailand and each zone had at least one measurement location. At each location, sand samples were collected at the wet zone of the foreshore to find the grain size diameter  $(d_{50})$  through standard sieve analysis. The beach slopes were obtained from beach profiles and measured by an angle meter in some areas where beach profiles were not measured. Angle meter was use at the same during sand sampling.



Figure 1. Sandy beach zones in Thailand and locations of data sampling (red dot) and tide gauge stations used in this study (blue dot).

The beach width at each coastal zone was measured using satellite images from the Google Earth application. The visible beach body bounded by the mainland area and the sea is defined as the existing beach area. The image of beach body was then digitized into a polygon by using GIS to calculate the area. The beach body area divided by its length formed the average beach width. However, there were concerns over the date and time of the captured image, which could result in an uncertainty in the beach width calculation because of variations in tidal conditions (Allenbach *et al.*, 2015). This study tried to avoid the problem by

performing tidal corrections, which are intended to adjust the beach width at an actual tide to the beach width at mean sea level conditions. By acquiring the date and time (in hours) that the image was taken at a certain location, the actual water level was read through the nearest station's hourly water level record. The estimated capture time, in hours, of the image was based on the solar height and the length of the shadow of the vertical object on the horizontal surface on the earth (Hoang et al., 2016). The difference between the actual water level and the mean sea level multiplied by the beach slope gives the corrected distance. The synoptic beach width was obtained through the combination of corrected distance and the averaged beach width from the satellite image. Although, the method of tide correction cannot provide highly accurate beach width, it is better than no tidal effect consideration. The satellite images were captured during 2009-2015. The water level records were obtained from the Marine Department of Thailand. Figure 1 shows the locations of the 22 tide gauge stations, and each station has at least 5 years of data.

#### The Method of Future Beach Loss Projection

The projection of future beach loss due to SLR along Thailand's coastlines was determined through the 1D analytical model. This model was developed based on the Bruun rule (Bruun, 1962) by Mimura *et al.* (1994) and have already been applied to estimate the beach loss for entire Japan coasts (Udo and Takeda, 2017). The equations below demonstrate the formulae constructed for the model, and the parameters required to apply the formulae. In detail, the Bruun rule (Equation 1) could be applied under the assumption that the beach profile can maintain its equilibrium shape over a long term when sea level rises. It also assumes that sand is moved from the shore face to accumulate on the lower part of the profile with the amount equal to the SLR.

$$\frac{\Delta y}{y_*} = -\frac{S}{h_* + B_h} \tag{1}$$

where  $\Delta y$  is shoreline retreat,  $y^* =$  horizontal distance to the depth of closure,  $h^*$ , S = sea level rise, and  $B_h$  is the berm height. Equation 2 describes the equilibrium profile, which significantly relies on the grain size (Dean, 1991), and it is delimited by its seawards distance at the depth of closure (DoC), where sediment transport by waves is neglected.

$$h = Ay^{2/3} \tag{2}$$

173

where h = water depth, A = scaling parameter based on sediment size (d₅₀), and y = distance in the seaward direction. Equation 3 is used to determine the DoC (Nicholls *et al.*, 1996) by using a significant wave height and period with probability of 12 h per *t* years exceedance data.

$$h_* = 2.28H_{e,t} - 68.5(\frac{H_{e,t}^2}{gT_{e,t}^2})$$
(3)

where  $H_{e,t}$  = significant wave height that is exceeded 12 h per *t* years,  $T_{e,t}$  = significant wave period with 12-hour-per-*t*-year exceedance, and g = gravitational acceleration. After obtaining the DoC (h*), it is substituted into Equation 2 to find y*. Equation 4 (Takeda and Sunamura, 1983) and 5 (Sunamura, 1983) are used

to calculate the berm height  $(B_h)$ , which requires an entire-period average significant wave data and period.

วิศวกรรมทรัพยากรน้ำและเทคโนโลยี

$$B_h = 0.125 H_b^{5/8} (gT_s^2)^{3/8}$$
⁽⁴⁾

where  $H_b$  = breaking wave height and  $T_s$  = mean significant wave period.

$$\frac{H_b}{H_s} = (\tan \alpha)^{0.2} \left(\frac{H_s}{L_s}\right)^{-0.25}$$
(5)

where  $H_s$  = mean significant wave height,  $tan\alpha$  = beach slope, and  $L_s$  = significant wave length. When all parameters are altogether collected with the SLR data (*S*), they are substituted into equation 1 to compute the distance of retreated shoreline ( $\Delta y$ ).



Figure 2. Ensemble-mean regional sea level rise (m) around Thailand's coastlines in 2081–2100 relative to 1986–2005 period projected by IPCC (2013) using 21 CMIP5 models for (a) RCP2.6, (b) RCP4.5, (c) RCP6.0 and (d) RCP8.5. The white space indicates no data.

Regarding SLR data, this study uses the ensemble-mean regional SLR data (1 degree latitude-longitude resolution) of 21 CMIP5 models for the RCP2.6, RCP4.5, RCP6.0, and RCP8.5 scenarios and the data of each 21 CMIP5 model for the RCP4.5 scenario in 2081–2100 relative to 1986 - 2005 (IPCC, 2013). In total, the ensemble-mean sea level rise data range between 0.34 m – 0.41 m for RCP2.6, 0.21 m – 0.49 m for RCP4.5, 0.42 m – 0.51 m for RCP6.0 and 0.55 m – 0.65 m for RCP8.5. Figure 2 displays the ensemble-mean regional sea level rise data around Thailand's coastlines. The spatial distribution of sea level rise data around Thailand is generally similar. There are no significant differences among the gulf of Thailand, or the Andaman Sea side. The averaged ensemble-mean SLR along the entire coastline of Thailand are 0.39 m for RCP2.6, 0.46 m for RCP4.5, 0.48 m for RCP6.0, 0.61 m for RCP8.5.

For the wave data set, a 3-hour significantly reanalyzed wave data with 1 degree latitude-longitude resolution provided by The European Centre for Medium-Range Weather Forecasts (ECMWF) (ECMWF; see www.ecmwf.int) for 1980–2010 (30-year period) (Figure 2) are used to compute  $H_s$ ,  $T_s$ ,  $H_{e,t}$ , and  $T_{e,t}$ .  $H_s$  and  $T_s$  are determined using the significant wave height and wave period averaged over the 30-year period, respectively, while  $H_{e,30}$  and  $T_{e,30}$  are determined using the 12-h exceedance significant wave height and over the 30-year period. The time period 1980-2010 was selected, as these years overlap with historical referenced SLR data. According to Figure 3, the Andaman Sea side wave characteristics are noticeably larger than

those in the Gulf of Thailand side. The  $H_s$  ranges between 0.37 m – 1.0 m, while the  $H_{e,30}$  ranges between 1.30 m – 3.72 m along the coastlines of Thailand. Although data in some areas are lacking (as shown in the white space in Figure 3), the SLR and the wave data are applied to the nearest center-point of the beach at each zone. It should be noted that for a nearly 100-year projection, consideration must be given to future wave conditions. However, the projection of potential future wave climate contains some major uncertainties (Wang and Swali, 2006). This study used the most recent and exact data set (*i.e.*, sediment size, slope, significant uncertainties and attempted to analyze only sea level variations among 4 RCP scenarios, 21 CMIP5 models and sedment size.



Figure 3. The 3-h significantly reanalyzed wave data with 1-degree latitude-longitude resolution provided by ECMWF for 1980 to 2010 period; (a) significant wave height ( $H_s$ ) and (b) 12-h exceeded significant wave height for 30 years period ( $H_{e,30}$ ). The white space indicates no data.

Regarding the protections, 10% of Thailand's sandy coastlines are protected by seawalls and revetments, and 3% are defended by other types of structures (DMCR, 2014). This study considered the presences of seawalls and revetments at each coastal zone by assuming that shoreline retreat stops at the landwards boundary where the protections exist. For the remaining areas, the shoreline can retreat onto the upland zone.

#### RESULTS

#### The Database of Beach Characteristics

The spatial distributed map of the average beach width for each coastal zone is depicted in Figure 4a; in general, existing dry beach widths are rather small. The entire average width is 35 m though 46 zones (out of 51) have less than 50-m width. The Ezone apparently has thinner widths (average of 20 m), while wider beach widths are apparently located in the S-zone (average of 34 m) and the A-zone (average of 37 m). The national total beach area at the current situation is calculated to be approximately 55 km² by the sum of the beach width multiplied by zone length at all the coastal zones. It should be remarked that beach width at each coastal zone is determined at the mean sea level condition. Figure 4b and 4c show distribution map of average beach slope and mean grain size diameter (d50) for each coastal zone, respectively. In total, the spatial distributions of beach slope and mean sediment size are not significant. However, they indicate that, in most of the zones, sediment sizes range between 0.2 mm - 0.5 mm, and the entirely-averaged sediment size is

approximately 0.3 mm. Meanwhile, the total-averaged beach slope is approximately  $7^{\circ}$ .

#### The Future Beach Loss Projection

The future projected beach loss rate in 2081-2100 relative to the reference period 1986-2005 for an ensemble-mean reginal SLR for 4 RCP scenarios are approximately 45.8% for RCP2.6 (25.36 km²), 55.0% for RCP4.5 (30.49 km²), 56.9% for RCP6.0 (31.51 km²) and 71.8% for RCP8.5 (39.77 km²) (Figure 5). The sensitivities of SLR and sediment size are shown in Figure 6a. It demonstrates the range of beach loss for entire coastlines when the same rate of SLR is applied. The points are the loss rates due to the national-averaged rate of SLR by the RCP scenarios; however, the line indicates the loss rate when the same sediment size of 0.3 mm is applied at all beaches. The shaded area is determined by uniformly applying the sediment size of 0.2 (upper bound) to 0.5 mm. (lower bound). At 1-m SLR, the total beach loss rate could be over 147%, and the uncertainty in sediment size could reach a maximum of 70%. Furthermore, the uncertainty caused by different CMIP5 models is approximately 22%, because the rates of projected beach loss range from 49.1% (27.22 km²) using MPI-ESM-LR to 73.4% (40.63 km²) using MIROC-ESM-CHEM for RCP4.5 (Figure 6b).



Figure 4. Distribution map of zone averaged (a) existing beach width, (b) beach slope and (c) sediment size

In this study, the loss rate is the proportion of retreat distance  $(\Delta y)$  over the present beach width. Figure 7 illustrates the present beach width for each zone compared with the future beach widths. The results indicate that, based on the SLR of 0.34 m - 0.41 m(the lowest RCP2.6 scenario), sandy beaches in 36 zones are projected to lose 50% of their existing beach widths, among which 8 zones will retreat by their maximum widths and shifted landwards (see Figure 7a). The highest SLR scenario (RCP8.5) of 0.55 m - 0.65 m along Thailand's coastlines will further exacerbate the situation. The beaches in 48 zones are projected to retreat by 50% and 23 zones will disappear in the future (see Figure 7b). The future shoreline retreat is projected to be larger at the A-zone (zone average of 24 m for RCP2.6 and 38 m for RCP8.5) compared to the E-zone (16 m for RCP2.6 and 25 m for RCP8.5) and the S-zone (15 m for RCP2.6 and 23 m for RCP8.5). The retreats at the E-zone and S-zone are similar; however, beaches in the E-zone seem vulnerable to erosion because they have smaller widths than beaches in the S-zone at present.

Furthermore, the wave regime plays an important role on the projections. The projected retreats at the A-zone are larger than those at the GOT side because the wave energy is larger at the Andaman Sea side.



Figure 5. The projected beach loss rate and area in 2081–2100 relative to 1986–2005 based on ensemble mean sea level rise for 4 RCP scenarios.



Figure 6. The projected beach loss rate (a) when apply the same rate of SLR along Thailand's coastlines. The points show the projected rate using SLR in 2081-2100 for RCP scenarios. The line means the projected loss using 0.3-mm sediment size for entire beaches and uncertainty based on sediment size of 0.2 mm - 0.5 mm is shown in shading area. (b) The projected loss rate based on ensemble mean SLR calculated by 21 CMIP5 models for RCP4.5 scenario.



Figure 7. Present and future beach widths after SLR (gray and red bars, respectively) in 51 coastal zones for (a) RCP2.6 and (b) RCP8.5. The horizontal axis represents the landward boundary and the minus value means the distance that shoreline shifts onto the mainland area.

#### DISCUSSION

This study projected the future beach loss due to SLR based on different RCP scenarios; however, the projections include some uncertainties. The beach slope, grain size and the beach width used in these projections were measured in different years and seasons. These parameters have temporal variation and the beach loss can be sensitive with varying sediment sizes (Udo and Mano, 2010). In addition, there is an uncertainty regarding the DoC. Owing to the different methods used for DoC calculation, the output recession can be varied (Ranasinghe, Callaghan and Stive, 2012). It is impossible to confirm the applicability of the DoC equation to the Thailand coasts because sufficient data do not exist; however, it is necessary for future studies.

#### CONCLUSIONS

The study developed a database including grain size, slope and beach width of sandy beaches along Thailand's coastlines, and projected the future beach loss due to sea level rise in 2081-2100 based on RCP scenarios using the Bruun rule. The results indicated that present beaches have rather small widths, and national beach loss rates in the future are projected to be more than 45.8% even for the lowest RCP2.6 scenario. The projected loss rate may reach a maximum of 71.8% where 23 beach zones will be completely lost. The SLR could cause significant shoreline recession along all of Thailand's coasts in the future, and this requires urgent attention. The results will be helpful for coastal managers or/and policy-makers to assess further adaptation strategies corresponding to each SLR scenario, such as the construction of seawalls, dykes or supplementing beach nourishment.

#### ACKNOWLEDGEMENT

This research was supported by Advancing Co-Design of Integrated Strategies with Adaptation to Climate Change in Thailand Project (ADAP-T).

#### LITERATURE CITED

- Allenbach, K.; Garonna, I.; Herold, C.; Monioudi, I.; Giuliani, G.; Lehmann, A., and Velegrakis, A. F, 2015. Black Sea beaches vulnerability to sea level rise. *Environmental Science and Policy*, 46, 95–109.
- Bruun, P., 1962. Sea-Level rise as a cause of shore erosion, *Journal Waterways and Habors Division*. ASCE, 88, 117-132.
- Church, J. A., and White, N.J., 2011. Sea-Level Rise from the Late 19th to the Early 21st Century. *Survey in Geophysics*, 32, 585–602.
- Church, J.A.; Clark, P.U.; Gregory, J.M.; Jevrejeva, S.; Levermann, A.; Merrifield, M.A.; Milne, G.A.; Nerem, R.S., Nunn, P.D., Payne, A.J.; Pfeffer, W.T.; Stammer, D., and Unnikrishnan, A.S., 2013. Sea-Level Rise by 2100. *Science*, 342, 1445–1447.
- Cooper, J.A.G., and Pilkey, O.H., 2004. Sea-level rise and shoreline retreat: Time to abandon the Bruun Rule. *Global and Planetary Change*, 43(3–4), 157–171.
- Dean, R.G., 1991. Equilibrium beach Profiles: characteristics and applications. *Journal of Coastal Research*, 7, 1, 53-84.
- Dean, R.G., and Houston, J.R. 2016. Determining shoreline response to sea level rise. *Coastal Engineering*, 114, 1–8.

- Department of Coastal and Marine Resources Staff, 2014. *Thailand's Coastal Erosion: Circumstances and Management.* Prathumthani, Thailand: Department of Coastal and Marine Publication, ISBN:978-616-91902-3-3. 265p (in Thai).
- Hinkel, J.; Lincke, D.; Vafeidis, A.T.; Perrette, M.; Nicholls, R.J.; Tol, R. S. J.; Marzeion, B.; Fettweis, X.; Ionescu, C., and Levermann, A., 2014. Coastal flood damage and adaptation costs under 21st century sea-level rise. *Proceedings of the National Academy of Sciences of the United States of America*, 111(9), 3292–3297.
- Hoang, V.C.; Tanaka, H.; Mitobe, Y. and Duy, D.V., 2016. Tidal correction method for shoreline position extracted from Google Earth images. *Journal of Japan Society of Civil Engineers, Ser. B2 (Coastal Engineering)*, B3-72, I_61-I_66 (In Japanese).
- Intergovernmental Panel on Climate Change (IPCC), 2013. Climate Change 2013. The Physical Science Basis. Working Group I Contribution to the IPCC 5th Assessment Report – Changes to the Underlying Scientific/Technical Assessment (IPCC-XXVI/DOC.4).
- Mimura, N.; Inoue, K.; Kiyohashi, M.; Izumiya, T., and Nobuoka, H., 1994. Assessment of sea-level rise impact on sandy beaches (2) — Verification of predictive model and national assessment. *Proceeding of Coastal Enginnering*, 41, 1161– 1165 (in Japanese).
- Nicholls, R.J.; Birkemeier, W.A., and Hallermeier, R.J., 1996. Application of the depth of closure concept. *Proceeding of* 25th Coastal Engineering Conference, pp. 3874–3887.
- Putcharapitchakon, K., and Ritphring, S., 2012. Sea Level Change in Thailand. *Ladkrabang Engineering Journal*, 29(3), 55–60 (in Thai).
- Ranasinghe, R.; Callaghan, D., and Stive, M. J. F., 2012. Estimating coastal recession due to sea level rise: beyond the Bruun rule. *Climatic Change*, 110, 561–574.
- Sojisuporn, P.; Sangmanee, C., and Wattayakorn, G., 2013. Recent estimate of sea-level rise in the Gulf of Thailand. *Maejo International Journal Science Technolgy*, 7(2), 106–113.
- Stive, M.J.F.; Aarninkhof, S.G.J.; Hamm, L.; Hanson, H.; Larson, M.; Wijnberg, K.M.; Nichools, R.J., and Capobianco, M., 2002. Variability of shore and shoreline evolution. *Coastal Engineering*, 47(2), 211–235.
- Sunamura, T., 1983. Coastal and beach changes by waves. Transactions, *Japanese Geomorphological Union*, 4, 179–188 (in Japanese).
- Takeda, I., and Sunamura, T., 1983. Formation and spacing of beach cusps. *Proceeding of Coastal Engineering*, 26, 121–135 (in Japanese).
- Udo, K., and Mano, A., 2010. Backshore coarsening processes triggered by wave-induced sand trans- port: The critical role of storm events, *Earth Surface Processes Landforms*, 35, 1269–1280.
- Udo, K., and Takeda, Y., 2017. Projections of Future Beach Loss in Japan Due to Sea-Level Rise and Uncertainties in Projected Beach Loss. *Coastal Engineering Journal*, 59(2), 1740006.
- Wang, X., and Swail, V., 2006. Climate change signal and uncertainty in projections of ocean wave heights. *Climate Dynamic*, 26, 109–126.



## River Discharge and Reservoir Operation Assessment under a Changing Climate at the Sirikit Reservoir







**THA 2017 International Conference on** "Water Management and Climate Change Towards Asia's Water-Energy-Food Nexus" 25 - 27January 2017, Bangkok, Thailand.

#### River Discharge and Reservoir Operation Assessment under a Changing Climate at the Sirikit Reservoir

MANEE Donpapob^{, a *}, TACHIKAWA Yasuto^{2,b}, ICHIKAWA Yutaka^{3,c}and YOROZU Kazuaki^{4,d}

Abstract The large scale reservoir plays an important role in modern water resources management by regulating the water to address severe flood and drought problems. Therefore, the proper planning of water resource availability based on uncertainty climate change impact is very necessary. The objective of this study is to evaluate the changes of water storage and outflow based on present and past operation with the different future reservoir inflow data by using Atmospheric General Circulation model (MRI-AGCM3.2S) forcing data which is jointly developed by Meteorological Research Institute of Japan and Japan Meteorological Agency. For each 20-km grid cell, the surface runoff generation of MRI-AGCM3.2S was used to simulated river discharge at the Sirikit reservoir by a distributed flow routing model (1K-FRM) based on the kinematic wave theory. In this study, distribution mapping methods are applied to raw daily river discharge simulated data for remove systematic bias between model and observed data. After bias correction to daily discharge achievement, the future corrected reservoir inflow of different scenarios were given to reservoir operation model algorithms and using the Artificial Neural network (ANN) for calculation the future release flow and reservoir storage based on remain the downstream water requirement and amount of water losses in this reservoir same as present climate condition. The evaluation of future reservoir operation based on present rule curve will show the necessary decision way to revise or improve current operation to adapt to probably water resources availability.

**Keywords** Artificial Neural Network, Flow Routing Model, Atmospheric General Circulation Model, Bias Correction

MANEE Donpapob Department of Civil and Earth Resources Engineering Kyoto University Kyoto, Japan manee.donpapob.85v@kyoto-u.jp

TACHIKAWA Yasuto tachikawa@hywr.kuciv.kyoto-u.ac.jp

ICHIKAWA Yutaka icichikawa@hywr.kuciv.kyoto-u.ac.jp



YOROZU Kazuaki yorozu@hywr.kuciv.kyoto-u.ac.jp

#### Introduction

Water is indispensable for all forms of life and is needed, in large quantities, in almost all human activities. According to the 2013 Intergovernmental Panel on Climate Change (IPCC), the global water cycle will change, with increases in disparity between wet and dry regions, as well as wet and dry seasons, with some regional exceptions. Water resources is an increasingly limited and highly essential resource for many countries where agriculture is the main income of the economy corresponding with ensures the well-being of the people. The proper planning of water resource availability based on uncertainty climate change impact is very necessary; because, the projection of hydrologic inflow data can support and help government stakeholder and reservoir operator to adapt their decision making to release the water subjected to the rule or constraint in advance and be consisted of the sustainable development plan in future. The large scale reservoir plays an important role in modern water resources management by regulating the water to address severe flood and drought problems. It is the effective tool to store water when severe flood occurs for mitigation of the huge loss, damage of lives and economics. Not only the excess water resource problem, but the inadequate water supply in Thailand also experienced the extreme drought. Therefore, to investigate the current reservoir operation is an important and interested finding to respond to future climate change for water management effectively and cope with future flood event as well. Therefore, the proper planning of water resource availability based on uncertainty climate change impact is very necessary. The objective of this study is to evaluate the changes of water storage and outflow based on present and past operation with the different future reservoir inflow data by using Atmospheric General Circulation model (MRI-AGCM3.2S).

#### Study area

The Sirikit reservoir with coverage catchment area of  $13,130 \text{ km}^2$  is located of the midstream of Nan River basin in Thailand as shown in **Fig.1**. The upstream of the Sirikit reservoir is a mountainousarea which is not affected by major flow regulations or any other direct human activities impacts.



**Fig.1** Map showing the study area, reservoir location and spatial 20 km x 20 km square grid of MRI-AGCM3.2S.

The continuous time series data of observed inflow into the reservoir is available for the period of 1974-2013 (40 years). Its climate is tropical with distinctly clear dry and wet seasons. The seasons are defined as follows: the dry season starts from November until April and the wet season starts from May until October.

#### **Methodol ogy**

The overall of this research can be divided into river discharge prediction part and reservoir operation assessment part for present and future climate scenarios. To estimate river flow for water resource assessment, the hydrological model is widely represented the interaction between hydrologic cycle element such as soil Moisture, river precipitation. flow and evapotranspiration. Several impacts of climate change studies with distributed hydrological model were conducted at the Chao Phraya River Basin in Thailand (Wichakul et al., 2015; Hunukumbura and Tachikawa, 2012). In this study, the 1K-FRM distributed flow routing model was chosen to handle input spatial data such as gridded rainfall; therefore, this model can applicable to access reservoir inflow under a changing climate as well. 1K-FRM is originated development in Hydrology and Water Resources Research Laboratory at Department of Civil and Earth Resources Engineering, Kyoto University.1K-FRM is a distributed flow routing model based on kinematic wave flow approximation. The kinematic wave model is conduct to all rectangular elements gridded to link the water to downstream associate with the derived catchment model. Basically, the selecting of Digital Elevation Model (DEM) data used in catchment model is HydroSHEDS (Hydrological data and maps based on SHuttle Elevation Derivatives at multiple Scales) provides hydrographic information in a comprehensive and consistent format for both local and global-scale applications (Lehner, 2006).1K-FRM used 30 arc-second resolutions (approximately 1 kilometer at

near equator area) as a catchment model. The flow direction is defined into 8 directions which assigns flow depends on the different elevation with in a direction of steepest downward slope as illustrated in **Fig. 2**.The basic kinematic wave equation for each rectangular slope elements is

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q_L(x,t) \tag{1}$$

where t denotetime; A is the cross-sectional area; Q is discharge; and  $q_L(x,t)$  is the lateral inflow per unit length of each slope element. Another equation used to solve above equation is the relationship of Manning type of the discharge and a rectangular cross-section area of each cell as follows:

$$Q = \alpha A^m, \alpha = \frac{\sqrt{i_o}}{n} \left(\frac{1}{B}\right)^{m-1}, m = \frac{5}{3}$$
(2)

where  $i_o$  is slope gradient; n is the Manning's roughness coefficient; and B is the width of the flow. There are two main parameters inside 1K-FRM model which consist of the Manning's roughness coefficient for the slope unit ns and Manning's roughness coefficient for the river channel unit cell  $n_r$ . In this study, the parameter of  $n_s = 0.03 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$  and  $n_r = 0.1 \text{ m}^{-1/3}$  s were used for the suitable values.

General circulation models (GCMs) have been commonly used in climate change impact studies. The several studies of application to use GCMs in Chao Phraya River Basin and surrounding River Basin were conducted. For instance, Hunukumbura and Tachikawa (2012) utilized the runoff projected by MRIAGCM3.1S, which showed the increasing of extreme discharge at the upper part of Chao Phraya River Basin and the decreasing of monthly discharge in October at the Pasak River basin. Kure and Tebakari (2012) showed the increased tendency of the mean annual river discharge and annual maximum daily flow at the NakhonSawan station located at the downstream of the four major rivers in the in upper Chao Phraya River Basin using the precipitation and temperature projected by MRI-AGCM3.1S and MRI-AGCM3.2S. Champathong et al. (2013) assessed the uncertainty of river flow projections using the outputs of MRIAGCM3.1S and MRI-AGCM3.1H.Kitpaisalsakuiet al. (2016) also used MRI GCM data to assesses the impact of climate change on reservoir operation in Central Plain Basin of Thailand.

The GCM outputs used for this research were gridded runoff generation data from MRI-AGCM 3.2S (Mizuta et al., 2012), where 'S' refers to super-high resolution developed by Japan Meteorological Agency (JMA) and the Meteorological Research Institute (MRI). The AGCMs grids covering the Sirikit reservoir study area were total of 88 grids (8 columns and 11 rows) with the spatial resolution 0.1875 degree (approximately 20 km), located between the latitude of 17 degrees 42 minutes and 19 degrees 35 minutes north and the longitude of 100 degrees 7 minutes and 101 degrees 26 minutes east. To obtain the high resolution of climatic forcing data is to used downscaling technic by an atmospheric general circulation model (Kitoh et al.,

2015). The high-resolution that is obtain the observed or projected sea surface temperature (SST) as boundary condition. This type of mechanism simulations, which uses the observed present day inter-annually varying SST plus ensemble mean future SST changes obtained by CMIP-class models, can minimize the effects of climate model bias. Based on the SST data of 28 CMIP5 model, the different SST spatial patterns are analyzed by a cluster analysis of these 28 CMIP5 model. After that, the 28 CMIP5 modelclassified into 3 clusters from 8, 14 and 6 models of cluster 1, cluster 2 and cluster 3, respectively.

That model has a horizontal resolution of triangular truncation 959 (TL959) and a vertical resolution of 64 levels (top at 0.01 hPa) to transform grid uses 1920* 960 grid cells with corresponding to approximately a 20 km grid interval. The 20-km mesh MRI-AGCM3.2 was employed in each 25-year timeslice experiment for the present-day climate (1979-2003) and late 21stcentury climate (2075-2099) scenarios with the Representative Concentration Pathway (RCP) 8.5 that refers to the final radiative forcing achieved by the year 2100 around 8.5 watts per square meter  $(W/m^2)$ . Moreover, the cluster analysis also analyzed the ensemble SST to classify the characteristic pattern of SST into three groups as following 1) cluster 1: Uniform warming in the tropics zone pattern or in the both hemispheres, 2) Cluster 2: Larger warming over the central equatorial Pacific (so-called EI Nino-like pattern) and 3) Cluster 3: Larger warming in the north Indian Ocean and north-west Pacific pattern. Therefore, the future climate projection was combined of different SST (4 future SSTs) to assess the uncertainty of future water availability. However, for 20 km grid output data provide a new cumulus convection scheme (Yoshimura et al, 2015), called the "Yoshimura scheme" only. For each 20-km grid cell, the various hydrological components of MRI-AGCM 3.2S such as precipitation, evaporation, transpiration and surface runoff generation were calculated through the land surface scheme as shown in Fig 2. The runoff generation of MRI-AGCM3.2S was used to simulated river discharge at the Sirikit reservoir by a distributed flow routing model based (1K-FRM) on the kinematic wave theory(Tachikawa and Tanaka, 2013).All period of simulation has been performed at a spatial resolution of 1 km and temporal resolution of one day. For the verification data, the observed time series of daily inflow was obtained from the Electricity Generating Authority of Thailand (EGAT).

A recent bias correction method based on a relationship of cumulative distributions (CDFs) of the GCMs and observation data has been commonly used for hydrologic simulations and climate change studies. The distribution mapping technique adjusts all particles of the cumulative distribution function (CDF) of projected data with GCM outputs by using the CDF of observation and construct a transfer function to convert the projected data using GCMs to corrected data.



Fig.2 The framework diagram river discharge simulation.

a) Land surface generation data of MRI-AGCM3.2S fed into river discharge simulation in a grid. b) Schematic drawing of a catchment and flow routing model using HydroSHEDS DEM.

All bias correction methods of quantile mapping have to initiate by 1) sorting long-term observation and simulation river discharge data to create CDFs for each calendar month (Jan-Dec); 2) correcting bias in the frequency and intensity distribution on each different method; and 3) rearranging corrected data back to the original time series.

The classical distribution quantile mapping (eQM) is expressed by setting the pair with the same non-exceedance probability as follow

$$Q_{c}^{*} = F_{obs,C}^{1}(F_{raw,C}(Q_{raw,C}))$$
(3)

where O* is the corrected river discharge value, Oraw,C is the raw original river discharge value and stands for the inverse function of CDFs of the observed daily discharge, and accordingly Fraw, C as the CDFs of the discharge projected river using MRI-AGCM3.2S.However, for the application of eQM method to the future climate condition, if we assume that the transfer function is stable and follows the same current climate condition. Li et al. (2010) proposed the eQM with the difference of CDFs or referred to as equidistant CDF matching (EDCDF_m) to calculate by adding the difference between CDFs of GCM and observation river discharge during future climate condition as following equation:

$$Q^{*} = Q_{raw,P} + [F_{obs,C}^{-1}(F_{raw,P}(Q_{raw,P})) - F_{raw,C}^{-1}(F_{raw,P}(Q_{raw,P}))] (4)$$

where,  $Q_{raw,P}$  is the original river discharge value for the future projection period. The  $F_{obs,C}^{-1}$  and  $F_{raw,C}^{-1}$  stand



for the inverse function of CDFs of the observations and raw GCMs during present climate period, respectively.

Moreover, The gamma distribution with shape parameter  $\beta$  and scale parameter  $\alpha$  is defined as:

$$f(x) = x^{\alpha - 1} \cdot \frac{1}{\beta^{\alpha} \cdot \Gamma(\alpha)} \cdot e^{\frac{-x}{\beta}}; x, \alpha, \beta > 0$$
 (5)

where  $\Gamma$  is the gamma function. In this study, the shape and scale parameter were fitted with observation and GCMs projection on each calendar month. The gQM method is a parametric correction method which can be expressed as:

$$Q_c^* = F_Y^{-1}(F_Y(Q_{raw,C} | a_{raw,C}, \beta_{raw,C}) | a_{obs,C}, \beta_{obs,C})$$
(6)

$$Q_{p}^{*} = F_{Y}^{-1}(F_{Y}(Q_{raw,P} | \alpha_{raw,C}, \beta_{raw,C}) | \alpha_{obs,C}, \beta_{obs,C})^{(1)}$$

Maneeet al. (2016) found the equidistant CDF matching (EDCDFm) and the empirical with gamma distribution quantile mapping (gQM) methods showed the good overall performance and applicable to potentially changed climate condition in term of less bias of water balance and proper for adjusted peak river discharge.

For reservoir operation assessment part aims to estimate the future water storage and to evaluate the tendency of excess water use (flood risk) and insufficient water use (drought risk) by given the bias-corrected river discharge based on the methodology of previous section. The Flowchart of reservoir simulation procedure for calculated future reservoir outflow and storage is shown as Fig. 3. Kim et.al (2009) investigated the adaptability of current dam operation rules under climate change condition to a dam in the upper part of Tokyo, Japan based on AGCM20 input data. The Artificial Neural Network (ANN) is selected to learn the past reservoir operation and transferred to the machine learning. The relationship of storage and reservoirs inflow is important to give through covariates (also known as input variables) and response variables (also known as output variables) is represented as release flow of reservoir. The ANN consists of the neurons are organized in layers, which are usually fully connected by synapses. A synapse can only connect to subsequent layers. The input layer consists of all covariates in separate neurons and the output layer consists of the response variables.



Fig.3 Flowchart of reservoir simulation for future reservoir outflow and storage.

The layers in between input and output layers are referred to as hidden layers, as they are not directly observable. Input layer and hidden layers include a constant neuron relating to intercept synapses. The number of hidden layers and numbers of nodes in each hidden layer are usually determined by a trial-and-error procedure (Govindaraju, R. S., 2000); therefore, the output of a node in a layer is only a dependent on the inputs it receives from previous layers and the corresponding weight.

This neural network models the relationship between the two covariates (inflow and water storage) and the response variable outflow.There are twelve neural networks which are constructed by separating reservoir operation data (reservoir inflow, outflow and water storage) into on different each calendar month. For the future outflow estimation, the analysis was calculated by bias-corrected inflow as an input to reservoir and setting the daily loess in the reservoir based on 40 years historical reservoir operation. Lastly, the general water balance equation was used to calculate the future reservoir storage as

$$S_{t+1} = S_t + I_t \cdot O_t \cdot Loss_t \tag{8}$$

where t stands for the month,  $S_{t+1}$  stands for next day reservoir storage,  $S_t$  is current reservoir storage,  $I_t$  is daily inflow to reservoir,  $O_t$  is the daily outflow that is acquired from different model structure of ANN and Loss, is total daily losses from reservoir. In this study, the losses from reservoir were calculated by the different water storage from general water balance equation and the observed water storage. According to the various the future river discharge projection was conducted before given to reservoir operation model, the initial reservoir storage setting is also important to control reservoir storage at the initial condition. So the initial reservoir storage condition is defined into three different level as follow, normal condition (at 8,250 MCM), upper rule curve condition on January, 1st (at 9,494 MCM) and lower rule curve condition on January, 1st (at 6,405 MCM).

#### **Results and discussion**

The results of average daily reservoir inflow of biascorrected river discharge at Sirikit dam during present climate (1979-2003) were summarizes in the flow duration curve plot for comparison the characteristic of high and low flow between reservoir inflow observation and both bias-correctedriver discharge as shown in **Fig4**.

 Table 1
 Summary of ensemble simulation name for future experiment.

For the changes in river discharge through Sirikit reservoir under a changing climate. The majority cases of the future annual reservoir inflow are higher than present observed Sirikit reservoir except the c1_gQM and c2_gQM. The amount of water resources availability in the future climate experiment showed that the reservoir inflow with SST of c3 pattern reproduce a highest value. However, after applying bias-corrected reservoir inflow data can cause the contrast of low flow occur in the case of reservoir inflow with SST of c2 pattern as shown in **Fig.5** and **Fig.6**.

#### Comparison release flow simulation and observation during 1974-2013

The output of reservoir operation based on the Artificial Neural Network (ANN) have been evaluate by compared with the observed outflow from 1974-2013.



**Fig.4** The total-flow duration curve between observation, raw simulation and bias-corrected river discharge at Sirikit dam during present climate (1979-2003).



**Fig.5** The total-flow duration curve between observation, raw simulation and bias-corrected river discharge (gQM method) at Sirikit dam during future climate (2075-2099).



**Fig.6** The total-flow duration curve between observation, raw simulation and bias-corrected river discharge (EDCDF_m method) at Sirikit dam during future climate (2075-2099).

The best simulated results of average monthly outflow and water storage showed a good performance and reasonable to utilized for the future release flow assessment under the impacts of climate change. Fig.7 showed that the average outflow simulation performed well with the small difference between average outflow and water storage. However, the amount of outflow in particular month found some error for monthly outflow analysis as shown in Fig.8.

Lastly, the future reservoir storage and outflow simulation under different scenarios showed that in percentage of changes in **Table 2** for water storage and **Table 3** for water release of different reservoir inflow projection data. The limitation of this projection is to assume the same rate of downstream water requirement and reservoir loss during present climate condition. According to the **Table 2**, the tendency of future storage might be decreasing of all scenarios with bias-corrected gQM cases of reservoir inflow projection data.



**Fig.7** The average monthly observed and simulated outflow during 1974-2013.



Fig.8 Comparison of monthly outflow observation and simulation by ANN

Furthermore, the future storage water storage of biascorrected Mean_EQCDFm and c1_ EQCDFm showed the decreasing water storage from January until July and increasing water storage from August until December. For c2_ EQCDFm and c3_ EQCDFm cases showed the increasing water storage trend throughout the year. The overall water release flow results showed the reasonable and matching with the relationship of water storage. For instance, the tendency of future water release might be decreasing of all scenarios with bias-corrected gQM cases.

**Table 2** The percentage of water storage changes oneach different reservoir inflow projection data.

Scenarios	Initial Storage	Jan	Feb	Mar	Apr	May	Jun	Jul	Aug	Sep	Oct	Nov	Dec
Observed	normal	6,742	6,406	5,900	5,316	4,847	4,675	4,780	5,466	6,406	6,918	6,931	6,776
EDCDFm_Ensembl eMean	Upper	2.26	0.36	-0.68	-0.87	-0.28	-0.40	2.14	2.79	4.47	6.57	6.36	5.21
	Normal	0.28	-1.69	-3.02	-3.77	-3.80	-4.16	-1.43	0.15	2.83	5.24	5.10	3.93
	Lower	-1.39	-3.33	-4.64	-5.33	-5.22	-5.43	-2.58	-0.76	2.14	4.68	4.55	3.33
	Upper	-0.15	-2.17	-3.32	-3.88	-4.22	-3.79	0.15	3.29	3.07	2.28	2.63	1.73
EDCDFm_c1	Normal	-0.95	-3.01	-4.42	-5.62	-6.43	-6.11	-1.92	1.99	2.53	2.19	2.58	1.68
	Lower	-2.21	-4.29	-5.75	-7.00	-7.75	-7.32	-3.05	1.15	2.14	1.95	2.38	1.48
	Upper	8.94	7.10	6.28	6.52	7.32	7.48	10.36	9.37	11.13	13.12	13.93	13.22
EDCDFm_c2	Normal	6.25	4.33	3.17	2.91	3.24	3.30	6.52	6.37	8.91	11.21	12.02	11.24
	Lower	4.41	2.52	1.38	1.22	1.73	1.99	5.32	5.41	8.11	10.48	11.29	10.45
EDCDFm_c3	Upper	12.35	10.61	9.70	9.15	8.68	9.11	14.15	16.19	15.11	15.36	15.86	15.35
	Normal	10.47	8.60	7.27	6.14	5.09	5.30	10.69	13.80	13.51	14.21	14.70	14.18
	Lower	8.76	6.84	5.54	4.48	3.73	4.23	9.74	13.05	12.94	13.71	14.19	13.67
	Upper	-3.15	-5.05	·6.10	-6.01	-4.79	-3.93	-1.93	-2.06	-1.09	0.39	0.13	-0.82
gQM_EnsembleMea	Normal	-5.88	-7.91	-9.33	-9.85	-9.22	-8.50	-6.22	-5.33	-3.44	-1.68	-1.91	-2.87
	Lower	-8.00	-10.02	-11.42	-11.82	-11.04	-10.21	-7.76	-6.60	-4.47	-2.62	-2.83	-3.87
	Upper	-2.42	-4.24	-5.16	-5.18	-4.89	-3.53	-2.01	-1.39	-0.56	-0.43	-0.40	-1.05
gQM_c1	Normal	-3.21	-5.05	-6.27	-6.83	-7.02	-5.82	-4.15	-2.84	-1.14	-0.55	-0.46	·1.11
	Lower	-4.62	-6.51	-7.80	-8.39	-8.51	-7.19	-5.39	-3.81	-1.77	-0.95	-0.80	-1.45
gQM_c2	Upper	-3.95	-5.83	-7.29	-7.31	-7.23	-6.51	-4.71	-4.89	-2.21	-0.79	-0.71	-1.22
	Normal	-6.93	-8.88	-10.53	-11.06	-11.21	-10.60	-8.29	-7.77	-4.50	-2.84	-2.75	-3.38
	Lower	-8.39	-10.25	-11.93	-12.40	-12.45	-11.64	-9.26	-8.57	-5.16	-3.46	-3.39	-3.90
	Upper	1.13	-1.08	-2.51	-3.36	-3.77	-3.15	0.55	1.37	1.76	3.54	3.80	3.04
gQM_c3	Normal	-1.33	-3.65	-5.45	-6.85	-7.74	-7.19	-3.16	-1.42	-0.15	1.86	2.12	1.31
	Lower	-2.86	-5.10	-6.91	-8.27	-9.07	-8.40	-4.23	-2.34	-0.90	1.19	1.45	0.71

 Table 3 The percentage of water release changes on each reservoir inflow projection data.

Scenarios	Initial Storage	Jan	Feb	Mar	Apr	May	Jun	Jul	Aug	Sep	Oct	Nov	Dec	DrySeason	WetSeason	Anna
Observed	normal	486	597	690	640	487	354	391	452	342	272	357	367	3,136	2,298	5,43
EDCDFm	Upper	·0.77	-3.37	-3.73	-3.94	-5.36	-1.12	2.17	7.42	21.03	35.86	10.91	-0.38	-1.19	7.89	2.6
Ensemble Mean	Normal	-0.70	-4.14	-1.25	-1.25	-2.30	-2.38	0.10	-2.50	14.93	31.23	10.95	-1.47	-0.35	4.59	1.5
	Lower	-2.17	-5.36	-2.93	-3.33	-5.37	-3.59	-1.05	-3.62	12.42	30.92	11.04	.0.51	-1.48	2.92	0.3
	Upper	-2.21	-4.17	-4.58	-2.96	-2.29	·3.05	-3.21	9.51	6.23	-1.51	-1.66	-2.30	-3.20	1.11	-1.3
EDCDFm_c1	Normal	-2.00	-4.34	-0.70	0.79	-0.87	-4.11	-7.94	1.40	-5.09	-5.07	-1.67	-2.34	-1.59	-3.25	-2.5
	Lower	-3.96	-4.83	-1.42	0.77	-2.24	-5.14	-8.49	-1.51	-9.94	-8.57	-2.17	-2.95	-2.28	-5.50	-3.6
EDCDFm_c2	Upper	·0.40	-7.39	-1.69	-1.21	-2.55	4.92	4.88	15.40	24.99	6.21	2.82	1.81	-1.55	8.53	2.3
	Normal	-1.09	-8.17	0.56	-0.53	-1.19	1.49	2.19	8.65	20.50	5.95	2.86	2.05	-1.14	5.80	1.8
	Lower	-3.27	-9.29	-1.40	-3.41	-4.30	-0.63	1.24	8.01	20.44	5.82	2.89	3.55	-2.53	4.51	0.4
EDCDFm_c	Upper	5.01	2.38	5.80	9.33	9.77	7.74	16.12	32.71	44.66	19.66	0.32	1.13	4.58	21.41	11.6
	Normal	5.07	2.84	9.41	10.79	13.28	5.44	11.22	22.72	36.42	19.57	0.24	0.28	5.66	17.76	10.3
	Lower	6.46	1.66	7.52	8.13	8.12	3.48	10.59	21.30	35.50	19.89	0.26	0.25	4.69	15.88	9.4
	Upper	-3.74	-4.05	-6.53	-8.56	-11.00	-5.80	-1.76	-3.71	-10.73	5.17	-0.37	-2.89	-4.91	-5.24	-5.0
gQM_Ense	Normal	-4.04	-4.10	-4.55	-6.39	-9.76	-7.97	-4.59	-13.68	-13.69	4.34	-0.35	-4.36	-4.26	-8.29	-5.5
monuteri	Lower	-5.73	-5.34	-6.90	-9.63	-11.94	-9.91	-6.16	-14.29	-14.50	3.96	-0.28	-1.95	-5.65	-9.61	•7.3
gQM_c1	Upper	-6.85	-5.10	·9.90	-11.73	-11.77	-8.51	-4.73	1.71	-3.07	-2.72	-0.18	-11.74	-8.00	-5.05	°6.1
	Normal	-7.15	-5.07	-6.14	-8.77	-9.62	-9.10	.7.12	-6.66	-15.69	-6.85	-0.18	-11.78	-6.61	·9.11	-7.6
	Lower	-7.59	-5.37	-6.94	-10.26	-11.85	-10.52	-8.30	-8.59	-21.03	-9.15	-0.20	-12.05	-7.25	-11.45	-9.0
gQM_c2	Upper	-11.98	-1.64	-7.53	-9.33	-4.99	-10.41	-4.88	-10.47	-20.35	-8.07	·0.90	-15.52	-7.64	-9.53	-8.4
	Normal	-11.50	-4.04	-6.16	-9.24	-6.00	-12.28	-10.79	-13.16	-22.79	-8.41	-0.95	-13.21	-7.44	-11.97	-9.3
	Lower	-14.43	-4.37	-7.63	-11.00	-8.58	-14.52	-11.19	-13.34	-22.98	-7.64	·1.10	.17.03	-9.11	-12.91	-10.3
	Upper	0.36	1.36	-1.53	-1.70	-6.80	-2.24	.11.40	-7.13	-15.55	-12.53	0.26	-7.28	-1.19	-8.92	-4.4
gQM_c3	Normal	0.23	0.89	1.23	-0.20	-6.41	-5.04	-15.15	-15.71	-19.38	-12.62	0.30	-7.37	-0.39	-12.18	-5.1
1																4

#### Conclusions

The tendency of future reservoir inflow after applying both the empirical distribution quantile mapping with difference between cumulative distribution functions (CDFs) of GCM and observation river discharge (eQM) and the empirical with gamma distribution quantile mapping (gQM) provides higher than present climate condition at Sirikit Reservoir.

Finally, the future reservoir storage and outflow simulation under different scenarios showed the tendency of future storage might be decreasing of all scenarios with bias-corrected gQM cases of reservoir inflow projection data. On the other hand, the scenarios with bias-corrected eQM cases of reservoir inflow projection data presented the increase storage due to high reservoir inflow on wet season as similarly with the water storage trend analysis.(Maneeet.al, 2015). The results indicated that, The SK dam seems to reduce the release flow due to decreasing bias-corrected gQM reservoir inflow. The overall water inflow and storage results showed the reasonable and matching with previous studies (Kitpaisalsakuiet.al, 2016).

#### Acknowledgement

We acknowledge Japan Meteorological Agency (JMA) and the Meteorological Research Institute (MRI) for providing General circulation model (GCM) data and also sincere thanks to The Electricity Generating Authority of Thailand (EGAT) for observed reservoir inflow information.

#### References

- Champathong, A., Komori, D., Kiguchi, M., Sukhapunnaphan, T., Oki, T., &Nakaegawa, T. (n.d.). Future projection of mean river discharge climatology for the Chao Phraya River basin. Hydrological Research Letters, 7(2), 36-41.
- Govindaraju, R. S. (2000). Artificial neural networks in hydrology. I: Preliminary concepts. Journal of Hydrologic Engineering, 5(2), 115-123.
- Hunukumbura, P. B., &Tachikawa, Y. (2012). River discharge projection under climate change in the Chao Phraya River Basin, Thailand, using the MRI-GCM3.1S dataset. Journal of the Meteorological Society of Japan, 90A, 137-150.
- IPCC. (2013). Climate Change 2013: The Physical Science Basis. Contribution of Working Group I to the Fifth Assessment Report of the Intergovernmental. Cambridge, United Kingdom and New York, NY, USA: Cambridge University Press.
- Kim, S., Tachikawa, Y., Nakakita, E., & Takara, K. (2009). Reconsideration of reservoir operations under climate change: case study with Yagisawa Dam, Japan. Annual Journal of Hydraulic Engineering, JSCE, 53, 597-611.
- Kitoh, A., & Endo, H. (2016). Changes in precipitation extremes projected by a 20-km mesh global atmospheric model. Weather and Climate Extremes, 11, 41-52.
- Kitpaisalsakui, T., Koontanakulvong, S., & Chaowiwat, W. (2016). Impact of Climate Change on Reservoir Operation in Central Plain Basin of Thailand. Journal of Thai Interdisciplinary Research, 11(2), 13-19.
- Kure, S., &Tebakari, T. (2012). Hydrological impact of regional climate change in the Chao Phraya River Basin, Thailand. Hydrological Research Letters, 6(0), 53-58.
- Lehner, B., Verdin, K., & Jarvis, A. (2006). HydroSHEDS technical documentation, version 1.0. World Wildlife Fund US, 1-27.
- Li, H., Sheffield, J., & Wood, E. F. (2010). Bias correction of monthly precipitation and temperature fields from

THA 2017 International Conference on

"Water Management and Climate Change Towards Asia's Water-Energy-Food Nexus" 25 - 27 January 2017, Bangkok, Thailand.

Intergovernmental Panel on Climate Change AR4 models using equidistant quantile matching. Journal of Geophysical Research: Atmospheres, 115 (D10), 1-20.

- Manee, D., Tachikawa, Y., & Yorozu, K. (2015). Analysis of hydrologic variable changes related to large scale reservoir operation in Thailand. Journal of Japan Society of Civil Engineers, Ser. B1 (Hydraulic Engineering), 71(4), 61-66.
- Manee, D., Tachikawa, Y., Ichikawa, Y., & Yorozu, K. (2016). Evaluation of Bias Correction Methods for Future River Discharge Projection. Global environment engineering research, 24, 7-12.
- Mizuta, R. Y., Matsueda, M., Endo, H., Ose, T.,&Kusunoki, S. (2012). Climate Simulations Using MRI-AGCM3.2 with 20-km Grid. Journal of the Meteorological Society of Japan. Ser. II, 90A, 233-258.
- Tachikawa, Y., & Tanaka, T. (n.d.). 1K-FRM. Retrieved June 23, 2016, from Hydrology and Water Resources Research Laboratory Webpage: <u>http://hywr.kuciv.kyoto-u.ac.jp/products/1K-DHM/1K-DHM.html</u>
- Wichakul, S., Tachikawa, Y., Shiiba, M., & Yorozu, K. (2015). River discharge assessment under a changing climate in the Chao Phraya River, Thailand by using MRI-AGCM3.2S. Hydrological Research Letters, 9(4), 84-89.

# การศึกษาสถานการณ์น้ำของจังหวัดราชบุรีเพื่อการวางแพน บรรเทาปัญหาขาดแคลนน้ำ





วารสารสมาคมวิศวกรรมเกษตรแห่งประเทศไทย ปีที่ 21 ฉบับที่ 2 (2558) 25-31 Available online at www.tsae.asia บทความวิจัย

ISSN 1685-408X

การศึกษาสถานการณ์น้ำของจังหวัดราชบุรีเพื่อการวางแผนบรรเทาปัญหาขาดแคลนน้ำ

The Study of Ratchaburi Water Situation for Water Shortage Mitigation Planning

ยุทธนา ตาละลักษมณ์¹*, บัญชา ขวัญยืน¹ Yutthana Talaluxmana¹*, Bancha Kwanyuen¹

¹ภาควิชาวิศวกรรมชลประทาน คณะวิศวกรรมศาสตร์ กำแพงแสน มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ จ.นครปฐม 73140 ¹Department of Irrigation Engineering, Faculty of Engineering at Kamphaengsaen, Kasetsart University, Nakornpathom 73140 *Corresponding author: Tel: +66-8-1844-0100, Fax: +66-34-352-053, E-mail: fengynt@ku.ac.th

#### บทคัดย่อ

จากการเปลี่ยนแปลงสภาพภูมิอากาศ เป็นผลให้เกิดความแปรปรวนของปริมาณฝน ซึ่งส่งผลกระทบต่อความไม่แน่นอนของ ปริมาณน้ำที่สามารถนำไปใช้ได้ โดยเฉพาะปัญหาภัยแล้ง ทั้งนี้ ปัญหาดังกล่าวนับวันยิ่งทวีความรุนแรงมากขึ้น นอกจากนี้ แผนการ ดำเนินงานด้านทรัพยากรน้ำมีหน่วยงานที่ดำเนินการหลายหน่วยทั้งส่วนกลาง ส่วนภูมิภาค และองค์กรปกครองส่วนท้องถิ่น ทำให้ ลักษณะการดำเนินงานเป็นแบบแยกส่วน ไม่ตอบสนองต่อปัญหาและความต้องการ ในการวิจัยนี้ได้ทำการรวบรวมโครงการพัฒนา แหล่งน้ำของหน่วยงานต่างๆ ทั้งที่ได้ดำเนินการแล้วและที่อยู่ในแผนพัฒนา และวิเคราะห์สถานการณ์ทรัพยากรน้ำในจังหวัดราชบุรี โดยประเมินดัชนีชี้วัดสถานการณ์และการใช้น้ำ พบว่า จังหวัดราชบุรีมีสัดส่วนปริมาณน้ำเก็บกักในพื้นที่ต่อปริมาณน้ำท่าเฉลี่ยรายปี เพียงร้อยละ 9.02 ในขณะที่ปริมาณความต้องการน้ำในทุกกิจกรรมสูงกว่าปริมาณน้ำท่าธรรมชาติกว่าเท่าตัว (221.41%) แต่ด้วยสภาพ ภูมิประเทศที่ไม่เอื้ออำนวยต่อการพัฒนาแหล่งน้ำขนาดใหญ่ ดังนั้น การพัฒนาแหล่งน้ำขนาดเล็กและแนวทางการบริหารจัดการ ทรัพยากรน้ำแบบบูรณาการจึงควรนำมาใช้เพื่อบรรเทาปัญหาการขาดแคลนน้ำในพื้นที่

คำสำคัญ: สถานการณ์น้ำ, การขาดแคลนน้ำ, ราชบุรี

#### Abstract

Due to the climate change, rainfall quantity was varied. This let available water inconsistency, especially, drought was a serious problem. Moreover, there are many organizations which work on water resources development as well as central, provincial and local administration. So water resources development is fragmentation, problem is not solved and that is not served any requirement. This research was done in Ratchaburi province, the water resources development projects, both constructed and planned, were collected and water status was studied. These were analyzed as integrated water resources planning. The water situation and water use indexes were estimated. It was founded that the water storage and average runoff ratio was 9.02% only. While, the whole water requirement was more 100% than natural runoff. But the Ratchaburi topography is not suitable for large scale water resources development project. So, developed small scale projects and integrated water resources management should be taken for water shortage mitigation.

Keywords: water situation, water shortage, Ratchaburi

#### 1 บทนำ

การเปลี่ยนแปลงสภาพภูมิอากาศที่เกิดขึ้นในปัจจุบัน ซึ่งมี ผลกระทบให้ปริมาณฝนมีความแปรปรวนในหลายๆ พื้นที่ ส่งผลต่อ ปริมาณน้ำท่าและปริมาณน้ำใต้ดินในระยะยาว สถานการณ์ดังกล่าวมี แนวโน้มให้ปัญหาความเสื่อมโทรมของทรัพยากรธรรมชาติ และสิ่งแวดล้อมทวีความรุนแรงยิ่งขึ้น รวมถึงภัยพิบัติทาง ธรรมชาติทั้งอุทกภัยและภัยแล้งก็มีแนวโน้มที่จะเกิดขึ้นบ่อยและ ทวีความรุนแรงมากขึ้นเช่นกัน การเปลี่ยนแปลงภายในและ ภายนอกประเทศที่เกิดขึ้นอย่างรวดเร็ว ส่งผลให้ประเทศไทยต้อง เผชิญกับความเสี่ยงในหลายมิติ ที่ส่งผลกระทบต่อ ทรัพยากรธรรมชาติและสิ่งแวดล้อมซึ่งเป็นฐานในการพัฒนา ประเทศ ประเทศไทยมีความเปราะบางในหลายๆ ด้าน และมี แนวโน้มที่จะได้รับผลกระทบจากการเปลี่ยนแปลงสภาพ ภูมิอากาศ ซึ่งผลกระทบที่สำคัญประการหนึ่งคือ การขาดแคลน น้ำ ตามแผนพัฒนาเศรษฐกิจและสังคมแห่งชาติฉบับที่ 11 ได้ กำหนดยุทธศาสตร์การจัดการทรัพยากรธรรมชาติและ สิ่งแวดล้อมอย่างยั่งยืนไว้เป็นนโยบายหลัก (สำนักงาน

คณะกรรมการพัฒนาเศรษฐกิจและสังคมแห่งชาติ, 2554) นอกจากนี้ กรมทรัพยากรน้ำยังได้กำหนดยุทธศาสตร์การบริหาร จัดการน้ำในลุ่มน้ำแม่กลองในเรื่องการแก้ปัญหาการขาดแคลนน้ำ ไว้ในรายงานการศึกษาโครงการจัดทำแผนรวมการบริหารจัดการ ทรัพยากรน้ำในพื้นที่ลุ่มน้ำแม่กลอง ตามกรอบแผนทรัพยากรน้ำ ที่วางไว้ตามนโยบายน้ำแห่งชาติ (สถาบันสารสนเทศทรัพยากรน้ำ และการเกษตร, 2556)

จากการศึกษาสภาพปัญหาในลุ่มน้ำลำภาชี ซึ่งครอบคลุม พื้นที่ด้านตะวันตกของจังหวัดราชบุรี พบว่า ปัญหาการขาดแคลน น้ำอุปโภคบริโภคอยู่ในระดับต่ำ แต่ปัญหาการขาดแคลนน้ำเพื่อ การเกษตรอยู่ในระดับปานกลางถึงมากในฤดูแล้ง น้ำลำภาชีจะ แห้งขอดทุกปี (กรมชลประทาน, 2555) จังหวัดราชบุรีจึงเป็น จังหวัดหนึ่งที่ประสบปัญหาภัยแล้ง ซึ่งส่วนใหญ่มีปัญหาจากภาวะ ฝนแล้งในพื้นที่ เนื่องจากบางพื้นที่เป็นเขตอับฝนและการผันแปร ของปริมาณฝนที่มีปริมาณต่ำกว่าเกณฑ์ปกติ ไม่ตกต้องตาม ฤดูกาล ฝนตกไม่กระจายอย่างสม่ำเสมอหรือฝนทิ้งช่วงยาวนาน สภาพเนื้อดินค่อนข้างเป็นทรายทำให้น้ำที่ดูดซับไว้ที่อนุภาคดินมี ้น้อย นอกจากนี้การขยายตัวด้านอุตสาหกรรมของจังหวัดและ การเพิ่มขึ้นของประชากร ทำให้ความต้องการใช้น้ำเพิ่มสูงขึ้น เกิด ความไม่สมดุลของปริมาณน้ำ จนส่งผลกระทบต่อการดำรงชีวิต ระบบนิเวศ และสภาพแวดล้อมของพื้นที่ ดังนั้นการมีระบบ ฐานข้อมูลและองค์ความรู้เทคโนโลยีและภูมิปัญญาท้องถิ่นที่ เหมาะสม จึงเป็นเสมือนการสร้างภูมิคุ้มกันและสร้างความพร้อม ในการรับมือกับปัญหาดังกล่าว (องค์การบริหารส่วนจังหวัด ราชบุรี, 2556) ในการศึกษาได้รวบรวมข้อมูลพื้นฐานในด้านต่างๆ ของจังหวัดราชบุรีที่เกี่ยวข้องกับการวางแผนการพัฒนาแหล่งน้ำ นำมาวิเคราะห์หาค่าดัชนีชี้วัดสถานการณ์ของน้ำในจังหวัดราชบุรี เพื่อเป็นข้อมูลสำหรับการศึกษาวิชาการด้านต่างๆ และใช้ในการ วางโครงการพัฒนาแหล่งน้ำต่อไป

#### 2 วิธีการ

#### 2.1 การศึกษาสภาพพื้นที่

จังหวัดราชบุรีตั้งอยู่ในภาคกลางด้านทิศตะวันตกของประเทศ ไทย ในเขตที่ได้รับอิทธิพลจากลมมรสุมตะวันตกเฉียงใต้จาก มหาสมุทรอินเดีย แต่การที่มีเทือกเขาตะนาวศรีบังไว้อยู่ ทำให้ เป็นที่อับฝน คือ อำเภอสวนฝึ้ง อำเภอบ้านคา และอำเภอจอมบึง มีฝนตกน้อยและเป็นพื้นที่หนึ่งที่มีฝนตกน้อยที่สุดในประเทศ ปริมาณน้ำฝนเฉลี่ย 1,000-1,250 mm Yr⁻¹ ฤดูฝนเริ่มตั้งแต่เดือน พฤษภาคม-พฤศจิกายน โดยตกหนักที่สุดในเดือนกันยายน และ ทิ้งช่วงในเดือนมิถุนายนและสิงหาคม ฝนส่วนใหญ่จะถูกพัดเลย ไปตกในแถบลุ่มแม่น้ำแม่กลอง สภาพภูมิประเทศโดยทั่วไปของ จังหวัด แบ่งเป็น 4 ลักษณะคือ บริเวณชายแดนด้านตะวันตกติด สหภาพเมียนม่า และเขตแดนด้านใต้ติดกับจังหวัดเพชรบุรีมี สภาพเป็นเทือกเขาสูง บริเวณถัดจากบริเวณเทือกเขามาทางด้าน ตะวันออกจนถึงตอนกลางของพื้นที่จังหวัดมีลักษณะเป็นที่ราบสูง และที่เนินลาด ที่ราบลุ่ม ได้แก่ บริเวณสองฝั่งแม่น้ำแม่กลองและ ด้านตะวันออกของพื้นที่จังหวัด ส่วนบริเวณตอนปลายของแม่น้ำ แม่กลองที่เชื่อมต่อกับจังหวัดสมุทรสงคราม เป็นที่ราบลุ่มต่ำ ดัง แสดงใน Figure 1

#### 2.2 การประเมินปริมาณความต้องการน้ำ

ความต้องการใช้น้ำของพื้นที่ศึกษาในภาคกิจกรรมต่างๆ ใน ปัจจุบันและคาดการณ์ใน 10 Yr (พ.ศ.2563) ข้างหน้า ได้ถูก ประเมินสถานภาพน้ำของจังหวัดราชบุรี ได้แก่

(1) น้ำเพื่อการเกษตร ได้ทำการประเมินความต้องการน้ำของ พืชทั้งในและนอกเขตชลประทาน โดยการคำนวณปริมาณการใช้ น้ำของพืชอ้างอิงจากข้อมูลภูมิอากาศของสถานีตรวจอากาศ จังหวัดราชบุรี (สถิติช่วงปี พ.ศ.2550-2555) ด้วยวิธี Penman-Monteith (Allen et.al., 1998) และทำการประเมินความ ต้องการน้ำชลประทานด้วยแบบจำลอง WUSMO "Water Uses Study Model" ซึ่งพัฒนาโดยมหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

(2) ความต้องการน้ำเพื่อการอุปโภค-บริโภค ได้รวบรวม ข้อมูลการใช้น้ำประปาจากสำนักงานการประปาส่วนภูมิภาคที่ ตั้งอยู่ในพื้นที่จังหวัดระหว่างปี พ.ศ.2550-2555

(3) ความต้องการน้ำเพื่อการอุตสาหกรรม โดยประเมินจาก จำนวนโรงงานอุตสาหกรรมที่ขึ้นทะเบียนกับกรมโรงงาน อุตสาหกรรม ณ เดือนมกราคม พ.ศ.2556 กับอัตราการใช้น้ำของ โรงงานอุตสาหกรรมขนาดต่างๆ แยกตามกำลังการผลิต (Hp) รวมถึงอัตราการใช้น้ำของนิคมอุตสาหกรรมโดยคิดเป็นต่อพื้นที่ ซึ่งส่วนใหญ่เป็นโรงงานอุตสาหกรรมขนาดเล็กด้านการเกษตร

(4) ความต้องการใช้น้ำเพื่อการปศุสัตว์ ประเมินจากจำนวน ปศุสัตว์กับอัตราการใช้น้ำของสัตว์ประเภทต่างๆ โดยใช้ข้อมูล จำนวนสัตว์เลี้ยงในจังหวัดราชบุรี พ.ศ.2554

#### 2.3 โครงการพัฒนาแหล่งน้ำในปัจจุบัน

จังหวัดราชบุรีตั้งอยู่ในเขตพื้นที่ 3 ลุ่มน้ำ (กรมทรัพยากรน้ำ, 2552) ได้แก่ ลุ่มน้ำแม่กลองเป็นพื้นที่ส่วนใหญ่ของจังหวัด ครอบคลุมในเขตจังหวัดราชบุรีประมาณร้อยละ 88.34 ของ จังหวัด ซึ่งประกอบไปด้วยลุ่มน้ำสาขา 2 ลุ่มน้ำ คือ ลุ่มน้ำสาขา ลำภาชี และลุ่มน้ำสาขาที่ราบแม่น้ำแม่กลอง ลุ่มน้ำแม่น้ำเพชรบุรี มีพื้นที่ครอบคลุมในเขตจังหวัดราชบุรีร้อยละ 11.21 ของพื้นที่ จังหวัด และลุ่มน้ำท่าจีนมีพื้นที่ครอบคลุมในเขตจังหวัดราชบุรี ร้อยละ 0.45 ของพื้นที่จังหวัด

โครงการพัฒนาแหล่งน้ำที่ดำเนินการจากอดีตจนถึง พ.ศ. 2554 มีจำนวนทั้งหมด 125 โครงการ เป็นโครงการขนาด ใหญ่ 4 โครงการ โครงการชลประทานขนาดกลาง 8 โครงการ และเป็นโครงการชลประทานขนาดเล็ก 110 โครงการ และเป็น โครงการประเภทอื่นๆ จำนวน 3 โครงการ มีความจุรวม 93.84 MCM มีพื้นที่ชลประทานรวมพื้นที่รับประโยชน์ทั้งหมด 721,419 rai ดังแสดงใน Figure 2 วิศวกรรมทรัพยากรน้ำและเทคโนโลยี 520,000 540,000 620,000 560.000 580,000 600,000 N Legend . Province 0 District TRANS Dan Makham Samut sakhon 1,520, Ch 500.000 Ratchabu 5 Samut songkhram 480.



Figure 1 The study area characteristic.

520,000

540,000

460.000



580,000

600.000

620,000

Figure 2 Watershed boundary and existing irrigation projects.



#### 2.4 การศึกษาสถานการณ์ภัยแล้ง

การศึกษาสาเหตุของภัยแล้งในจังหวัดราชบุรี ส่วนใหญ่มี ปัญหาจากภาวะฝนแล้งในพื้นที่ เนื่องจากเป็นพื้นที่อับฝน ประกอบกับการพัฒนาแหล่งน้ำยังไม่เต็มศักยภาพ ขาดระบบ ชลประทานเพื่อการกระจายน้ำให้ทั่วถึงและไม่มีแหล่งเก็บกักน้ำ ต้นทุนที่เพียงพอต่อปริมาณความต้องการ จึงทำให้พื้นที่ที่ประสบ ภัยแล้งส่วนใหญ่อยู่นอกเขตชลประทาน จากข้อมูล กชช.2 ค. ปี 2554 และข้อมูลพื้นที่เสี่ยงภัยแล้งของจังหวัดราชบุรีของกรม ้ป้องกันและบรรเทาสาธารณะภัย พบว่า พื้นที่ส่วนใหญ่ของ ้จังหวัดมีความเสี่ยงต่อการเกิดปัญหาภัยแล้งอยู่ในระดับปานกลาง ้จนถึงระดับสูง โดยเฉพาะพื้นที่ที่อยู่ห่างไกลลำน้ำสายหลัก ส่วน บริเวณพื้นที่ฝั่งตะวันออกและฝั่งตะวันตกของจังหวัด มีความ เสี่ยงต่อการเกิดปัญหาภัยแล้งระดับต่ำจนถึงไม่มีความเสี่ยงเลย เนื่องจากพื้นที่ด้านตะวันตกของจังหวัด เป็นพื้นที่ป่าสงวนใน ้อุทยานแห่งชาติและเขตรักษาพันธุ์สัตว์ป่า ส่วนพื้นที่ด้าน ตะวันออกของจังหวัดเป็นพื้นที่ราบลุ่มริมฝั่งลำน้ำแม่กลอง ซึ่งมี น้ำเพียงพอต่อการอุปโภค-บริโภค และการเกษตรกรรมตลอดทั้ง ้ปี นอกจากนี้ เพื่อให้เกิดการมีส่วนร่วมของผู้มีส่วนเกี่ยวข้องใน พื้นที่ ดังนั้นในการศึกษาได้ทำการสำรวจด้วยแบบสอบถามจาก ้ตัวอย่างทั้งภาครัฐ และตัวแทนชุมชน โดยข้อมูลที่ได้จะเป็น แนวทางในการวางแผนบรรเทาปัญหาการขาดแคลนน้ำให้ สอดคล้องกับความต้องการจากพื้นที่ต่อไป

#### 2.5 การประเมินดัชนีชี้วัดสถานการณ์น้ำและการใช้น้ำ

หลักการพิจารณาเพื่อประเมินดัชนีชี้วัดสถานการณ์น้ำได้ พิจารณาเฉพาะปริมาณน้ำท่าและแหล่งน้ำต้นทุนส่วนที่เกิดจากพื้นที่ รับน้ำของแต่ละลุ่มน้ำย่อยที่อยู่ในเขตจังหวัดราชบุรี โดยไม่ พิจารณาปริมาณน้ำท่าที่ไหลจากพื้นที่ลุ่มน้ำตอนบนเข้ามาในเขต จังหวัด ทั้งนี้ ค่าดัชนีชี้วัดที่ศึกษาได้แก่

ดัชนีชี้วัดเชิงพื้นที่ คือ สัดส่วนพื้นที่การเกษตรต่อพื้นที่ลุ่มน้ำ (%) และสัดส่วนพื้นที่ชลประทานปัจจุบันต่อพื้นที่การเกษตร (%) แสดงถึงโอกาสของทรัพยากรในเชิงพื้นที่ที่จะพัฒนา

ดัชนีชี้วัดเชิงปริมาณ คือ สัดส่วนปริมาณความต้องการน้ำใน ปัจจุบันต่อปริมาณน้ำท่าของลุ่มน้ำ (%) และสัดส่วนความจุของ อ่างเก็บน้ำในปัจจุบันต่อปริมาณน้ำท่าเฉลี่ยรายปี (%) ซึ่งจะแสดง ถึงสถานภาพของน้ำในปัจจุบันและโอกาสการพัฒนาในอนาคต

ค่าดัชนีซี้วัดจะใช้เพื่อเป็นพื้นฐานสำหรับการศึกษาสภาพการ ขาดแคลนน้ำเบื้องต้นและประกอบการศึกษาจัดทำแผนหลักการ พัฒนาแหล่งน้ำ และการจัดการน้ำแบบบูรณาการทั้งระบบลุ่มน้ำ ต่อไป

#### 3 ผลการศึกษา

#### 3.1 ปริมาณความต้องการน้ำ

(1) ความต้องการใช้น้ำเพื่อการเกษตร ประเมินจากพื้นที่ เกษตรกรรมฤดูฝนและฤดูแล้งทั้งในเขตชลประทานและนอกเขต ชลประทาน กับอัตราการใช้น้ำเพื่อการเพาะปลูกต่อไร่ โดยความ ต้องการน้ำเพื่อการเกษตรในเขตชลประทานประเมินจากพื้นที่ ชลประทานที่มีในปัจจุบัน ซึ่งฤดูฝนเพาะปลูกเต็มพื้นที่ ส่วนฤดู แล้งพื้นที่เพาะปลูกร้อยละ 40 ของพื้นที่ชลประทาน ความ ต้องการน้ำเพื่อการเกษตรนอกเขตชลประทานประเมินจากพื้นที่ เพาะปลูกนอกเขตชลประทานในปัจจุบัน ซึ่งฤดูฝนเพาะปลูกเต็ม พื้นที่ ส่วนฤดูแล้งพื้นที่เพาะปลูกร้อยละ 5 ของพื้นที่ฤดูฝน (กรม ชลประทาน, 2554) โดยการประเมินความต้องการในอนาคต คาดการณ์จากพื้นที่ชลประทานที่จะเพิ่มขึ้นจากแผนการพัฒนา ในระยะ 5 Yr (พ.ศ.2558) และ 10 Yr (พ.ศ.2563) สำหรับความ ต้องการน้ำในเขตชลประทาน ส่วนความต้องการน้ำนอกเขต ชลประทาน คาดการณ์ว่าพื้นที่เพาะปลูกนอกเขตชลประทานจะ ลดลง เนื่องจากมีระบบชลประทานเข้าถึงพื้นที่มากขึ้น ผลการ ประเมินความต้องการใช้น้ำเพื่อการเกษตรสรุปได้ว่า ในปัจจุบัน (พ.ศ.2554) ความต้องการใช้น้ำเพื่อการเกษตร เท่ากับ 2,137.37 MCM Yr⁻¹ แยกเป็นความต้องการน้ำในเขตชลประทาน 1,613.51 MCM Yr⁻¹ และนอกเขตชลประทาน 523.82 MCM Yr⁻¹ และ ความต้องการน้ำเพื่อการเกษตรจะเพิ่มเป็น 2,172.17 และ 2,363.15 MCM Yr⁻¹ ในระยะ 5 Yr (พ.ศ.2558) และ 10 Yr (พ.ศ.2563) ตามลำดับ

 (2) จังหวัดราชบุรีมีปริมาณความต้องการใช้น้ำเพื่อการ อุปโภคบริโภคในสภาพปัจจุบัน (พ.ศ.2554) รวมทั้งสิ้น ประมาณ 66.33 MCM Yr⁻¹ และในอนาคต 10 Yr (พ.ศ.2563) ประมาณ 68.26 MCM Yr⁻¹

(3) ความต้องการน้ำเพื่ออุตสาหกรรม จากการวิเคราะห์ แนวโน้มของการเจริญเติบโตด้านอุตสาหกรรม ด้วยอัตราการ ขยายตัวทางด้านอุตสาหกรรมประมาณ 3 % Yr⁻¹ และแผนการ พัฒนานิคมอุตสาหกรรมในระยะ 10 Yr (พ.ศ.2563) พบว่า ความ ต้องการใช้น้ำเพื่ออุตสาหกรรม เท่ากับ 29.81 MCM Yr⁻¹ และจะ เพิ่มเป็น 38.75 MCM Yr⁻¹ ในระยะ 10 Yr (พ.ศ.2563)

(4) ความต้องการน้ำเพื่อการปศุสัตว์ ได้แก่ โคนม โคเนื้อ สุกร กระบือ และสัตว์ปีกจำพวก ไก่ และเป็ด โดยได้วิเคราะห์จาก ข้อมูลจำนวนสัตว์เลี้ยงในจังหวัดราชบุรี (พ.ศ. 2554) มีปริมาณ ความต้องการน้ำประมาณ 34.13 MCM Yr⁻¹ และให้มีค่าคงที่ ตลอด 10 ปี (กรมชลประทาน, 2554)

จากการคาดการณ์ปริมาณความต้องการน้ำในอนาคตระยะ 10 Yr (พ.ศ.2563) จะเห็นว่า ความต้องการใช้น้ำจะเพิ่มขึ้น กอปรกับสภาพภูมิอากาศก็มีความแปรปรวนเสี่ยงที่จะเกิด ภัยแล้งสูง การบริหารจัดการน้ำจะเสี่ยงต่อสภาวะการขาดแคลน น้ำสูงขึ้น แผนงานพัฒนาแหล่งน้ำของกรมชลประทาน หาก ดำเนินการแล้วเสร็จตามแผน ก็สามารถเพิ่มปริมาณน้ำเก็บกักได้ อีกเพียง 97.84 MCM. ซึ่งยังคงไม่เพียงพอกับความต้องการใน อนาคต จึงจำเป็นต้องมีแผนงานและมาตรการแก้ไขปัญหาภัยแล้ง อย่างยั่งยืน

#### 3.2 สถานภาพน้ำในพื้นที่

ตามการแบ่งลุ่มน้ำหลักของประเทศไทยโดยคณะกรรมการ อุทกวิทยาแห่งชาติ จังหวัดราชบุรีตั้งอยู่ในเขตพื้นที่ 3 ลุ่มน้ำ โดย มีปริมาณน้ำผิวดินตามธรรมชาติประมาณ 1,039.92 MCM Yr⁻¹ และมีปริมาณน้ำใหลเข้าสู่พื้นที่ปีละ 9,302.39 MCM เป็นการ ระบายน้ำท้ายเขื่อนแม่กลองปีละ 6,449.00 MCM และเชื่อนแม่ กลองส่งน้ำเข้าสู่ระบบชลประทานโครงการแม่กลองใหญ่ผ่าน จังหวัดราชบุรีปีละ 2,853.39 MCM รวมเป็นปริมาณน้ำท่าใน พื้นที่ 10,342.30 MCM แต่เป็นปริมาณน้ำท่าที่สามารถใช้ได้ สำหรับจังหวัดราชบุรีเพียง 7,672.88 MCM เนื่องจากต้องระบาย ออกนอกพื้นที่สำหรับการป้องกันการรุกของน้ำเค็มอย่างน้อยปีละ 1,788.00 MCM และระบายออกทางระบบชลประทานโครงการ แม่กลองใหญ่ช่วยเหลือพื้นที่จังหวัดนครปฐม สมุทรสงคราม สมุทรสาคร และเพชรบุรี ปีละ 881.42 MCM

3.3 การศึกษาดัชนีชี้วัดสถานการณ์และการใช้น้ำ

ดัชนีชี้วัดเชิงพื้นที่ ในภาพรวมของทั้งจังหวัดราชบุรีสัดส่วน พื้นที่การเกษตรต่อพื้นที่ลุ่มน้ำที่อยู่ในจังหวัดราชบุรีเท่ากับร้อยละ 49.96 โดยร้อยละ 90.95 ของพื้นที่การเกษตรของจังหวัดราชบุรี อยู่ในเขตลุ่มน้ำแม่กลองและสัดส่วนพื้นที่ชลประทานปัจจุบันต่อ พื้นที่การเกษตรของจังหวัดเท่ากับร้อยละ 44.46 ซึ่งทั้งหมดอยู่ใน ลุ่มน้ำแม่กลอง

ดัชนีชี้วัดเชิงปริมาณน้ำ สัดส่วนความต้องการน้ำทุกกิจกรรม ในปัจจุบันต่อปริมาณน้ำท่าตามธรรมชาติคิดเป็นร้อยละ 221.41 สัดส่วนความต้องการน้ำการเกษตรในปัจจุบันต่อปริมาณน้ำท่า ตามธรรมชาติแยกตามลุ่มน้ำ คิดเป็นร้อยละ 208.87 และสัดส่วน ความจุเก็บกักปัจจุบันต่อปริมาณน้ำท่าเฉลี่ยรายปีคิดเป็นสัดส่วน ร้อยละ 9.02

ค่าดัชนีชี้วัดต่างๆ แสดงถึงความสัมพันธ์ของกิจกรรมการใช้ น้ำด้านต่างๆ ดังนี้

(1) มีการทำกิจกรรมด้านการเกษตรเฉลี่ยทั้งจังหวัดราชบุรีคิดเป็นร้อยละ 50 ของพื้นที่

(2) สำหรับพื้นที่ชลประทานของจังหวัดราชบุรีทั้งหมดอยู่ ในลุ่มน้ำแม่กลอง

(3) กิจกรรมการใช้น้ำโดยรวมของจังหวัดราชบุรี เมื่อเทียบ กับปริมาณน้ำท่าในลุ่มน้ำที่อยู่ในจังหวัดแล้ว พบว่า มีการขาด แคลนน้ำโดยรวม แต่เนื่องจากมีข้อจำกัดด้านสภาพภูมิประเทศ ต่อการพัฒนาแหล่งน้ำ จึงต้องมีการบริหารจัดการน้ำในแต่ละลุ่ม น้ำอย่างเหมาะสม

(4) เมื่อแยกพิจารณากิจกรรมการใช้น้ำด้านการเกษตรใน แต่ละลุ่มน้ำ ค่าดัชนีคิดเป็นร้อยละ 208.87 พบว่า มีการขาด แคลนน้ำสำหรับการเกษตรทุกลุ่มน้ำใกล้เคียงกัน แต่เนื่องจากลุ่ม น้ำแม่กลองอยู่ในเขตพื้นที่ชลประทานจึงช่วยบรรเทาความ เดือดร้อนได้

(5) สำหรับการพัฒนาแหล่งน้ำของจังหวัดราชบุรี จาก
 สัดส่วนความจุเก็บกักปัจจุบันต่อปริมาณน้ำท่าเฉลี่ยรายปี มีเพียง

ร้อยละ 9.02 พบว่า การพัฒนาแหล่งน้ำเพื่อเก็บกักน้ำไว้ใช้ยังมี ปริมาณน้อยมากเมื่อเทียบกับปริมาณน้ำท่ารายปีเฉลี่ย ทั้งนี้ อาจจะเป็นเพราะพื้นที่ส่วนใหญ่เป็นป่าไม้ และยังเป็นเขาหินปูน ซึ่งไม่เหมาะกับการเก็บกักน้ำ

#### 3.4 การศึกษาสถานการณ์ภัยแล้ง

จากการประเมินสภาพการขาดแคลนน้ำ รวมทั้งจากพื้นที่ เสี่ยงภัยแล้ง การสำรวจภาคสนาม และการประเมินโครงการตาม แผนงานของหน่วยงานต่างๆ พบว่า พื้นที่ด้านตะวันออกของ จังหวัดราชบุรีรับน้ำจากโครงการชลประทานแม่กลองใหญ่และ แม่น้ำแม่กลองเป็นหลัก ส่วนพื้นที่ด้านตะวันตก มีลำห้วยลำภาซี เป็นลำน้ำหลัก มีอ่างเก็บน้ำขนาดกลาง อ่างเก็บน้ำขนาดเล็ก และ สระน้ำสาธารณะกระจายในพื้นที่ ทั้งนี้สามารถแบ่งพื้นที่ตาม ลักษณะแหล่งน้ำต้นทุนได้เป็น 4 ลักษณะคือ

(1) พื้นที่ชลประทานครอบคลุมพื้นที่ทั้งอำเภอ ได้แก่ อ. บางแพ อ.วัดเพลง และ อ.ดำเนินสะดวก ทำให้ทั้ง 3 อำเภอนี้มี ปริมาณน้ำต้นทุนเพียงพอ ไม่มีปัญหาการขาดแคลนน้ำและพื้นที่ เสี่ยงภัยแล้ง

(2) พื้นที่อยู่ในเขตชลประทานเป็นส่วนใหญ่ ได้แก่ อ.บ้าน โป่ง อ.โพธาราม และ อ.เมือง เป็นอำเภอที่มีประชากรอาศัยอย่าง หนาแน่น ทำให้มีความต้องการน้ำสูง พื้นที่ที่อยู่ในเขตชลประทาน จะมีปริมาณน้ำต้นทุนเพียงพอ ไม่มีปัญหาการขาดแคลนน้ำ ส่วน พื้นที่ด้านตะวันตกของอำเภออยู่นอกเขตชลประทาน จะมีปัญหา การขาดแคลนน้ำในฤดูแล้งอยู่บ้าง อีกทั้งสภาพภูมิประเทศไม่ เหมาะกับการพัฒนาแหล่งน้ำขนาดใหญ่และขนาดกลาง

(3) พื้นที่เพียงบางส่วนอยู่ในเขตชลประทาน ได้แก่ อ.จอม บึง และ อ.ปากท่อ พื้นที่ในเขตชลประทานไม่มีปัญหาการขาด แคลนน้ำ ส่วนพื้นที่นอกเขตชลประทานมีการพัฒนาแหล่งน้ำ ขนาดเล็กอยู่พอสมควร จึงทำให้เกิดปัญหาการขาดแคลนน้ำ นอกจากนี้ ในเขต อ.ปากท่อ ยังประสบปัญหาน้ำเสียจากฟาร์ม สุกรอีกด้วย

(4) พื้นที่ทั้งหมดอยู่นอกเขตชลประทาน แต่มีอ่างเก็บน้ำ ขนาดกลางและขนาดเล็กเป็นแหล่งน้ำหลัก ได้แก่ อ.บ้านคา และ อ.สวนผึ้ง พื้นที่ของทั้ง 2 อำเภอ เป็นพื้นที่แหล่งต้นน้ำ โดยเฉพาะ อ.สวนผึ้ง พื้นที่ส่วนใหญ่อยู่ในเขตป่าอนุรักษ์ ทำให้ไม่มีแหล่งน้ำ เก็บกักน้ำขนาดใหญ่ จึงประสบปัญหาการขาดแคลนน้ำทั้ง อุปโภค-บริโภค และการเกษตร

จากผลการศึกษา เพื่อเป็นการบรรเทาปัญหาการขาดแคลน น้ำ จึงควรดำเนินการ ดังนี้

 (1) เร่งดำเนินการมาตรการ/โครงการแก้ไขปัญหาการขาด แคลนน้ำในกลุ่มโครงการที่เสนอโดยหน่วยงานต่างๆ และ โครงการที่เสนอโดยองค์การบริหารส่วนจังหวัดราชบุรี

(2) ปรับปรุงแนวทางการบริหารจัดการอ่างเก็บน้ำขนาด กลางเพื่อเพิ่มปริมาณน้ำต้นทุนในช่วงฤดูแล้งที่สามารถนำไปใช้ได้ อย่างมีประสิทธิภาพ เนื่องจากการศึกษาพบว่า ภายในขอบเขต จังหวัดราชบุรีไม่มีศักยภาพในการพัฒนาอ่างเก็บน้ำขนาดใหญ่

(3) ปรับเปลี่ยนระบบการปลูกพืชที่จะสามารถใช้น้ำอย่างมี ประสิทธิภาพและประหยัด เนื่องจากปริมาณน้ำในลำภาซีมี ศักยภาพที่จะนำไปใช้เฉพาะช่วงฤดูฝน ทำให้การพัฒนาพื้นที่ เพาะปลูกจำกัดเฉพาะในช่วงฤดูฝน นอกจากนี้อีกแนวทางหนึ่งคือ เพิ่มการปลูกพืช โดยเฉพาะพืชเศรษฐกิจที่ใช้น้ำน้อยและ เอื้ออำนวยที่จะให้รายได้ของเกษตรกรดีขึ้น

(4) ก่อสร้างและปรับปรุงแหล่งเก็บกักน้ำที่มนุษย์สร้างขึ้น และแหล่งน้ำธรรมชาติ รวมถึงแหล่งเก็บกักน้ำขนาดเล็ก อาทิเช่น สระน้ำประจำหมู่บ้าน ฝายในลำน้ำสาขา อ่างเก็บน้ำหรือหนองน้ำ บึงธรรมชาติที่มีกระจายอยู่ในพื้นที่ เพื่อการเก็บกักน้ำที่มีมากใน ฤดูฝนโดยเฉพาะในลำภาชี ไว้ใช้ในฤดูแล้งทั้งเพื่อการอุปโภค บริโภค และเพื่อการเพาะปลูกได้อย่างมีประสิทธิภาพมากยิ่งขึ้น

(5) รณรงค์และสร้างจ[ิ]ตสำนึกให้ราษฎรและผู้นำในท้องถิ่น ดำเนินการก่อสร้างปรับปรุงแหล่งเก็บกักน้ำในพื้นที่ให้มากที่สุด โดยเฉพาะสร้างความเข้าใจในการเสียสละพื้นที่บริเวณรอบหนอง น้ำและบึงธรรมชาติ เพื่อเอื้ออำนวยในการปรับปรุงแหล่งเก็บกัก น้ำธรรมชาติให้มีความสามารถที่จะรองรับปริมาณน้ำที่ผันมาจาก ลำน้ำตามโครงการสถานีสูบน้ำต่างๆ ที่ได้เสนอให้มีการพัฒนาใน อนาคต ทั้งนี้รวมถึงการสร้างความเข้าใจในการรู้ถึงคุณค่าของน้ำ และการใช้น้ำอย่างประหยัด และบำรุงรักษาแหล่งน้ำต่างๆ ให้ สามารถใช้งานได้อย่างยั่งยืนต่อไป โดยเฉพาะอย่างยิ่งการฟื้นฟู และรักษาต้นน้ำลำธารต่างๆ ที่มีอยู่ให้มีสภาพที่ดีขึ้นเพื่อที่จะ สามารถเก็บกักน้ำในลุ่มน้ำตอนบนได้เหมือนกับในอดีต ซึ่งจะทำ ให้ระบบลุ่มน้ำสมบูรณ์และยั่งยืนตลอดไป

(6) พัฒนาและปรับปรุงในด้านการปลูกพืชและกิจกรรม ต่อเนื่องเพื่อให้ได้ผลผลิตที่มีราคาและมีการตลาดที่ค่อนข้าง แน่นอน และเป็นการนำน้ำไปใช้ประโยชน์อย่างคุ้มค่า เนื่องจาก การดำเนินโครงการสถานีสูบน้ำและ/หรือระบบผันน้ำจากแม่น้ำ จะต้องใช้เงินค่าลงทุนการก่อสร้างสูง และค่าดำเนินการ/ บำรุงรักษาค่อนข้างสูงด้วย ซึ่งการดำเนินงานโครงการจะต้อง ได้รับความร่วมมือจากทุกฝ่ายที่เกี่ยวข้อง โดยเฉพาะอย่างยิ่งด้าน การส่งเสริมการเกษตร ด้านการควบคุมคุณภาพของผลผลิต และ ด้านการตลาดเป็นต้น โดยทางจังหวัดและหน่วยงานที่เกี่ยวข้อง ทุกฝ่ายจะต้องร่วมกันจัดทำ Zoning พื้นที่การปลูกพืช และ การเกษตรด้านต่างๆ ให้สอดคล้องกับการตลาดและความเป็นจริง รวมถึงการประกันราคาผลผลิตด้วย ซึ่งจะนำไปสู่การดำเนินการ แบบบูรณาการของหน่วยงานต่างๆ ที่เกี่ยวข้องและองค์กร/กลุ่ม ผู้ใช้น้ำอย่างเป็นรูปธรรมต่อไป

#### 4 สรุปและข้อเสนอแนะ

สถานการณ์ปัญหาการขาดแคลนน้ำของจังหวัดราชบุรี พบว่า ปริมาณการขาดแคลนน้ำด้านการอุปโภค-บริโภคต่อครัวเรือนที่ ขาดแคลนน้ำด้านนี้ในจังหวัดราชบุรีมีไม่มากนัก โดยมีปัญหาการ ขาดแคลนน้ำดื่ม-น้ำใช้อยู่ในระดับน้อยถึงปานกลาง สำหรับการ ขาดแคลนน้ำด้านการเกษตรต่อพื้นที่จังหวัดราชบุรีเป็นปัญหาภัย แล้งด้านการเกษตรเป็นหลัก โดยมีปัญหาการขาดแคลนน้ำในระดับ ปานกลางถึงมาก แต่เนื่องจากจำนวนหมู่บ้านที่ประสบภัยแล้ง ส่วนใหญ่ตั้งอยู่ในพื้นที่ที่มีความหนาแน่นของครัวเรือนน้อยกว่า นั่นคือ พื้นที่ทำการเกษตรต่อครัวเรือนมากกว่า จึงทำให้จำนวน หมู่บ้านที่มีปัญหาภัยแล้งระดับปานกลางถึงมากมีจำนวนน้อยกว่า หมู่บ้านที่ประสบปัญหาภัยแล้งระดับต่ำจนถึงไม่มีปัญหา ทั้งที่มี พื้นที่ประสบปัญหาภัยแล้งมากกว่า

ด้วยสภาพพื้นที่จังหวัดราชบุรีไม่มีศักยภาพในการพัฒนา แหล่งน้ำขนาดใหญ่ แนวทางการบรรเทาปัญหาการขาดแคลนน้ำ โดยรูปแบบการพัฒนาแหล่งน้ำที่เหมาะสมควรมีรูปแบบเป็น โครงการพัฒนาแหล่งน้ำขนาดเล็ก เช่น อ่างเก็บน้ำขนาดเล็ก ฝาย และสระเก็บน้ำ สำหรับการใช้งานเพื่อการเกษตร และอุปโภค บริโภคภายในท้องถิ่น และการพัฒนาและปรับปรุงแหล่งน้ำที่มีอยู่ เดิมเพื่อเพิ่มประสิทธิภาพในการกักเก็บน้ำ นอกจากนี้ แนว ทางการบริหารจัดการน้ำและการเพิ่มประสิทธิภาพการใช้น้ำ ควร ถูกนำมาพิจารณาอย่างจริงจังเพื่อใช้เป็นแนวทางในการบรรเทา ปัญหาการขาดแคลนน้ำอย่างยั่งยืน

#### 5 กิตติกรรมประกาศ

ผู้วิจัยขอขอบพระคุณโครงการชลประทานราชบุรี องค์กร บริหารส่วนจังหวัดราชบุรี และองค์กรบริหารส่วนท้องถิ่น ที่ เอื้อเฟื้อข้อมูล และสละเวลาตอบแบบสอบถาม และขอขอบคุณ ห้องปฏิบัติการวิจัยการจำลองระบบทรัพยากรน้ำด้วย คอมพิวเตอร์และระบบสารสนเทศ ภาควิชาวิศวกรรมชลประทาน คณะวิศวกรรมศาสตร์ กำแพงแสน มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ ที่ ให้การสนับสนุนงานวิจัยจนสำเร็จลุล่วง

#### 6 เอกสารอ้างอิง

- กรมชลประทาน. 2554. รายงานโครงการจัดทำแผนพัฒนาการ ชลประทานระดับจังหวัด จังหวัดราชบุรี. กรุงเทพฯ: สำนัก บริหารโครงการและคณะทำงานแผนงานและโครงการตาม กรอบน้ำ 60 ล้านไร่ ระดับจังหวัด ภาคกลางและภาค ตะวันตก.
- กรมชลประทาน. 2555. รายงานการศึกษาแผนหลักพัฒนาแหล่ง น้ำเพื่อแก้ปัญหาภัยแล้งและบรรเทาอุทกภัยของลุ่มน้ำ ลำภาชี, โครงการบริหารจัดการน้ำแก้ปัญหาภัยแล้งและ บรรเทาอุทกภัยของลุ่มน้ำลำภาชี จังหวัดกาญจนบุรี และ ราชบุรี. จัดทำโดยบริษัทมหานคร คอนซัลแตนท์ จำกัด บริษัทสามารถ เอ็นจิเนียริ่ง คอนซัลแตนส์ จำกัด และบริษัท ไทยเอ็นไวรอนเม้นท์ จำกัด.
- กรมทรัพยากรน้ำ. 2552. แผนที่มาตรฐานการแบ่งลุ่มน้ำหลักและ ลุ่มน้ำสาขาของประเทศไทย. กรุงเทพฯ: สำนักวิจัย พัฒนา และอุทกวิทยา กรมทรัพยากรน้ำ กระทรวงทรัพยากรธรรมชาติ และสิ่งแวดล้อม.

วารสารสมาคมวิศวกรรมเกษตรแห่งประเทศไทย ปีที่ 21 ฉบับที่ 2 (2558), 25-31

- สถาบันสารสนเทศทรัพยากรน้ำแลการเกษตร. 2556. ยุทธศาสตร์การบริหารจัดการลุ่มน้ำและทรัพยากรน้ำลุ่มน้ำ แม่กลอง, แหล่งที่มา: http://www.haii.or.th/wiki/index. php/ยุทธศาสตร์การบริหารจัดการลุ่มน้ำและทรัพยากรน้ำ ลุ่มน้ำแม่กลอง, 22 มิถุนายน 2556.
- สำนักงานคณะกรรมการพัฒนาเศรษฐกิจและสังคมแห่งชาติ สำนักนายกรัฐมนตรี. 2554. แผนพัฒนาเศรษฐกิจและสังคม แห่งชาติฉบับที่ 11. แหล่งที่มา: http://www.nesdb.go.th/ Default.aspx?tabid=395, 10 กุมภาพันธ์ 2556.
- องค์การบริหารส่วนจังหวัดราชบุรี. 2556. โครงการศึกษาวิจัย และวางแผนการแก้ไขปัญหาการขาดแคลนน้ำในเขตจังหวัด ราชบุรี, รายงานแผนแม่บทการพัฒนาแหล่งน้ำ. จัดทำโดย มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์.
- Allen, R.G., Pereira, L.S., Raes, D., Smith., M. 1998. FAO Irrigation and Drainage Paper 56 Crop Evapotranspiration. Rome: Food and Agriculture Organization.

# Experimental study on dynamic equilibrium of headland-bay beaches



J Coast Conserv (2016) 20:165–174 DOI 10.1007/s11852-016-0427-y

# Experimental study on dynamic equilibrium of headland-bay beaches

Somruthai Tasaduak¹ • Sutat Weesakul²

Received: 1 August 2014 / Revised: 16 December 2015 / Accepted: 29 January 2016 / Published online: 8 February 2016 © Springer Science+Business Media Dordrecht 2016

Abstract A dynamic equilibrium bay (DEB) is an embayment with continuous sediment supply and its shoreline planform can remain stable over a long period of time without erosion or accretion. For coastal conservation of sandy headland-bay beaches (HBB), the concept of using a static equilibrium bay (SEB) is well known, but that for DEB has received little attention. Moreover, an empirical equation for the stability of a DEB is not yet available. Experiments on DEB shape that aim to derive new coefficients in the parabolic bay shape equation (PBSE) for DEB are now being conducted in the laboratory. The work commences from an initial artificial HBB in static equilibrium with sediment supply source from the lee of an upcoast headland. A final equilibrium planform is obtained for the condition with a specific wave obliquity and sediment supply rate until no further shoreline change is found. In order to fit the PBSE for a DEB, a new parameter called SSR (sediment supply ratio) that represents the ratio of sediment supply rate from the source and the potential longshore sediment transport rate is introduced to quantify the balance of sediment to the bay. Alternative C coefficients in the PBSE for DEB, which include wave obliquity and the SSR, are then calculated. These new coefficients for DEB can

Somruthai Tasaduak somruthai.ta@gmail.com

Sutat Weesakul sutatw@yahoo.com now be used to evaluate the influence of sediment supply from a riverine source on a DEB and to classify its equilibrium status for planning sediment management strategies in coastal conservation.

**Keywords** Dynamic equilibrium bay (DEB) · Parabolic bay shape equation (PBSE) · Headland-bay beaches (HBB) · Sediment supply ratio (*SSR*)

#### Introduction

An equilibrium bay is an embayment whose shoreline planform remains unchanged over time. Conventionally, the stability of a bay can be classified as in static equilibrium, dynamic equilibrium, or unstable (Silvester and Hsu 1997). Among these, a static equilibrium bay (SEB) exists when the predominant waves arrive normal to its entire periphery from a specific angle nearshore, resulting in no littoral drift within the bay. On the other hand, a dynamic equilibrium bay (DEB) occurs under a specific sediment supply and wave climate, when sediment transport into the bay is equal to that transported out (Somruthai et al. 2014). A DEB shoreline is usually seaward of a SEB periphery, due to complex coastal processes in bay formation than its SEB counterparts. If continuous sediment drains into a bay from a river, then littoral drift occurs along the bay because of wave action and finally the sediment transport gradient may equal to zero. When the sediment supply of a bay in DEB is reduced or ceased, erosion will attempt to reshape the shoreline into a SEB. Such a condition may be referred to as disequilibrium, because the embayment is trying to adjust to changing conditions.

The overall objective of coastal conservation and management is to provide the best long-term and sustainable use of coastal natural resources. In order to achieve this objective for





Water Resources Engineering Department, Faculty of Engineering, Kasetsart University, P.O. box 10903, Paholyothin Rd., Jatujak, BKK, Thailand

Hydro and Agro Informatics Institute, 108, Bangkok Thai Tower Bldg, Rang Nam Rd., Ratch Dhevi, BKK 12120, Thailand

an embayment, the present status of shoreline equilibrium needs to be evaluated, and the PBSE (Hsu and Evans 1989) can be applied to determine a bay's equilibrium status. Once the C coefficients in PBSE for SEB are determined (Hsu and Evans 1989), its equilibrium status can be checked; then the headland control method can be applied to stabilize an eroding embayment that has no sediment supply sources within the bay. However, a bay having the sediment supply sources cannot be checked directly for its equilibrium status, despite its coefficients for DEB have been derived with wave obliquity (Tan and Chiew 1993). Consequently, the sediment management cannot be proposed because the relationship between the equilibrium bay shape and sediment supply is unknown. Therefore, further study is needed to fill this gap. If the equilibrium bay status is known and its relationship with the sediment supply rate, a sediment management to stabilize a section of shoreline can be proposed in order to conserve the coastal system involving embayment and also to predict the ultimate shape of the DEB.

Several previous studies have reported laboratory experiments to quantify equilibrium shape for the DEB (e.g., Tan and Chiew 1993; Xiam 2004; Chatchai 2005). Their experimental data are used to determine a particular equation for DEB but not a generalized function due to limited number of data available. In this study, the laboratory experiments are conducted to investigate the variation of DEB shape with different sediment supply rates from the lee of an upcoast headland. The final equilibrium planform for these DEBs are then analyzed. A set of generalized new equations for the *C* coefficients in PBSE for DEB is proposed in terms of two main parameters, wave obliquity and the sediment supply rate.

#### Concepts of equilibrium bay shape

The concept of a continuity equation for DEB has been proposed by Somruthai et al. (2014). This concept explains the



components of sediment budget in a bay (Fig. 1) and the continuity equation for shoreline change given by Eq. (1),

$$\frac{\partial y}{\partial t} + \frac{1}{D} \frac{\partial Q_{bay}}{\partial x} = 0 \tag{1}$$

where y is shoreline position,  $Q_{bay}$  is sediment transport rate in a bay and D is closure depth. When a bay is in equilibrium state, its shoreline has not changed over time; therefore  $\frac{\partial y}{\partial t} = 0$  and Eq. (1) can be rewritten as,

$$\frac{1}{D}\frac{\partial Q_{bay}}{\partial x} = 0 \tag{2}$$

Sediment transport rate in a bay,  $Q_{bay}$ , can be expressed as Eq.(3).

$$Q_{bay} = Q'_{u2} + Q'_R - Q'_{lt} \tag{3}$$

In Eq. (3), there are two sources of sediment supply within the bay, namely  $Q'_{u2}$  and  $Q'_{R}$ . First,  $Q'_{u2}$  is the effective supply associated with the  $Q_{u2}$  which is a component of the sediment into the bay from upcoast represented by  $Q_u$ , while its other component  $(Q_{u1})$  is transported outside the bay. Second,  $Q_R$  is the distribution of the sediment supply from river or inland into a bay which is represented by  $Q_R$ . The distribution of  $Q_{u2}$ and  $Q_R$  in a bay are needed for further examinations. For example, calculation of the distribution of  $Q_R$  can be found in Kraus and Harikai (1983). In this study, the  $Q_{u2}$  is assumed to be negligible (it represents an embayment in which the upcoast headland is long and the effect of  $Q_{u2}$  is trivial). Therefore, only  $Q_R$  is used to represent the sediment supply sources for the SEB considered in this study. Finally,  $Q_{lt}$ , on the right-hand-side of Eq.(3), is the sediment transport rate which occurred due to wave and current action on the considered shoreline sections and applied to represent the distribution of  $Q_{lt}$  within the bay. The quantity of  $Q_{lt}$  can be computed using the wave conditions around the bay periphery of  $R_0$ . For a SEB,  $Q_R$  is equal to zero, and its shoreline is gradually



reshaped until  $Q'_{lt}$  is equal to zero. Therefore, Eq. (2) can be rewritten as Eq. (4).

วิศวกรรมทรัพยากรน้ำและเทคโนโลยี

$$\frac{\partial Q_{bay}}{\partial x} = \frac{\partial}{\partial x} \left( Q_{R}^{'} + Q_{lt}^{'} \right) = 0 \tag{4}$$

Equation (4) states that the rate at which sediment comes into a bay is equal to sediment transported out from it, as depicted in Fig. 2. Based on this concept, a non-dimensional sediment supply ratio called  $SSR(=Q_R/Q_{lt})$  is introduced (Somruthai et al. 2014) as a new variable in the present analysis.

#### Parabolic bay shape equation (PBSE)

Various researches have proposed different equations to fit the periphery of an embayment. They are the logarithmic spiral (Krumbein 1944; Yasso 1965), the hyperbolic-tangent (Moreno and Kraus 1999), and the PBSE (Hsu and Evans 1989; Silvester and Hsu 1993, 1997). The bay shape equations developed by Yasso (1965), Vichetpan (1969) and Ho (1971) were in terms of a log-spiral function. The limitation of this function is that it is difficult to define the center of a logarithmic spiral and the equation fits well only with the curve in the lee of the upcoast headland, but cannot be applied for the downcoast periphery of the bay. The equation given by Moreno and Kraus (1999) had parameters that did not relate to wave obliquity and bay physical conditions, and it lacked the physical justification to explain the equilibrium state of the bay.

The PBSE was developed to overcome the limitation of lacking physical justification. It was successfully derived by Hsu and Evans (1989) for a SEB in the form of a second-order polynomial based on two basic parameters: wave obliquity ( $\beta$ ) and control line length ( $R_0$ ) as expressed in Eq. (5). The original three *C* coefficients for the PBSE were derived using 14 prototype bays in Australia and 13 laboratory tests (Hsu and Evans 1989). They showed that all *C* coefficients are a function of only one parameter,  $\beta$ . Subsequently, Tan and Chiew (1994) modified the PBSE by reducing the *C* coefficients from three coefficients to one coefficient  $\alpha$ , which makes the equation easy to use. However, the original PBSE is more sensitive to variations in the downdrift control point and causes minor disagreement in the resulting bay periphery at the long section

**Fig. 2** The sediment balance concept in DEB. (Somruthai et al. 2014)

196

away from the upcoast control point. The equation was further improved by including 38 bays in Brazil and simplifying the three C coefficients into one variable explicitly using regression analysis (Yu and Hsu 2006).

$$\frac{R}{R_0} = C_0 + C_1 \left[\frac{\beta}{\theta}\right] + C_2 \left[\frac{\beta}{\theta}\right]^2 \tag{5}$$

Where, *R* is the radii drawn from the point of diffraction to the beach at angle  $\theta$  to the wave-crest line,  $R_0$  is the control line at angle  $\beta$  which is the distance between the upcoast headland and downcoast control point,  $\beta$  is the wave obliquity angle between  $R_0$  and the tangent to the downcoast beach line.  $C_0$ ,  $C_1$ , and  $C_2$  are coefficients dependent on the wave obliquity angle. Relevant variables in Eq. (5) are explained in Fig. 3.

Nowadays, the PBSE has been widely used for the applications of SEB, especially with the development of educational software, MEPBAY (Klein et al. 2003). Hsu et al. (2010) reviewed the research related to HBB and the PBSE for several practical examples, in which the PBSE is verified for both natural and man-made bay beaches and applied for shoreline protection, reduction of erosion downcoast of harbors or large coastal structures, design of recreational HBB, and for environmental impact assessment. These examples indicate that the PBSE of Hsu and Evans (1989) is popular and useful in various engineering applications.

More recently, the PBSE for a DEB and its coefficients were proposed by Tan and Chiew (1993) solely through laboratory tests with over sediment supply. Therefore, the application of this equation to practical problems is confined to limited field conditions. Tan and Chiew (1993)'s equation and its coefficient  $\alpha$ , for DEB and also SEB (Tan and Chiew 1994) are expressed in Eq. (6),

$$\frac{R}{R_0} = \{1 + \alpha - \beta \cot\beta\} + \{\beta \cot\beta - 2\alpha\} \left[\frac{\beta}{\theta}\right] + \alpha \left[\frac{\beta}{\theta}\right]^2 \qquad (6)$$

where:

$$\alpha = 0.277 - 0.0785 \times 10^{\left[\frac{\beta\pi}{180}\right]}$$
(For static equilibrium)  

$$\alpha = -0.004 - 0.113 \times 10^{\left[\frac{\beta\pi}{180}\right]}$$
(For dynamic equilibrium)

The equations for DEB developed by Tan and Chiew (1993) were based on the over sediment supply; therefore,







they have not been derived for the effects of sediment supply rate to the equilibrium bay shape. This gap was filled by Chatchai (2005), who analyzed the  $\alpha$  coefficients in Tan and Chiew (1993)'s PBSE for DEB using his own laboratory data that had a given rate of sediment supply. However, the result is limited use due to inadequate number of experiments with small wave angles.

#### regular wave generator (Fig. 4). An initial shoreline was set up between two headlands spaced at 2 m apart. The tip of the wave guide served as the inner tip of the upcoast headland. The sediment supply apparatus was designed to supply the sand at the hook zone near the upcoast tip, similar to the sediment supply from a river. Water depth in the wave basin was constant at 0.20 m. The wave height was 0.043 m and wave period was 2 s. These conditions were the same as in the experiment conducted by Xiam (2004) and Chatchai (2005) and the results confirmed the previous outcomes on two key issues. First, the wave height and wave period did not affect the equilibrium bay shape but influenced only the time it took to reach the equilibrium state according to Vichetpan (1969) and Ho (1971). Second, the physical model experiments had

#### Laboratory experiments

A series of DEB experiments were conducted in a wave basin at the Asian Institute of Technology in Bangkok, Thailand. The basin was 14 m long, 5 m wide and equipped with a



Fig. 4 Experimental set up in a wave basin

been conducted for the equilibrium bay shape by setting in the condition that the scaling factors did not affect the results. The wave condition used in the models had sufficient height and length to move the sediment supply and also agreed with previous results as shown in Table 1. Therefore, there was confidence that the equilibrium bay shape would occur and can represent the field conditions except the time to equilibrium. The wave obliquity varied from 25, 45 to 60°. The average sand grain with  $d_{50}=0.3$  mm was used as the beach material. The angle of repose of the sand was 15–35°; therefore, the initial slope at the seaward side of the beach set at 1:4 was stable because the slope angle was flatter than the available angle of repose. The sediment supply rate varied between 70 and 475 g/min; therefore, the ratios of sediment supply rate to longshore sediment transport rate (SSR) were varied from 0.055 to 0.268. The shapes of bays were recorded regularly, and it took at least 45 h before a bay approached the equilibrium state while the sediment supply was continuously supplied at a constant rate. A frame stand 5.50 m high was used to take photographs of the shapes of the bays. Figure 5 shows an example of shoreline coordinate systems that were used to investigate the change in bay shape.

In this study, the experiment for potential longshore sediment transport rate (LST) measurement and the experiment for equilibrium bay shape observation were separated. In the work of Xiam (2004) and Chatchai (2005), a series of the experiments for a DEB was conducted with various sediment supply rates. Both studies computed the amount of longshore sediment transport rate using the CERC formula which was applicable to the field scale, without any laboratory measurement. Since the laboratory scale was much smaller than the field condition, it was inappropriate to directly apply the CERC formula with the laboratory data. Therefore, the longshore sediment transport rate was measured directly in the laboratory with the same condition of DEB experiments. The measured longshore sediment transport rate was used to rearrange the SSR value from those two experiments and transformed their results in the analysis of this study. The measurement of long shore sediment transport rate was taken in the wave basin by the straight shoreline, without the headlands, for various wave obliquities. The sediment was supplied from the upcoast area in order to balance the sediment that was transported out of the bay, and the method used in this study was the same as proposed by Kamphuis (1991). The hypothesis was that the shoreline would remain unchanged if sediment supply at the upcoast area was enough to balance the amount of LST toward downcoast. It means that the shoreline would reach an equilibrium condition with a specific wave obliquity and a sediment supply rate. Then, the LST could be trapped and measured at a downcoast point. The rates of sediment feeding by the sediment supply apparatus at the upcoast area were gradually increased for every wave obliquity. The experiment of LST measurement were carried out

Static & Dynamic Static & Dynamic Static & Dynamic Equilibrium Static Static Static Static state  $30 \times 5.5, 20 \times 6, 5 \times 5$  $(Length \times width)$  $10.70 \times 3.35$  $10.70 \times 3.35$ Basin size  $(m \times m)$  $12 \times 14$  $12 \times 14$  $12 \times 14$ 0.25 - 1.0d₅₀ (mm) 0.3 0.3 0.3 0.3 0.3 spacing, L (m) Number of Headland 2.71 2.71 2.71 headland 0 0 Depth, H (cm) 17.8 40 20 20 20 20 20 120 (maximum) Test duration (hr) 20-90 16-54 56-68 10 - 8442-72 Wave period 0.6, 1.0, 1.4(sec) 0 0 Wave height 2, 3.2, 4.5 (cm) 4.3 4.3 4.3 30, 37.5, 45, 52.5, 60 0, 10, 20, 25, 30 Wave Condition Incident angle Summary of experimental tests conditions 30, 45, 60 20,40 (deg) 5-87 30 45 No. of tests 14 6 I 5 5 00 Fan and Chiew (1993, 1994) Vichetpan (1969) Silvester (1960) Chatchai (2005) Khoa (1995) Xiam (2004) Researchers Ho (1971) **Fable 1** 





Fig. 5 Grid co-ordinate systems with the position of photo shooting point

with a wide range of wave obliquities: 25, 30, 45 and 60°. Wave height and wave period were fixed with the same condition of the DEB experiments.

In the experiment of LST measurement, a straight shoreline was eroded initially from the upcoast of the shoreline until a equilibrium shoreline was produced. Sediment was then supplied to balance the sediment loss from the shoreline and a new shoreline became stable with this specific rate of sediment supply. Sediment feeding rate was then gradually increased to produce another equilibrium condition. Each shoreline planform was stable for a specific sediment supply rate. That is, it did not change its shape with time; while the sediment trap made up from the non-woven textile was used to measure the trapped sediment at a downcoast of the shoreline. It took approximately another 3-4 h to render a stable shoreline for each case. The experiments were repeated 6 times for 6 sediment supply rates. Since the obliquity of the final equilibrium shorelines changed slightly from that of the initial shoreline; therefore, the actual angle was measured and afterthat it reached to equilibrium. Figure 6 shows the results

of LST and the measured wave obliquity for the final equilibrium shoreline.

Experimental procedures proposed for DEB experiments are outlined in Fig. 7. The initial shoreline was straight and subjected to the action by the waves generated with constant direction until it reached equilibrium with no sand supply. The equilibrium bay shape was almost constant or changes were insignificant over time. This state was called a SEB. After that, a specific sediment supply rate was introduced until the beach reached the equilibrium state again. The new equilibrium that occurred during the supply of sediment was defined as the dynamic equilibrium condition. Various rates of sediment were supplied for a range of wave obliquities. When each sediment rate caused the bay to reach a new equilibrium, the higher sediment supply rate was applied for producing the next equilibrium state at that higher sediment supply rate.

To expand the total number of experimental data, new study cases were designed to complement the previous studies with additional experiments using 25, 45, and 60° wave obliquity. In total, there were 18 data sets for deriving the function







Fig. 7 Flow chart of experiments operation and analysis

of DEB as shown in Table 2, in which 8 experiments were from the present study and 10 others for the small wave obliquity taken from Xiam (2004) and Chatchai (2005).

The previous experiments with  $\beta$  equals 20, 30, and 40° took around 80 h to reach an equilibrium state. However, the present study took around 40 h. The previous studies by Xiam (2004) and Chatchai (2005) stated that a bay could reach the equilibrium status after around 20–30 h; therefore, 40 h was sufficient to reach the equilibrium shape in most cases.

#### **Experimental results**

The equilibrium of a DEB can be determined in the following ways: (1) The wave is observed for simultaneous breaking around the shoreline periphery, (2) The volume of sediment deposit near the downcoast area is very small, and (3) The boundary of dry sand and wet sand is not changed or the recession of the shoreline is negligible.

From the results of equilibrium bay shape for 18 DEB cases obtained, their equilibrium bay peripheries are normalized using  $R_0$ . It is clearly shown that the non-dimensional bay shapes for DEB differ with different sediment supply rates (*SSR*). When *SSR* increases, the bay shape adjusts by itself and becomes seaward until it finally approaches a state of new equilibrium. The non-dimensional bay shape of DEB varies systematically from static to dynamic condition, in that the shoreline of a DEB is more seaward than the SEB. The shoreline of a DEB with large *SSR* is more seaward than that with a small *SSR*.

 
 Table 2
 Summary of present and previous experimental data used for the analysis

Wave Obliquity $(\beta)$	Sediment Supply Ratio (SSR), $Q_R/Q_{it}$	Total duration (hr.)	Remark		
20	0.067	72	Chatchai (2005)		
	0.134	72			
	0.201	72			
	0.268	68			
25	0.044	44	Present study		
	0.066	40			
	0.088	40			
	0.166	40			
30	0.031	76	Xiam (2004)		
	0.067	72	× /		
40	0.069	80	Chatchai (2005)		
	0.113	80			
	0.169	80			
	0.206	80			
45	0.074	40	Present study		
	0.084	51			
	0.147	52			
60	0.055	41	Present study		

Remark:  $SSR = Q_R/Q_{lt}$ , where  $Q_R$  = Sediment supply rate,  $Q_{lt}$  = Longshore sediment transport rate

Non-dimensional equilibrium bay shapes are then collectively analyzed for  $\beta = 20, 25, 30, 40, 45$ , and  $60^{\circ}$ , respectively. An example of the non-dimensional equilibrium bay shapes with 20-degree wave obliquity and four *SSR* rates of 0.067, 0.134, 0.201, and 0.268 are depicted in Fig. 8a and b. The new *C* coefficients are determined from these nondimensional equilibrium bay shapes, such as in Fig. 8b for 20° wave obliquity.

The PBSE can now be used to fit the DEB. A set of new *C* coefficients are derived as a function of *SSR* and wave obliquity,  $\beta$ , as expressed in Eqs. (7a), (7b) and (7c) respectively. The exponential and second-order polynomial form in that equation is a good and reasonable function because it can explain asymptotic values for both SEB and DEB with over sediment supply. All *C* coefficients will approach that for an SEB when *SSR* is equal to zero and vice- versa for the DEB. They are plotted as shown in Figs. 9a, b and c for  $C_0$ ,  $C_1$  and  $C_2$ , respectively, with *SSR*=0.05, 0.10, 0.15 and 0.20.

$$C_0 = (-0.00062 + 0.00041e^{-4SSR})\beta^2 + (0.0338 - 0.024e^{-3.6SSR})\beta$$
(7a)  
-0.7154 + 0.6572e^{-4.4SSR}

 $C_{1} = (0.0014 - 0.0012e^{-7.5SSR})\beta^{2} + (-0.0703 + 0.0759e^{-8SSR})\beta (7b) + 2.4895 - 1.7015e^{-7.5SSR}$ 

 $C_2 = (-0.00072 + 0.000704e^{-12SSR})\beta^2 + (0.032 - 0.048e^{-15SSR})\beta (7c)$ -0.6227 + 0.904e^{-15SSR}

The SSR values in Eqs. (7a), (7b) and (7c) vary from zero to more than 1. If SSR is more than 1, it means that  $Q_R$  is much





Fig. 8 Example of nondimensional DEB of 20-degree wave obliquity for various *SSR*. **a**. Experimental data  $-20^{\circ}$ . **b**. Computed DEB- $20^{\circ}$ 

larger than  $Q_{lt}$ , and the value of coefficients is approaching the one proposed by Tan and Chiew (1993). In the case of an *SSR* greater than 1, the DEB shape is stable, because the sediment supply rate exceeds the potential of waves to transport the sediment. This exceeded sediment supply rate will deposit near to the sediment supply source and form sand spit as reported by Vithana et al. (2000). This also agrees with the results of Tan and Chiew (1993) for the experiments with over sediment supply. When *SSR* equals zero for a specific  $\beta$  and each *C* coefficient approaches that for the SEB condition. On the other hand, as *SSR* increases, the relationship between  $\beta$ and each *C* coefficient reaches a constant for a specific sediment supply rate.

-0.6 +

-1

Figures 9a, b and c depict the *C* coefficients for DEB with SSR = 0.05, 0.10, 0.15 and 0.20. These coefficients change smoothly and systematically with  $\beta$ . They are located between two extreme conditions of no sediment supply (SEB) and over sediment supply (DEB). Figure 9a shows  $C_0$  for DEB is lower than that for SEB; and a higher value of *SSR* provides a lower  $C_0$ , while higher wave obliquity  $\beta$  also gives a lower  $C_0$ . The  $C_1$ coefficient for DEB in Fig. 9b is consistently higher than that for SEB, and higher *SSR* gives higher  $C_1$ . Also, the Fig. 9c indicates that the  $C_2$  value for DEB is lower than the original  $C_2$ .

Simulated, SSR = 0.067
 Simulated, SSR = 0.134
 Simulated, SSR = 0.201

ulated, SSR = 0.268

0

0.2

0.4

Sin

-0.2

#### Conclusions

-0.8

-0.6

-0.4

b) Computed DEB- 20 degrees

The experiments on DEB with variations of sediment supply rate fed within the lee of an upcoast headland were successfully conducted in the laboratory. The experiments were set for 25, 45, and 60° wave obliquity. The present experimental results together with the data from previous studies with 20, 30, and 40° wave obliquity are used to derive the new generalized *C* coefficients in PBSE for DEB. The newly derived coefficients vary uniformly and systematically when sediment supply changes. The new coefficients are proposed as a function with two key parameters, being wave obliquity ( $\beta$ ) and sediment supply ratio (*SSR*), which can be applied for both SEB and DEB cases. For SEB, the *SSR* is equal to zero, and the *C* coefficients are identical to that given by Hsu and Evans (1989). For DEB, the *SSR* value is greater than zero and can be increased until they are equal to that proposed by Tan and



Fig. 9 C coefficients proposed for DEB as derived from experimental results. a. C₀. b. C₁.
c. C₂



Chiew (1993). Thus, an appropriate set of C coefficients can be substituted into the PBSE for checking, designing, and planning for an embayment in static equilibrium or in dynamic equilibrium that has riverine sediment from the lee of its upcoast headland as the only supply for the embayment. This approach is recommended for sediment management in coastal zone with a river basin, as well as for the conservation of a DEB.

#### References

- Chatchai P (2005) Experimental study on development of dynamic bay shape. Thesis, Asian Institute of Technology
- Ho SK (1971) Crenulate shaped bay. Thesis, Asian Institute of Technology
- Hsu JRC, Evans C (1989) Parabolic bay shapes and applications. Proc Inst Civil Eng Part 2 87:557–570
- Hsu JRC, Yu MJ, Lee FC, Benedet L (2010) Static bay beach concept for scientists and engineers: a review. Coast Eng 57:76–91
- Kamphuis JW (1991) Alongshore sediment transport rate. J Waterw Port Coast Ocean Eng 117:624–640
- Khoa VA (1995) Experimentation on bayed beaches between headlands for small wave angle. Thesis, Asian Institute of Technology
- Klein AHF, Vargas A, Raabe ALA, Hsu JRC (2003) Visual assessment of bayed beach stability with computer software. Comput Geosci 29: 1249–1257

Kraus NC, Harikai S (1983) Numerical model of the shoreline change at Oarai Beach. Coast Eng 7:1–28

Krumbein WC (1944) Shore processes and sedimentation. Mem. No. 3

- Moreno LJ, Kraus NC (1999) Equilibrium shape of headland-bay beaches for engineering design. Proc Coast Sediments '99 2:844– 859
- Silvester R (1960) Stabilization of sedimentary coastlines. Nat Public Group 188:467–469
- Silvester R, Hsu JRC (1993) Coastal stabilization : innovative concepts. Prentice-Hall, NJ
- Silvester R, Hsu JRC (1997) Coastal stabilization. World Scientific, Singapore (Reprint of Silvester R, Hsu JRC, 1993)
- Somruthai T, Sutat W, Babel MS, Clemente RS, Noppadol P (2014) Equilibrium of Crenulated Bays in Thailand. Coast Eng J 56(4):
- Tan SK, Chiew YM (1993) Bayed beaches in dynamic equilibrium. Adv Hydro-Sci Eng I : 1737–1742
- Tan SK, Chiew YM (1994) Analysis of bayed beaches in static equilibrium. J Waterw Port Coast Ocean Eng 120:145–153
- Vichetpan N (1969) Equilibrium shapes of coastline in plan. Thesis, Asian Institute of Technology
- Vithana HPV, Weesakul S, Gunasinghe AASK (2000) Sand spit formation in a simulated river mouth. Proc 27th Int Conf Coast Eng : 3817–3828
- Xiam VD (2004) Development of dynamic bay shape. Thesis, Asian Institute of Technology
- Yasso WE (1965) Plan geometry of headland-bay beaches. J Geol 73: 702–714
- Yu MMJ, Hsu JRC (2006) Parabolic bay shape equation revisited for practical applications. Proc ICCE Coast Eng II: 3478–3490



### บริษัท มหานดร ดอนซัลแตนท์ จำกัด

MAHANAKORN CONSULTANTS CO., LTD.

#### บริการของเรา

- 1)วิศวกรรมทรัพยากรน้ำ ชลประทานและไฟฟ้าพลังน้ำ 7) การวางพังเมืองและพังพื้นที่เฉพาะ
- 2) วิดวทรรมสิ่งแวดล้อมและสุขาภิบาล
- 3) วิดวกรรมโยธาและโดรงสร้าง
- 4) วิศวกรรมชายฟังทะเล
- 5) วิศวกรรมเดรื่องกลและไฟฟ้า
- 6) วิดวทรรมสำรวจและจัดทำแพนที่ภูมิประเทด

- การออกแบบสถาปัตยกรรม
- 9) การวิเดรา:ห์พลกระทบสิ่งแวดล้อม
- 10) การจัดทำระบบสารสนเทดทางทูมิดาสตร์
- 11) การพัฒนาด้านแหล่งท่องเที่ยวและพื้นที่อนุรักษ์ ทางธรรมชาติ

์ ใบประทอบวิชาชีพวิดวกรรมดวบดมประเภทนิติบดดลทับสภาวิดวกรตามใบอนเษาต เลขที่ 0147/45 บริษัทที่ปรึกษาประเภท A ลำดับที่ 613 ระดับ 1 ทับศูนย์ข้อมูลที่ปรึกษาไทย กระทรวงการดล_์ง

้เลขที่ 20/13 หมู่ 6 ซอยชินเขต 1/20 ถนนงามวงต์วาน แขวงทุ่งสองห้อง เขตหลักสี่ กรุงเทพฯ 10210 โกรตัพท์ 02-955-5440 ถึง 43 โกรสาร 02-954-1856 E-mail : eng.mcon@yahoo.com



# บริษัท ไทยเรื่องอุตสาหกรรม จำกัด





ผู้ผลิตและจำหน่ายท่อดันใต้ดิน (Jacking Pipe)



413 หมู่ 3 ถ.สุขุมวิท กม.50 ต.บางปู อ.เมือง จ.สมุทรปราการ 10280 แฟ็กซ์ 0-2707-7424 โทร 0-2707-7420-4




#### บริษัท ซินเท็ค อินเตอร์ จำกัด SYNTECH INTER CO., LTD.

ผู้ผลิต จำหน่ายและให้บริการ เคมีภัณฑ์ป้องกันตะกรันและป้องกัน การกัดกร่อนสำหรับครื่องกำเนิดไอน้ำ(Boiler) หอระบายความเย็น (Cooling Tower) และเคมีบำบัดน้ำเสีย(Waste Water Treatment) สำหรับโรงงาน อุตสาหกรรม อาคารขนาดใหญ่ โรงแรม โรงพยาบาล พร้อมบริการด้านการ ช่อมบำรุงสำหรับเครื่องกำเนิดไอน้ำและเครื่องทำความเย็น ขนาดใหญ่(Chiller) โดยทีมวิศวกรและนักเคมีผู้เชี่ยวชาญงาน และมีประสบการณ์มากว่า 20 ปี พร้อมให้บริการอย่างมืออาซีพ



7/107 หมู่ 1 แขวงหนองบอน เขตประเวศ กรุงเทพฯ 10250 โทร. 0-2172-7064-66 แฟกซ์: 0-2172-7041

marketing@syntechinter.com





Nawarat Patanakarn Public Company Limited stands today as one of Thailand's largest construction and engineering firms. With more than 40 years of growing experience in Thailand as well as other countries.



18th-19th Floor,Bangna Tower A Building,2/3 Moo 14,Bangna-Trad Road Km.8.5, Bangkaew,Bangplee,Samutprakarn 10540 Thailand. Tel : 0-2730-2100 Fax : 0-2751-9484-6 Website : www.nawarat.co.th E-mail : Sales@nawarat.co.th







89/158 ถนนหทัยราษฏร์ แขวงบางชัน เขตคลองสามวา กรุงเทพฯ 10510 โทร.0-2171-5420-1 แฟ็กซ์:0-2171-5421 ต่อ 15

E-mail: taranimit2005@taranimit.com

ผู้เชี่ยวชาญงานออกแบบก่อสร้างระบบบำบัดน้ำเสีย และระบบผลิตน้ำประปา



## ปริษัท อินเตอร์ เทค คอนซัลแตนท์ จำกัด INTER TECH CONSULTANTS CO., LTD

บริษัทที่ปรึกษาครอบคลุมงานทางด้านวิศวกรรมต่างๆ ได้แก่ วิศวกรรมแหล่งน้ำและชล ศาสตร์ วิศวกรรมชลประทาน วิศวกรรมสิ่งแวดล้อมและสุขาภิบาล สถาปัตยกรรมศาสตร์ เป็นต้น นอกจากนี้บริษัทยังให้บริการปรึกษา วางแผนแม่บท แผนรวม แผนปฏิบัติการ ในด้านการพัฒนาทรัพยากร น้ำตลอดจนทรัพยากรอื่นๆ ด้านสิ่งแวดล้อม ด้านการพัฒนาเศรษฐกิจและสังคม ด้านเศรษฐศาสตร์-การเงิน ด้านองค์กรบริหาร เพื่อนำเสนอต่อหน่วยงานที่เกี่ยวข้อง ขอความเห็นชอบดำเนินโครงการหรืออนุมัติ งบประมาณ





**王王王王**王王



ผู้ผลิตถังกรองน้ำและระบบรีเวอร์สออสโมชิส สำหรับ โรงงานและโรงแรม นำเข้าและจัดจำหน่ายสารเคมีในระบบน้ำ









บริการให้คำปริกษา ออกแบบก่อสร้าง ติดตั้ง ปรับปรุง ระบบบำบัดนำเสี ระบบประปา ระบบผลิตน้ำในโรงงานอุตสาหกรรม ระบบดับเพลิง งานติดตั้งระบบท่อทุกชนิด และงานด้านวิศวกรรม สิ่งแวดล้อมโดยทีมงานวิศวกรรมผู้เชี่ยวชาญ มากกว่า 10 ปี



www.cos-engineeringthailand.com เลยที่ 56/25 หมู่ 9 ต.ลาดสวาย อ.ลำลูกกา จ.ปทุมธานี 12150 TEL: 0-2010-1638, FAX : 0-2016-0389 MOBILE : 081-480-9683 E-mail :aos-engineering@hotmail.com



- บริการตรวจ วิเคราะท์คุณภาพน้ำและให้คำปรึกษา ปัญหา คุณภาพน้ำตามหลักวิชาการ โดยผู้มีประสบการณ์ มากกว่า 20 ปี
- จำหน่ายเครื่องกรอง สารกรอง อุปกรณ์ระบบบาบัดน้ำ
  ออกแบบ ติดตั้งและให้ค่าปรึกษาระบบปรับปรุงคุณภาพ
  น้ำทุกประเภท
  - " We Know The Water Quality "



## บริษัท ดีเทอร์มิเนชั่น กรุ๊ป จำกัด

81/96 หมู่ 5 ซ.วิภาวดี 25 แขวงทุ่งสองห้อง เขตหลักสี่ กรุงเทพฯ 10210 Tel.02-5911732 , 02-9548202 Fax: 02-9546702 Email:Determination_dgc@hotmail.com www.dgcwater.com



## บริษัท อะตอม เอ็นไวรอนเมนทอล คอนซัลแตนท์ จำกัด Atom Environmental Consultant Co., Ltd.



# บริการขอมเรา

-บริการดิดตั้งบ่อสังเกดการณ์ (Monitoring Well Installation) -บริการเก็บด้วอย่างดินและนำใด้ดิน วิเคราะท์ด้วอย่างในท้องปฏิบัติการ -บริการให้คำแนะนำ จัดกำรายงาน ประเมินทิศทางการไทลของนำใต้ดิน ดามกฎกระทรวงเรื่องควบคุมการปนเปื้อนในดิน และนำใต้ดินภายใน บริเวณโรงงาน พ.ศ. 2559

555/34 หมู่ 10 ต.ในกลองบางปลากก อ.พระสมุทรเจกีย์ จ.สมุทรปราการ 10290 Tell: (662) 408–4526 Fax: (662) 408–4526 E–mail: rakpong.atom@gmail.com , rakpong999@hotmail.com

#### บริษัท เอนไวรอนเมนทัล มูฟเม้นท์ จำกัด



เกิดจากการรวมตัวกันของผู้เชี่ยวชาญด้านสิ่งแวดล้อมสุขภาพ

และการมีส่วนร่วมของประชาชนในการจัดทำรายงาน IEE EIA EHIA CoP และ ESA มากกว่า 15 ปี ในด้านการศึกษาผลกระทบสิ่งแวดล้อมโครงการต่าง ๆ เช่น โรงงานอุตสาหกรรม นิคมอุตสาหกรรม โรงไฟฟ้าชีวมวล โรงไฟฟ้าพลังความร้อนร่วม รวมถึงโครงการที่พักอาศัย คอนโด โรงแรม โรงพยาบาล โดยบริษัทฯ มีความยินดีในการเสนอบริการที่เกี่ยวข้อง ดังต่อไปนี้ • รายงานการประเมินผลกระทบสิ่งแวดล้อม (EIA)

 รายงานการประเมินผลกระทบสิ่งแวดล้อม สำหรับโครงการหรือกิจการที่อาจก่อให้เกิด ผลกระทบต่อชุมชนอย่างรุนแรงทั้งทางด้านคุณภาพสิ่งแวดล้อม ทรัพยากรธรรมชาติและ สุขภาพ (EHIA)

รายงานผลกระทบสิ่งแวดล้อมเบื้องต้น (IEE)

 รายงานเกี่ยวกับการศึกษามาตรการป้องกันและแก้ไขผลกระทบต่อคุณภาพสิ่งแวดล้อมและ ความปลอดภัย (ESA)

- ประมวลหลักการปฏิบัติ (Code of Practice : CoP)
- ที่ปรึกษาในการจัดทำรายงานการตรวจสอบคุณภาพดินและน้ำ
- ใต้ดินตามกฎกระทรวงควบคุมการปนเปื้อนในดินและน้ำใต้ดิน
- ภายในบริเวณโรงงาน พ.ศ. 2559

ที่ปรึกษาในการจัดทำรายงานผลการปฏิบัติตามมาตรการลด
 ผลกระทบและติดตามตรวจสอบคุณภาพสิ่งแวดล้อม



บริษัท เอนไวรอนเมนทัล มูฟเม้นท์ จำกัด 49/81 หมู่ 8 ซอยแผ่นดินทอง 38 ถนนติวานนท์ ตำบลบางกระสอ อำเภอเมืองนนทบุรี จังหวัดนนทบุรี 11000 Tel.02-1569397 089-7747682 Fax. 02-1569319 www.envimove-thai.com Email : envimove@gmail.com



## บริษัท ทัสแท็ค จำกัด



บริษัท ทัสแท็ค จำกัด เป็นผู้ผลิตและจัดจำหน่ายสินค้าเคมีภัณฑ์ ที่ใช้ในโรงงานอุตสาหกรรม ระบบบำบัดน้ำดี รวมทั้งงานด้าน วิศวกรรมต่าง ๆ และงานติดตั้งระบบบำบัดน้ำดี ผลิตภัณฑ์เป็น มิตรกับสิ่งแวดล้อม ได้รับเครื่องหมายการรับรองมาตรฐาน สินค้า เพื่อเพิ่มความพึงพอใจสูงสุดของผู้ใช้สินค้าและงานบริการ









#### บริษัท เอ็นไวรอนเมนทัล แอดไวเซอร์ จำกัด

72 ซ.รามอินทรา 8 แยก 1 แขวงอนุสาวรีย์ เขตบางเขน กรุงเทพ ฯ 10220 Tel: +662 551 0299 E-mail: info@enva.co.th www.enva.co.th https://www.facebook.com/EnvironmentalAdvisor/

บริษัทที่ปรึกษาด้านสิ่งแวดล้อม ที่ก่อตั้งขึ้นโดยกลุ่มของนักวิทยาศาสตร์ วิศวกรและนักธรณีวิทยา ที่มีประสบการณ์มายาวนานในสายงานด้านสิ่ง แวดล้อม อาทิเช่น งานประเมินคุณภาพสิ่งแวดล้อมของพื้นที่ก่อนหรือหลัง ประกอบการ งานเก็บตัวอย่างด้านสิ่งแวดล้อมและงานติดตามตรวจวัด งาน ตรวจสอบขั้นตอนการทำงาน งานตรวจประเมินด้านสิ่งแวดล้อม เพื่อการซื้อ ขายโครงการ งานตรวจการปนเปื้อนในดินและน้ำใต้ดิน งานบำบัดฟื้นฟูพื้นที่ ปนเปื้อน เป็นต้น





## อภินันทนาการ

## โดย

## บริษัทไทยเบฟเวอเรจ จำกัด (มหาชน)



บริษัท วอเตอร์ อินเด็กซ์ แอนด์ คอนซัลแทนท์ จำกัด ดำเนินธุรกิจให้ดำปรึกษาด้านสิ่งแวดล้อมและให้ บริการอิสระ ที่มีความเชี่ยวชาญด้านการจัดการคุณภาพสิ่งแวดล้อม พร้อมทั้งการตรวจวิเคราะห์คุณภาพน้ำ อากาศ เสียง แรงสั่น โดยมีห้องปฏิบัติการที่ได้ขึ้นทะเบียนจาก สำนักเทคโนโลยีสิ่งแวดล้อม กรมโรงงานอุตสาหกรรม **ทะเบียนเลขที่ ว-209** 



บริษัท วอเดอร์ อินเด็กซ์ แอนด์ คอนซัลแทนท์ จำกัด 229/8 ซ.จรัญสนิทวงศ์ 95/1 ถ.จรัญสนิทวงศ์ แขวงบางอ้อ เขตบางพลัด กรุงเทพฯ 10700 Tel. 02-8855801-2 Fax. 02-8855803 Email. waterindex_con@hotmail.com Web. www.waterindex.co.th

# กำแพงกันน้ำ และ ระบบป้องกันน้ำท่วม

้กำแพงกั้นน้ำ และ ระบบป้องกันน้ำท่วมของบริษัทฯ ถูกออกแบบให้สามารถป้องกันน้ำท่วมได้อย่างมีประสิทธิภาพ คือ

- ผลิตภัณฑ์ป้องกันน้ำท่วมที่มาจากใต้ดิน เช่น กำแพงกั้นน้ำแบบปักลงดิน (เข็มพืดเหล็กขึ้นรูปเย็น)
- ผลิตภัณฑ์ป้องกันน้ำท่วมบนดิน เช่น กำแพงกั้นน้ำแบบพับได้ และกำแพงกั้นน้ำแบบเรียงต่อซ้อนกัน

้ผลิตภัณฑ์ของบริษัทฯ ได้รับการจดทะเบียนผลิตภัณฑ์ จากสำนักงานมาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรม ที่ อก 0706/265 ตามมาตรฐาน BS EN 10249-1:1996 และ BS EN 10249-2:1996

้บริษัทฯ มีทีมงาน ผู้เชี่ยวชาญตั้งแต่ ออกแบบ ผลิต และติดตั้ง ตลอดจนให้คำปรึกษาในการเลือกใช้ผลิตภัณฑ์ ้ป้องกันน้ำท่วมให้เหมาะกับแต่ละสถานที่และการใช้งาน รวมทั้งมีทีมงานบริการหลังการขายเพื่อดูแลลูกค้าอย่างต่อเนื่อง

ผลงานที่ผ่านมาบางส่วน

- โครงการของกรมโยธาธิการและผังเมือง กระทรวงมหาดไทย : เช่น โครงการป้องกันน้ำท่วม จ.สิงห์บุรี เป็นต้น
- โครงการของกรมชลประทาน กระทรวงเกษตรและสหกรณ์ : เช่น โครงการส่งน้ำและบำรุงรักษารังสิตใต้, โครงการงานก่อสร้างระบบระบายน้ำและป้องกันอุทกภัยริมคลองรังสิตประยุรศักดิ์ผังใต้ และโครงการก่อสร้าง ประตูระบายน้ำคลองสามวัง เป็นต้น
- บริษัท บุญรอดบริวเวอรี จำกัด



## บธิษัท **สยามสตีลอินเตอร์เนชั่นแนล** จำกัด (มหาชน)

51 หมู่ 2 ถ.ปู่เจ้าสมิงพราย ต.บางหญ้าแพรก อ.พระประแดง จ.สมุทรปราการ 10130, ประเทศไทย โทรศัพท์ : +66 (0) 2384-2876, 2384-3000, 2384-3030 โทรสาร : +66 (0) 2384-2330, 2394-2873 โทรศัพท์สายตรง : +66 (0) 2384-2552 มือถือ : 08-1842-9370 E-mail : werachai@siamsteel.com Website : www.luckybuilding.com, www.furnituresystem.com E-mail : center@siamsteel.com

















# <u>พกสักใบ สิทธิประโยชน์</u>



#### พิเศษสุด...สำหรับสมาชิกบัตธบางจาก เมื่อเติมน้ำมัน



้สมัครฟรี...รับบัตร-ใช้ได้ทันที ที่ปั๊มบางจากทั่วประเทศ

# บัตรบางจากแก๊สโซฮอล์ ดีเซล คลับ บัตรเดียว...ที่ให้สิทธิประโยชน์เกินคาด

- อับกะแนนพิเศษเพิ่มในวันที่ปรับขึ้นธาคาน้ำมัน โดยคืนส่วนต่างธาคาเป็นคะแนนสะสม
- 😰 ใช้คะแนนสะสมแลกรับส่วนลด **้ร้านกาแฟอินทนิล และร้าน SPAR** สะสมครบ 100 คะแนน เท่ากับ 20 บาท
- 🚯 ใช้คะแนนสะสมเป็นส่วนลดน้ำมัน สะสมครบ 250 คะแนน เท่ากับ 50 บาท
- 4 สิทธิพิเศษมากมายจากร้านค้า และบริการชื่อดัง ที่ร่วมรายการทุกเดือน

Call Center 1651 <u>รายละเอียดเพิ่มเติม www.bcpgreenclub.com</u>





บริษัท วิค แอนด์ ฮุคลันด์ จำกัด (มหาชน) WIIK & HOEGLUND PUBLIC CO.,LTD.

"บริษัท วิค แอนด์ ฮุคลันด์ จำกัด (มหาชน) มีส่วนสำคัญในการยกระดับ คุณภาพมาตรฐานของระบบสาธารณูปโภค ด้านโครงสร้างพื้นฐาน ซึ่งมีความสำคัญและส่งผลต่อการพัฒนาคุณภาพชีวิตของประชาชนทุกคนในประเทศไทย โดยมีการออกแบบใช้งาน และปรับปรุงระบบเดิมโดยการเปลี่ยนท่อเป็นท่อพลาสติก พอลิเอทิลีนชนิดความหนาแน่นสูง (HDPE) ซึ่งเป็นท่อชนิดเดียวกับที่ประเทศที่พัฒนาแล้วในยุโรปมีการใช้กับระบบสาธารณูปโภคมานานกว่า 50 ปี"







## WehoTank ถังเก็บน้ำ พอลิเอทิลีน ผนังเบาสองชั้น

Weholite ท่อพอลิเอทิลีน วีโฮไลท์ สำหรับท่อระบายน้ำ และท่อรวบรวมน้ำเสีย







WIIK & HOEGLUND PUBLIC CO., LTD. http://www.wiik-hoeglund.com/

90 CW Tower A, 35th Floor, Ratchadaphisek Road, Huaykwang Bangkok 10310 Thailand Tel : +662 612 8600 Fax : +662 645 2828 - 29



130

## **NSURATIO** Marine Department Ministry of Transport, Thailand www.md.go.th

#### **ชำระเงินการรรม**เ UƏJ ASULA ค่าใบอนุญาตให้เรือออกจากท่า ค่าธรรมเนียม **ດ່າ**ຈ້ານນຳຣ່ອນ làr ELEVEN ່ ຄ່າດາຮອອດໃບອนุญາດໃห້ກຳນາนใน เคาน์เตอร์เชอร์วิส ເຮືອປຣະມນ ຕາມມາດຣາ 285 24 ส.ค. -23 พ.ย.256 ทกสาขาทั่วประเทศ ) ຄ່າກາຣຕ່ອໃບອນເຊາດໃช้เรือ ) ค่าใบสำคัญรับรองการตรวจเรือ ເພື່ອຕ່ອວາຍຸໃບວນຼຸຸ ຼຸ ຼາດໃช້ເຮືອ โปรด..สวมชูชีพทุกครั้งขณะลงเรือ ด้วยความปารถนาดี ก กรมเจ้าท่า พบ..เห็น...เหตุฯ ทางน้ำ ไม่ปลอดภัย ໂປຣດແຈ້ง

**AIUNDUNSUIAINI** Marine Hotline cal

naro 38 cuertario I caestario 39/



## WATER DEVELOPMENT CONSULTANTS GROUP CO., LTD.

ประสบการณ์การดำเนินงานตั้งแต่ พ.ศ. 2534 จนถึงปัจจุบันกว่า 27 ปีที่พ่านมา มีพลงานการวางแพน การพัฒนาโครงการและที่ปรึกษาด้านการสำรวจ ศึกษา ออกแบบและควบคุมงานก่อสร้างมากกว่า 70 โครงการ ในงานต่าง ๆ ดังนี้

- ระบบโครงสร้างพื้นฐานของเมือง ชุมชน นิคมอุตสาหกรรม และสนามกอล์ฟ
- ระบบป้องกันน้ำท่วม
- ຣະບບຣະບາຍนໍ້າ
- ระบบป้องกันการกัดเซาะตลิ่งแม่น้ำและชายฟั่งทะเล
- ระบบคาดการณ์และพยากรณ์น้ำท่วม
- ຣະບບน້ຳປຣະປາ
- ระบบน้ำบาดาล
- ระบบรวบรวมและบำบัดน้ำเสีย



### บริษัท วอเตอร์ ดีเว็ลลัพเม็นท์ คอนซัลแท็นส์ กรุ๊ป จำกัด

46/147 ซอยรามอินทรา 31 ถนนรามอินทรา แขวงอนุสาวรีย์ เขตบางเขน กรุงเทพฯ 10220 Tel. 02-9730117-9 Fax. 02-5524575 http:// www.wdcg.co.th E-mail: wdcg@wdcg.co.th

# 66 YOUR WATER 99 SOLUTION

บริษัท ชลนวัต จำกัด เป็นบริษัทที่ปรึกษาทางด้านวิศวกรรมแหล่งน้ำ และสำรวจ ให้บริการ ดังนี้

• WATER RESOURCE PROJECT PLANNING AND STUDY : ศึกษาวางแพนแม่บทและความเหมา:สมโครงการพัฒนาแหล่งน้ำ

- GIS Mapping and Engineering Survey Technology : ระบบสารสนเทศภูมิศาสตร์และเทคโนโลยีด้านวิศวกรรมสำรวจ
  - TRANING & SEMINAR : สัมมนาและฟีกอบรม โดย พู้เชี่ยวชาญ นักวิชาการมีประสบการณ์

 PR MEDIA WEB : สื่อประชาสัมพันธ์ สื่อวีดิทัศน์ และเว็บไซต์



บธิษัท ชลนวัต จำกัด (สำนักงานใหญ่) 2521/53 โครงการบิซทาวน์ แขวงคลองเจ้าคุณสิงห์ เขตวังทองหลาง กรุงเทพฯ 10310 Tel./Fax.02-955-9985



# Benefit from a laboratory that cares about your results

ALS provides high quality, affordable and timely environmental testing and consulting services

> ALS Thailand is an ISO/IEC 17025 accredited laboratory that provides high quality solutions across a wide range of services, products and locations.

We employ qualified and experienced Testing, Inspection and Certification industry professionals and provide services to government, multinational companies, manufacturers, traders, consultants and mining companies across the world.

ALS Thailand HEAD OFFICE Bangkok : P: +66 2760 3000

Rayong : P: +66 3368 4940 Songkhla : P: +66 7489 5060 Nongkhai : P: +66 4208 3800-2 Surat Thani : P: +66 7790 2780-2 Chiang Mai : P: +66 5380 5547-49 Nakhon Ratchasima : P: +66 4407 9400-02

Water and Wastewater Analysis Sea Water Analysis Waste Analysis Soil Testing Air Testing (Stack and Ambient) Indoor Air Quality (IAQ Testing)

**CEMS** (Continuous Emission Monitoring System)

Right Solutions • Right Partner

alsglobal.com/environmental



## บริษัท สิมะอารีย์ เอ็นจิเนียริ่ง จำกัด SIMA-AREE ENGINEERING CO., LTD.

43/9 ซอยวัดกำแพง กนนพิบูลสงคราม ต.บางเขน อ.เมือง จ.นนทบุรี 11000 43/9 soi watkumpang, piboonsongkram rd., bangkhen, nontaburi 11000, thailand.

กลิบโอะสลายาบา้มอปะาศาลกจี่ขอสิกเขามหา้งมาแพ็ง ดอลา้อะาศาลกจี่ขอสิกเ มั่อกั้มลายาบา้มอปะาศาลกจี่ขอสิกเ สุรุพากมกุคบาชะอมอิบบและแกตูลสบกลมบงสื่อออิบบแง้กี

## บริหารงานโดย KU ENGINEER E39, E42

**Contact Information** 

The Head Office : 02-965-3041-3

FAX: 02 965-3830

Email : yai18112@gmail.com saovanee@sima-aree.com Website : http://www.sima-aree.com

