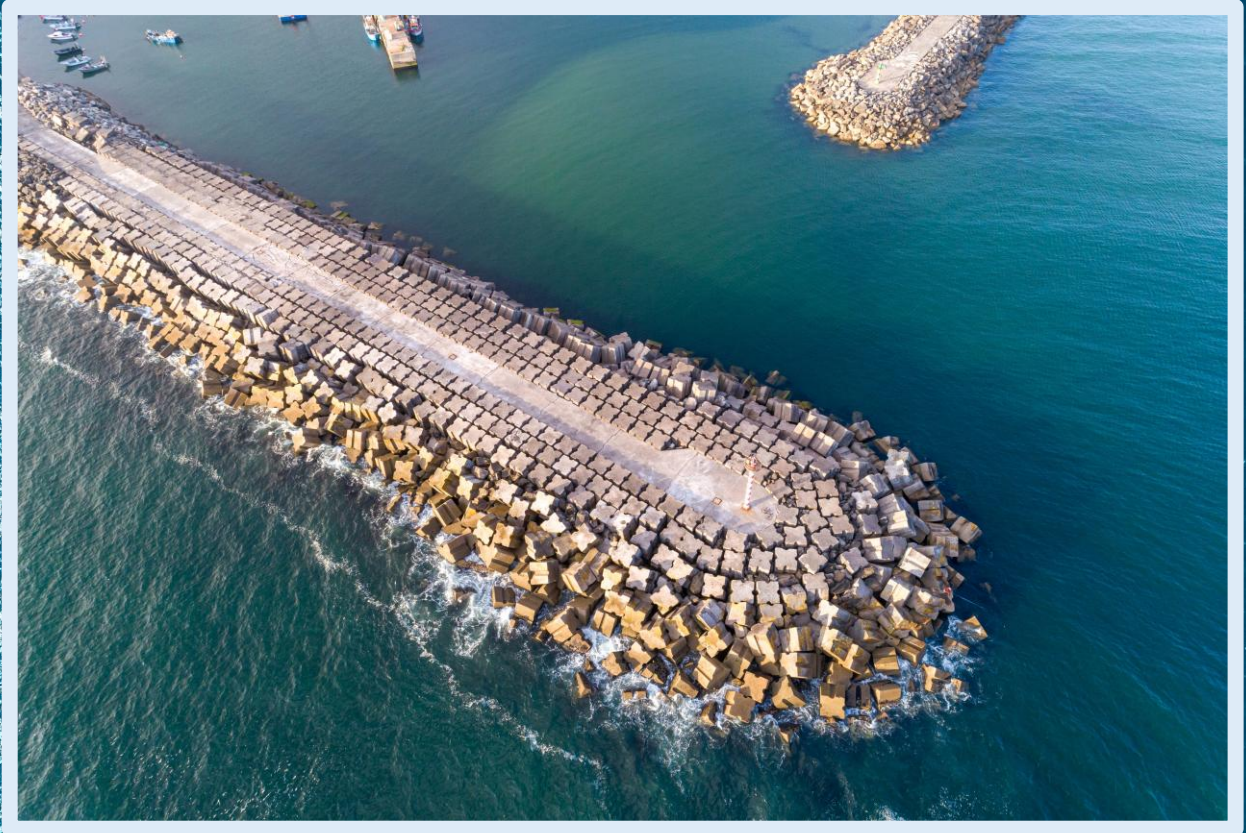


# วิศวกรรมชายฝั่งทะเลเบื้องต้น

Introduction to Coastal Engineering



ธรรมบุญ รัชมีมาสเมือง  
มหาวิทยาลัยบูรพา

---

# วิศวกรรมชายฝั่งทะเลเบื้องต้น

Introduction to Coastal Engineering

---

ธรรมนุญ รัศมีมาสเมือง

ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา

# วิศวกรรมชายฝั่งทะเลเบื้องต้น

(Introduction to Coastal Engineering)

ผู้เขียน                      ธรรมนูญ รัศมีมาสเมือง  
พิมพ์ครั้งที่ 1                ธันวาคม 2568  
จำนวนพิมพ์                100 เล่ม  
จำนวนหน้า                    397 หน้า

© สงวนลิขสิทธิ์ตามพระราชบัญญัติลิขสิทธิ์ พ.ศ. 2558

ห้ามลอกเลียนแบบ ทำซ้ำ ดัดแปลง ส่วนใดส่วนหนึ่งของหนังสือเล่มนี้  
นอกจากจะได้รับอนุญาตเป็นลายลักษณ์อักษรจากผู้เขียนเท่านั้น

## ข้อมูลทางบรรณานุกรมของสำนักหอสมุดแห่งชาติ

### National Library of Thailand Cataloging in Publication Data

ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.ธรรมนูญ รัศมีมาสเมือง

วิศวกรรมชายฝั่งทะเลเบื้องต้น. – กรุงเทพฯ : บริษัท แดเน็กซ์ อินเทอร์เน็ตปอเรชั่น จำกัด, 2568. 397 หน้า

1. คลื่นน้ำ 2. ตะกอนชายฝั่ง 3. การเปลี่ยนแปลงสัณฐานชายฝั่งทะเล 4. โครงสร้างชายฝั่งทะเล.

I. ชื่อเรื่อง

ISBN 978-616-630-300-1

## ผู้จัดพิมพ์

ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.ธรรมนูญ รัศมีมาสเมือง

คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา

169 ถนนลงหาดบางแสน ตำบลแสนสุข อำเภอเมืองชลบุรี

จังหวัดชลบุรี 20131

Email: [thamnoon@eng.buu.ac.th](mailto:thamnoon@eng.buu.ac.th)

## พิมพ์ที่

บริษัท แดเน็กซ์ อินเทอร์เน็ตปอเรชั่น จำกัด

เลขที่ 103/11 ซอยกำแพงเพชร 6 ซอย 5 ถนนกำแพงเพชร

แขวงตลาดบางเขน เขตหลักสี่ กรุงเทพมหานคร 10210

โทรศัพท์ 02-575-1791, Email: [protxts@hotmail.com](mailto:protxts@hotmail.com),

Website: [www.protxts.com](http://www.protxts.com)

## คำนำ

พื้นที่ชายฝั่งทะเลเป็นทรัพยากรธรรมชาติที่มีความสำคัญทางเศรษฐกิจ สังคม และสิ่งแวดล้อมอย่างยิ่ง โดยเป็นบริเวณที่มีการพัฒนาเป็นเมือง อุตสาหกรรม การท่องเที่ยว การคมนาคม และกิจกรรมทางเศรษฐกิจหลากหลายรูปแบบ อย่างไรก็ตาม พื้นที่ชายฝั่งมักประสบปัญหาการกัดเซาะชายฝั่ง การเปลี่ยนแปลงของสิ่งแวดล้อมชายฝั่ง และผลกระทบจากพายุหรือระดับน้ำทะเลที่เพิ่มสูงขึ้น ซึ่งล้วนเกี่ยวข้องกับพลศาสตร์ของคลื่น กระแสน้ำ และการเคลื่อนที่ของตะกอนในบริเวณชายฝั่งทะเล ดังนั้น การศึกษาและทำความเข้าใจหลักการทางวิศวกรรมชายฝั่งทะเลจึงเป็นสิ่งจำเป็นสำหรับการวางแผนและออกแบบโครงสร้างป้องกันชายฝั่งอย่างมีประสิทธิภาพ

ตำรา “วิศวกรรมชายฝั่งทะเลเบื้องต้น (Introduction to Coastal Engineering)” เล่มนี้ จัดทำขึ้นเพื่อใช้ประกอบการเรียนการสอนในรายวิชาวิศวกรรมชายฝั่งทะเลเบื้องต้น สำหรับนิสิตระดับปริญญาตรี (และบางส่วนใช้ในรายวิชาในระดับปริญญาโท ได้แก่ วิศวกรรมชายฝั่งทะเล โครงสร้างชายฝั่งทะเล โครงสร้างและการป้องกันชายฝั่งทะเล และการจัดการเขตชายฝั่งทะเลเชิงบูรณาการ) สาขาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา รวมทั้งเป็นแหล่งอ้างอิงสำหรับวิศวกรและผู้ปฏิบัติงานที่เกี่ยวข้อง เนื้อหาในตำราครอบคลุมทั้งภาคทฤษฎีและการประยุกต์ ผู้เขียนได้เรียงเรียงลำดับจากพื้นฐานไปสู่การออกแบบทางวิศวกรรม โดยพยายามให้เข้าใจง่าย แต่มีความละเอียดสำหรับการค้นคว้าเพิ่มเติม พร้อมยกตัวอย่างและคำถามท้ายบทเพื่อกระตุ้นการคิดวิเคราะห์

ตำรานี้ประกอบด้วย 10 บท ดังนี้

บทที่ 1 บทนำ กล่าวถึงความรู้เบื้องต้นเกี่ยวกับวิศวกรรมชายฝั่งทะเลและความสำคัญของพื้นที่ชายฝั่ง

บทที่ 2 การทบทวนคณิตศาสตร์และอุทกพลศาสตร์ ทบทวนพื้นฐานทางคณิตศาสตร์และอุทกพลศาสตร์ที่จำเป็นต่อการศึกษาค้นคว้าและกระแสน้ำ

บทที่ 3 ทฤษฎีคลื่นเชิงเส้น อธิบายทฤษฎีคลื่นเชิงเส้นและสมการที่เกี่ยวข้อง

บทที่ 4 คุณสมบัติของคลื่นเชิงเส้น นำเสนอสมบัติของคลื่นเชิงเส้น เช่น ความเร็ว ความดัน พลังงาน และความเค้นของรังสีคลื่น สมบัติเหล่านี้ใช้อธิบายลักษณะของคลื่นแบบสม่ำเสมอซึ่งเป็นคลื่นแบบง่ายและใช้งานมากในทางวิศวกรรม

บทที่ 5 การเปลี่ยนแปลงรูปร่างของคลื่นแบบสม่ำเสมอ อธิบายการเปลี่ยนแปลงรูปร่างของคลื่นแบบสม่ำเสมอภายใต้สภาวะต่าง ๆ เช่น การเข้าสู่ น้ำตื้น การหักเห การสะท้อน และการซัดขึ้นของคลื่น

บทที่ 6 คลื่นแบบไม่สม่ำเสมอ กล่าวถึงคลื่นแบบไม่สม่ำเสมอที่พบในธรรมชาติ และหลักการทางสถิติและหลักการสเปกตรัมในการวิเคราะห์

บทที่ 7 การเปลี่ยนแปลงรูปร่างของคลื่นแบบไม่สม่ำเสมอ นำเสนอการเปลี่ยนแปลงรูปร่างของคลื่นแบบไม่สม่ำเสมอ

วิศวกรรมชายฝั่งทะเลเบื้องต้น

บทที่ 8 กระแสน้ำใกล้ชายฝั่งที่เกิดจากคลื่น กล่าวถึงกระแสน้ำใกล้ชายฝั่งที่เกิดจากคลื่นซึ่งเคลื่อนที่เข้าหาชายฝั่งและแตกตัวเมื่อถึงจุดจำกัดของคลื่น

บทที่ 9 การเคลื่อนที่ของตะกอนและการเปลี่ยนแปลงสัณฐานชายฝั่ง อธิบายกระบวนการเคลื่อนที่ของตะกอนซึ่งเกิดจากกระแสน้ำใกล้ชายฝั่ง ผลของการเคลื่อนที่ของตะกอนนำมาซึ่งการเปลี่ยนแปลงสัณฐานชายฝั่ง และแนะนำหลักการของแบบจำลองที่ใช้ในการทำนายการเปลี่ยนแปลงสัณฐานชายฝั่ง และ

บทที่ 10 การออกแบบการป้องกันชายฝั่ง เป็นการประยุกต์ใช้หลักการทางวิศวกรรมชายฝั่งในการออกแบบโครงสร้างป้องกันชายฝั่งประเภทต่าง ๆ เช่น เขื่อนกันคลื่น กำแพงกันคลื่น การเติมทรายชายหาด

ตำราเล่มนี้แต่งขึ้นและใช้ประกอบการเรียนการสอนวิชาวิศวกรรมชายฝั่งทะเลเบื้องต้น ตั้งแต่ปีการศึกษา 2565 เป็นต้นมา โดยนำเอกสารคำสอนในรายวิชาวิศวกรรมชายฝั่ง ระดับปริญญาโท มาเรียบเรียงให้เหมาะสมกับนิสิตระดับปริญญาตรี มีการปรับปรุงโดยการเพิ่มตัวอย่างการคำนวณ ผลลัพธ์และข้อค้นพบจากงานวิจัยของผู้เขียน ในปีการศึกษา 2566 และ 2567 อย่างต่อเนื่อง ในฉบับปรับปรุงปี 2568 นี้มีการเพิ่มเติมการทบทวนทางคณิตศาสตร์และอุทกพลศาสตร์และแยกเนื้อหาบางบทออกจากกันเพื่อให้แต่ละบทมีความกระชับเหมาะกับการสอนในห้องเรียนและอ่านเพิ่มเติมนอกห้องเรียน

ผู้เขียนขอขอบคุณครูบาอาจารย์ที่ได้ประสาทความรู้ให้ผู้เขียนตั้งแต่เด็กจนถึงปัจจุบัน โดยเฉพาะอย่างยิ่งความรู้ด้านวิศวกรรมชลศาสตร์และชายฝั่งทะเล อาทิ รศ.ดร.สงวน ปัทมธรรมกุล และ รศ.ดร.สังจะเสถบุตร (มหาวิทยาลัยขอนแก่น); ผศ.ดร.สุทัศน์ วิสกุล, ศ.ดร.สุภัทธ์ วงศ์วิเศษสมใจ และ ศ.ดร.ธวัชชัย ดิงส์ยูชลี (Asian Institute of Technology); Prof. Dr. Jun Sasaki และ Prof. Emeritus Dr. Tomoya Shibayama (Yokohama National University) ขอแสดงความขอบคุณเป็นพิเศษไปยัง รศ.ดร.วิญญูรัตน์ปิติกรณ์, สถาบันเทคโนโลยีนานาชาติสิรินธร ที่เอื้อเพื่อเอกสารอ้างอิงและข้อมูลจำนวนมากในการแต่งตำราเล่มนี้ ขอขอบคุณ ศ.ดร.อนามัย (ธีรวิโรจน์) เทศจันทิก, รศ.ดร.สิทธิภัทร์ เอื้ออภิวัชร (มหาวิทยาลัยบูรพา), รศ.ดร.สนิท วงษา (มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี), รศ.ดร.อดิษฐ์ พรพรหมินทร์ (มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์), และ รศ.ดร.อารียา ฤทธิมา (มหาวิทยาลัยมหิดล) ที่ให้ข้อคิดเห็นและข้อเสนอแนะอันเป็นประโยชน์ในการเรียบเรียงตำราเล่มนี้ สุดท้ายขอขอบคุณภรรยาและบุตรสาวทั้งสองคนที่เป็นแรงบันดาลใจและกำลังใจให้ผู้เขียนเสมอมา

ผู้เขียนหวังเป็นอย่างยิ่งว่าตำรา “วิศวกรรมชายฝั่งทะเลเบื้องต้น” เล่มนี้จะเป็นประโยชน์ต่อการเรียนการสอน การวิจัย และการประยุกต์ใช้งานทางวิศวกรรม เพื่อการจัดการและพัฒนาพื้นที่ชายฝั่งทะเลของประเทศอย่างยั่งยืนต่อไป

ธรรมบุญ รัศมีมาสเมือง  
ภาควิชาวิศวกรรมโยธา  
คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา  
พฤศจิกายน 2568

## สารบัญ

	หน้า
คำนำ	i
สารบัญ	iii
สารบัญภาพ	vii
สารบัญตาราง	xi
รายการสัญลักษณ์	xiii
<b>บทที่ 1 บทนำ</b>	<b>1</b>
1.1 วิศวกรรมที่เกี่ยวข้องกับน้ำ	1
1.2 วิศวกรรมชายฝั่งทะเล	3
1.3 พื้นที่ชายฝั่งทะเล	4
1.4 ความสำคัญของพื้นที่ชายฝั่งทะเล	6
1.5 คำศัพท์ที่เกี่ยวข้องชายฝั่ง	7
1.6 ขอบเขตเชิงเวลาและพื้นที่ทางวิศวกรรม	9
1.7 สรุปท้ายบทที่ 1	10
คำถามท้ายบทที่ 1	11
เอกสารอ้างอิงบทที่ 1	11
<b>บทที่ 2 การทบทวนคณิตศาสตร์และอุทกพลศาสตร์</b>	<b>13</b>
2.1 การทบทวนคณิตศาสตร์	13
2.2 การทบทวนสมการควบคุมของอุทกพลศาสตร์	18
2.3 สรุปท้ายบทที่	27
คำถามท้ายบทที่ 2	27
เอกสารอ้างอิงบทที่ 2	29
<b>บทที่ 3 ทฤษฎีคลื่นเชิงเส้น</b>	<b>31</b>
3.1 คุณลักษณะของคลื่น	31
3.2 คลื่นแบบสม่ำเสมอ	34
3.3 สมการควบคุมและเงื่อนไขขอบเขต	34
3.4 ผลเฉลยของทฤษฎีคลื่นเชิงเส้น	36
3.5 สรุปท้ายบทที่ 3	47
คำถามท้ายบทที่ 3	48
เอกสารอ้างอิงบทที่ 3	48

## สารบัญ (ต่อ)

	หน้า
<b>บทที่ 4 คุณสมบัติของคลื่นเชิงเส้น</b>	<b>51</b>
4.1 ความเร็วและความเร่งของอนุภาคน้ำ	52
4.2 การกระจัดของอนุภาค	53
4.3 ความดันของคลื่น	57
4.4 ความหนาแน่นของพลังงานคลื่น	60
4.5 พลังค์ของพลังงานคลื่น	61
4.6 พลังค์ของโมเมนตัมหรือความเค้นของรังสีคลื่น	65
4.7 สรุปท้ายบทที่ 4	72
คำถามท้ายบทที่ 4	74
เอกสารอ้างอิงบทที่ 4	74
<b>บทที่ 5 การเปลี่ยนแปลงรูปร่างของคลื่นแบบสมำเสมอ</b>	<b>75</b>
5.1 การเข้าสู่หน้าตั้งของคลื่น	75
5.2 การหักเหของคลื่น	79
5.3 การสะท้อนของคลื่น	83
5.4 การเลี้ยวเบนของคลื่น	85
5.5 การแตกตัวของคลื่น	88
5.6 การยกตัวของคลื่น	97
5.7 การซัดขึ้นของคลื่น	102
5.8 สรุปท้ายบทที่ 5	108
คำถามท้ายบทที่ 5	109
เอกสารอ้างอิงบทที่ 5	111
<b>บทที่ 6 คลื่นแบบไม่สมำเสมอ</b>	<b>117</b>
6.1 คุณลักษณะของคลื่นลม	117
6.2 การวิเคราะห์ทางสถิติ	118
6.3 การวิเคราะห์สเปกตรัม	143
6.4 ความสัมพันธ์ระหว่างสเปกตรัมคลื่นและสถิติคลื่น	149
6.5 สรุปท้ายบทที่ 6	156
คำถามท้ายบทที่ 6	157
เอกสารอ้างอิงบทที่ 6	158

## สารบัญ (ต่อ)

	หน้า
<b>บทที่ 7</b>	
<b>การเปลี่ยนแปลงรูปร่างของคลื่นแบบไม่สมำเสมอ</b>	<b>161</b>
7.1 แนวทางเชิงประสบการณ์	161
7.2 แนวทางคลื่นตัวแทน	169
7.3 แนวทางความน่าจะเป็น	179
7.4 แนวทางเชิงสเปกตรัม	194
7.5 แนวทางคลื่นแบบแปลงค่า	196
7.6 การยกตัวของระดับน้ำเนื่องจากคลื่นแตกตัว	200
7.7 การซัดขึ้นของคลื่น	204
7.8 สรุปท้ายบทที่ 7	208
คำถามท้ายบทที่ 7	209
เอกสารอ้างอิงบทที่ 7	210
<b>บทที่ 8</b>	
<b>กระแสน้ำใกล้ชายฝั่งที่เกิดจากคลื่น</b>	<b>213</b>
8.1 การหมุนเวียนของน้ำใกล้ชายฝั่ง	213
8.2 กระแสน้ำขนานชายฝั่ง	214
8.3 กระแสน้ำย้อนกลับ	218
8.4 กระแสน้ำขวางชายฝั่ง	220
8.5 สรุปท้ายบทที่ 8	232
คำถามท้ายบทที่ 8	232
เอกสารอ้างอิงบทที่ 8	233
<b>บทที่ 9</b>	
<b>การเคลื่อนที่ของตะกอนและการเปลี่ยนแปลงสัณฐานชายฝั่ง</b>	<b>237</b>
9.1 การเคลื่อนที่ของตะกอนเริ่มต้น	238
9.2 รูปแบบการเคลื่อนที่ของตะกอน	241
9.3 ความเข้มข้นของตะกอนแขวนลอย	242
9.4 อัตราการเคลื่อนที่ของตะกอน	266
9.5 แบบจำลองการเปลี่ยนแปลงสัณฐานชายฝั่ง	286
9.6 สรุปท้ายบทที่ 9	295
คำถามท้ายบทที่ 9	296
เอกสารอ้างอิงบทที่ 9	297

## สารบัญ (ต่อ)

	หน้า
<b>บทที่ 10 การออกแบบการป้องกันชายฝั่ง</b>	<b>305</b>
10.1 ภาพรวม	305
10.2 เชื้อนกันคลื่นแบบหินทิ้ง	308
10.3 เชื้อนกันคลื่นแบบแนวโค้ง	329
10.4 กำแพงกันคลื่น	348
10.5 รอดักทราย	365
10.6 การเติมทรายชายหาด	367
10.7 การป้องกันหาดโคลน	373
10.8 สรุปท้ายบทที่ 10	377
คำถามท้ายบทที่ 10	378
เอกสารอ้างอิงบทที่ 10	381
<b>เฉลยคำถามท้ายบท</b>	<b>385</b>
<b>ดัชนี</b>	<b>393</b>
<b>ประวัติผู้แต่ง</b>	<b>397</b>

## สารบัญภาพ

	หน้า
ภาพที่ 1.1 หน้าตัดขวางชายหาด	7
ภาพที่ 1.2 แผนภาพเชิงแนวคิดของปรากฏการณ์ทางทางธรณีและสมุทรศาสตร์ฯ	10
ภาพที่ 2.1 อัตราการไหลของมวลเข้าสู่และออกจากปริมาตรควบคุมในทิศทาง $x$	19
ภาพที่ 2.2 แรงกระทำที่ผิวที่กระทำต่อปริมาตรควบคุมในทิศทาง $x$	21
ภาพที่ 2.3 ความหมายทางกายภาพของการหมุนรอบแกน $y$	24
ภาพที่ 3.1 คลื่นรูปไซน์	31
ภาพที่ 3.2 การแยกย่อยคลื่นแบบไม่สม่ำเสมอ	33
ภาพที่ 3.3 พื้นที่สนใจสำหรับคลื่นแบบสม่ำเสมอ	35
ภาพที่ 3.4 ภาพร่างของ $\eta$ จากสมการที่ (3.17)	37
ภาพที่ 3.5 ภาพร่างของ $\eta$ จากสมการที่ (3.19)	37
ภาพที่ 3.6 ภาพร่างของ $\eta$ จากสมการที่ (3.23)	38
ภาพที่ 3.7 การเปลี่ยนแปลงของฟังก์ชันไฮเพอร์บอลิก	39
ภาพที่ 4.1 รูปทรงวงรีของวิถีการเคลื่อนที่ของอนุภาคน้ำ	54
ภาพที่ 4.2 วิถีการเคลื่อนที่ของอนุภาคน้ำในคลื่นในเขตน้ำลึก เขตนํ้าปานกลาง และเขตนํ้าตื้น	55
ภาพที่ 4.3 ความสมดุลของโมเมนตัมแนวราบในทิศทาง $x$	65
ภาพที่ 4.4 ลักษณะพิเศษของคลื่นที่เคลื่อนที่ท่ามกลางกับเส้นตั้งฉากกับแนวชายฝั่ง	67
ภาพที่ 5.1 ลักษณะของแนวรังสีคลื่นและแนวสันคลื่นในขณะที่เคลื่อนที่เข้าสู่หน้าตื้น	75
ภาพที่ 5.2 สัมประสิทธิ์การเข้าสู่หน้าตื้น	77
ภาพที่ 5.3 ลักษณะของมุมคลื่นของแนวสันคลื่นระหว่างการหักเห	80
ภาพที่ 5.4 ลักษณะของแนวรังสีคลื่นระหว่างการหักเหบนเส้นชั้นความลึกที่ขนานกัน	81
ภาพที่ 5.5 การเลี้ยวเบนของคลื่น	86
ภาพที่ 5.6 ชนิดของคลื่นแตกตัว	89
ภาพที่ 5.7 นิยามของการยกตัวของคลื่น หรือการลดตัวของคลื่น	97
ภาพที่ 5.8 การสมดุลของแรงในแนวนอน	98
ภาพที่ 5.9 นิยามของการชดชขึ้นของคลื่นและความสูงคลื่นชัด	102
ภาพที่ 5.10 คลื่นชัดบนพื้นเอียงผิวไม่เรียบ	105

## สารบัญภาพ (ต่อ)

	หน้า
ภาพที่ 6.1 โพรไฟล์คลื่นจากสถานการณ์ทะเลที่ไม่สม่ำเสมอจากการวัดที่ตำแหน่งบนทะเล	117
ภาพที่ 6.2 นิยามพารามิเตอร์ของคลื่นสำหรับสภาพทะเลที่ไม่สม่ำเสมอ	118
ภาพที่ 6.3 ความหนาแน่นของความน่าจะเป็นของความสูงแจกแจงปกติ	124
ภาพที่ 6.4 การแยกโพรไฟล์คลื่นที่ไม่สม่ำเสมอ	144
ภาพที่ 6.5 แผนผังสำหรับสเปกตรัมพลังงาน	144
ภาพที่ 6.6 แผนผังสำหรับสเปกตรัมความถี่ $[S(f)]$	145
ภาพที่ 6.7 แผนผังสำหรับสเปกตรัมคลื่นทิศทาง	145
ภาพที่ 6.8 ตัวอย่างของสเปกตรัม Bretschneider-Mitsuyasu	146
ภาพที่ 7.1 ตัวอย่างการคำนวณและการวัดการเปลี่ยนแปลงของความสูงคลื่นตัวแทน	165
ภาพที่ 7.2 ตัวอย่างคลื่นแต่ละคลื่นจากบันทึกคลื่นที่ไม่สม่ำเสมอ	179
ภาพที่ 7.3 การแยกองค์ประกอบของบันทึกคลื่นที่ไม่สม่ำเสมอ	196
ภาพที่ 8.1 มุมมองแผนผังของระบบกระแสน้ำใกล้ชายฝั่ง	213
ภาพที่ 8.2 มุมมองแผนผังของกระแสน้ำขนานฝั่ง	215
ภาพที่ 8.3 โพรไฟล์กระแสน้ำตามแนวชายฝั่งเมื่อไม่มีและมีการผสมในแนวข้าง	216
ภาพที่ 8.4 ลักษณะของกระแสน้ำย้อนกลับ	219
ภาพที่ 8.5 โพรไฟล์กระแสน้ำไหลย้อนกลับข้ามชายฝั่งในแนวตั้งฉากกับแนวชายฝั่ง	220
ภาพที่ 9.1 การสะสมตัวของตะกอนรอบบริเวณเขื่อนกันทรายและคลื่นปากร่องน้ำ ที่ปากแม่น้ำปราณบุรี ประเทศไทย	238
ภาพที่ 9.2 รูปแบบของการเคลื่อนตัวของตะกอน	241
ภาพที่ 9.3 โพรไฟล์ความเข้มข้นของตะกอนแขวนลอยภายใต้สภาพคลื่นที่ไม่แตกตัว	249
ภาพที่ 9.4 โพรไฟล์ความเข้มข้นของตะกอนแขวนลอยภายใต้สภาวะคลื่นแตกตัว	253
ภาพที่ 9.5 แผนผังนิยามของชั้นการเคลื่อนที่ของตะกอน	268
ภาพที่ 9.6 นิยามของสมการต่อเนื่องของตะกอนชายฝั่ง	288
ภาพที่ 9.7 กริทธิผลต่างจำกัดในแบบจำลองการเปลี่ยนแปลงเส้นชายฝั่ง	289
ภาพที่ 9.8 ภาพร่างการกำหนดกริดเชิงตัวเลขในช่วงเวลา $k$ ใด ๆ	291
ภาพที่ 9.9 โครงสร้างของแบบจำลองการเปลี่ยนแปลงสัณฐานชายฝั่ง	292

## สารบัญภาพ (ต่อ)

	หน้า
ภาพที่ 10.1 ผลกระทบของรอดักทรายที่แหลมหลวงรีสอร์ท จังหวัดเพชรบุรี	307
ภาพที่ 10.2 ผลกระทบของกำแพงป้องกันคลื่นริมชายหาดที่บ้านราชมงคล จังหวัดเพชรบุรี	307
ภาพที่ 10.3 ผลกระทบของเขื่อนกันคลื่นปากร่องแม่น้ำปราณบุรี จังหวัดประจวบคีรีขันธ์	308
ภาพที่ 10.4 หน้าตัดของเขื่อนกันคลื่นแบบหินทิ้งที่มีชั้นหินสี่ชั้น สำหรับกรณีที่มีคลื่นกระทบทั้งสองด้านและมีเงื่อนไขการคลื่นกระโจนข้ามโครงสร้างในระดับปานกลาง	310
ภาพที่ 10.5 หน้าตัดของเขื่อนกันคลื่นแบบหินทิ้งที่มีชั้นหินสามชั้น สำหรับกรณีที่มีคลื่นกระทบทั้งสองด้านและมีเงื่อนไขคลื่นกระโจนข้ามโครงสร้างในระดับปานกลาง	310
ภาพที่ 10.6 หน้าตัดของเขื่อนกันคลื่นแบบหินทิ้งที่มีชั้นหินสามชั้น สำหรับกรณีที่มีคลื่นกระทบด้านเดียวและมีเงื่อนไขคลื่นกระโจนข้ามโครงสร้างตั้งแต่ไม่มีเลยจนถึงระดับปานกลาง	310
ภาพที่ 10.7 หน้าตัดของเขื่อนกันคลื่นแบบหินทิ้งที่มีชั้นหินสองชั้น	311
ภาพที่ 10.8 รูปแบบการพังทลายของเขื่อนกันคลื่นแบบกำแพงหินทิ้ง	312
ภาพที่ 10.9 ตัวอย่างก้อนคอนกรีตชั้นเกราะ	313
ภาพที่ 10.10 ขนาดของเขื่อนกันคลื่นแบบหินทิ้ง	320
ภาพที่ 10.11 การตอบสนองของชายหาดต่อเขื่อนกันคลื่น	326
ภาพที่ 10.12 หน้าตัดทั่วไปของเขื่อนกันคลื่นแนวตั้ง	329
ภาพที่ 10.13 ตัวอย่างของเขื่อนกันคลื่นแนวตั้งในประเทศญี่ปุ่น	330
ภาพที่ 10.14 รูปแบบความเสียหายหลักของเขื่อนกันคลื่นแนวตั้ง	331
ภาพที่ 10.15 แผนภาพวัตถุอิสระของแรง (Free-body diagram) ที่กระทำต่อส่วนโครงสร้างแนวตั้ง	332
ภาพที่ 10.16 การกระจายแรงดันคลื่นบนส่วนแนวตั้ง	333
ภาพที่ 10.17 มิติของโครงสร้างเขื่อนหินทิ้ง	340
ภาพที่ 10.18 การป้องกันพื้นบริเวณฐานโครงสร้าง	347
ภาพที่ 10.19 หน้าตัดของกำแพงกันคลื่นแบบบล็อกหิน	349
ภาพที่ 10.20 แผนภาพการออกแบบอัตราการล้นของคลื่นบนกำแพงกันคลื่นแนวตั้งที่มีความลาดชันของพื้นทะเล $1/10$ ซึ่ง $H'_o = H_{1/3,o}$	351
ภาพที่ 10.21 แผนภาพการออกแบบอัตราการล้นของคลื่นบนกำแพงกันคลื่นแนวตั้งที่มีความลาดชันของพื้นทะเล $1/30$ ซึ่ง $H'_o = H_{1/3,o}$	352
ภาพที่ 10.22 แผนภาพการออกแบบอัตราการล้นของคลื่นบนกำแพงกันคลื่นบล็อกหินที่มีความลาดชันของพื้นทะเล $1/10$ $H'_o = H_{1/3,o}$	353

## สารบัญภาพ (ต่อ)

	หน้า
ภาพที่ 10.23 แผนภาพการออกแบบอัตราการล้นคลื่นของเขื่อนกันคลื่นแบบบล็อกหินบนพื้นทะเลที่มีความลาดชัน $1/30$ $H'_o = H_{1/3,0}$	354
ภาพที่ 10.24 ระดับความสูงของสันกำแพงกันคลื่น	361
ภาพที่ 10.25 กำแพงกันคลื่นแบบบล็อกหิน	362
ภาพที่ 10.26 มุมมองของโครงสร้างรอดักทราย	365
ภาพที่ 10.27 การเติมทรายชายหาด	367
ภาพที่ 10.28 ประเภทหน้าตัดของชายหาด	371
ภาพที่ 10.29 มุมมองแผนภาพแสดงทิศทางการเคลื่อนที่ของตะกอน	372
ภาพที่ 10.30 กลไกการป้องกันชายฝั่งแบบโคลนด้วยป่าชายเลน	374
ภาพที่ 10.31 แนวทางป้องกันชายฝั่งแบบหาดโคลนโดยใช้โครงสร้าง	374
ภาพที่ 10.32 การลดทอนคลื่นผ่านโครงสร้างแบบเสา	375

## สารบัญตาราง

	หน้า
ตารางที่ 1.1 ความยาวของเส้นแนวชายฝั่งทะเลของบางประเทศ	5
ตารางที่ 1.2 ตัวอย่างเมืองใหญ่ของโลกที่อยู่ในพื้นที่ชายฝั่งทะเล	6
ตารางที่ 2.1 อัตราการไหลของมวลในทิศทาง $x$ , $y$ , และ $z$	19
ตารางที่ 3.1 ขอบเขตของโซนน้ำตื้น ความลึกปานกลาง และโซนน้ำลึก	39
ตารางที่ 3.2 สมการของพาราดีเตอร์สามัญสำหรับคลื่นที่เคลื่อนที่ไปข้างหน้า	42
ตารางที่ 4.1 สรุปรวมการของคลื่นเชิงเส้น	72
ตารางที่ 5.1 ค่าแนะนำของสัมประสิทธิ์ $a$ และ $b$ สำหรับโครงสร้างประเภทต่าง ๆ	84
ตารางที่ 5.2 สูตรความสูงคลื่นแตกตัว	92
ตารางที่ 5.3 สูตรความลึกน้ำ ณ คลื่นแตกตัว	96
ตารางที่ 5.4 พารามิเตอร์เชิงประสบการณ์สำหรับสูตรความสูงคลื่นชดบนพื้นเอียงผิวไม่เรียบ	105
ตารางที่ 6.1 ความสูงและระยะเวลาของคลื่นที่อ่านจากภาพที่ 6.1	119
ตารางที่ 6.2 ความสูงของคลื่นไร้มิติของ Battjes and Groenendijk (2000)	130
ตารางที่ 6.3 ค่าคงที่ $K_1$ และ $K_2$ ของสัมประสิทธิ์ $\beta$ สำหรับ RS07a-RS07c	133
ตารางที่ 6.4 ฟังก์ชันการแจกแจงสะสม	135
ตารางที่ 6.5 สูตรการประมาณค่า $H_m$ , $H_{1/3}$ , $H_{1/10}$ และ $H_{max}$ ที่ได้จากฟังก์ชันความน่าจะเป็น	136
ตารางที่ 6.6 สูตรการประมาณค่า $H_m$ , $H_{1/3}$ , $H_{1/10}$ และ $H_{max}$	153
ตารางที่ 7.1 ค่าคงที่ $C_1 - C_5$ ของสูตร Goda ที่ดัดแปลงสำหรับการคำนวณ $H_m$ , $H_{rms}$ , $H_{1/3}$ , $H_{1/10}$ , $H_{max}$ และ $H_{m0}$	165
ตารางที่ 7.2 ค่าคงที่ สำหรับการคำนวณ	183
ตารางที่ 7.3 แบบจำลองการสลายพลังงานที่มีอยู่สำหรับการคำนวณ	189
ตารางที่ 8.1 แบบจำลองได้น้ำเฉลี่ยที่มีอยู่สำหรับคลื่นสม่ำเสมอ	224
ตารางที่ 8.2 แบบจำลองกระแสหน้าตลบเฉลี่ยที่มีอยู่สำหรับคลื่นไม่สม่ำเสมอ	228
ตารางที่ 9.1 แบบจำลองสำหรับการคำนวณค่าความเข้มข้นอ้างอิงภายใต้คลื่นสม่ำเสมอ	248
ตารางที่ 9.2 แบบจำลองสำหรับการคำนวณสัมประสิทธิ์การแพร่กระจายภายใต้คลื่นสม่ำเสมอ	254
ตารางที่ 9.3 แบบจำลองสำหรับการคำนวณค่าความเข้มข้นอ้างอิงภายใต้คลื่นไม่สม่ำเสมอ	262
ตารางที่ 9.4 แบบจำลองสำหรับการคำนวณสัมประสิทธิ์การแพร่กระจายภายใต้คลื่นไม่สม่ำเสมอ	264

## สารบัญตาราง (ต่อ)

	หน้า
ตารางที่ 10.1 ค่า $K_D$ ที่แนะนำสำหรับก้อนคอนกรีตชั้นเกราะ 3 ประเภท โดยวางแบบส้อมสองชั้น	314
ตารางที่ 10.2 ค่า $K_D$ ค่าที่แนะนำของ $k_\Delta$ และ $\Lambda$ สำหรับก้อนคอนกรีตชั้นเกราะ 3 ประเภท ซึ่งจัดวางแบบส้อมในสองชั้น	316
ตารางที่ 10.3 การจำแนกประเภทการตอบสนองของชายหาด	327
ตารางที่ 10.4 ประเภทของการกัดเซาะบริเวณช่องว่าง	327
ตารางที่ 10.5 ขีดจำกัดที่ยอมรับได้ของอัตราการกระโจนข้ามของคลื่นจากมุมมอง ด้านความปลอดภัยของโครงสร้าง	360
ตารางที่ 10.6 ค่า $A$ ที่แนะนำตามฟังก์ชันของ $d_{50}$ ( $m^{1/3}$ )	368
ตารางที่ 10.7 ค่าพารามิเตอร์ $a$ , $b$ และ $c$ สำหรับสูตรการลดทอนคลื่นเนื่องจากโครงสร้างเสา	375

## รายการสัญลักษณ์และคำย่อ

$a$	แอมพลิจูดคลื่น (wave amplitude), ความเร่ง (acceleration), ระดับอ้างอิง (reference level)
$a_1, \dots, a_n$	พารามิเตอร์เชิงประสบการณ์ (Empirical parameters)
$A$	พื้นที่ (area)
$A_a$	พื้นที่ผิวชั้นเกราะ (surface area of armor layer)
$A_b$	แอมพลิจูดโคจรที่พื้น (bottom orbital amplitude)
$A_e$	พื้นที่กัดเซาะในหน้าตัดของชั้นเกราะ (erosion area in a cross-section of armor layer)
$A_f$	พื้นที่ผิวของชั้นกรอง (surface area of filter layer)
$A_F$	พารามิเตอร์ขนาดของตะกอนเติม (fill sediment scale parameter)
$A_N$	พารามิเตอร์ขนาดของตะกอนเดิม (native sediment scale parameter)
$b$	ความกว้างฐานของโครงสร้างแนวตั้ง (base width of upright section), ระดับอ้างอิง (reference level)
$b_1, b_2$	พารามิเตอร์เชิงประสบการณ์ (Empirical parameters)
$b_a$	ความกว้างฐานของชั้นเกราะ (base width of armor layer)
$b_{co}$	ความกว้างฐานของแกน (base width of core)
$b_f$	ความกว้างฐานของชั้นกรอง (base width of filter layer)
$B$	สัมประสิทธิ์คลื่นแตกตัว (breaker coefficient); ความสูงของคัน (berm height)
$B_a$	ความกว้างด้านบนของชั้นเกราะ (top width of armor layer)
$B_{co}$	ความกว้างด้านบนของแกน (top width of core)
$B_f$	ความกว้างด้านบนของชั้นกรอง (top width of filter layer)
$B_o$	พารามิเตอร์รูปร่างคลื่น (wave shape parameter)
$B_t$	ความกว้างคันของฐานโครงสร้าง (berm width of toe structure)
$B_M$	ความกว้างคัน (berm width)
BBC	เงื่อนไขขอบเขตที่พื้น (Bottom Boundary Condition)
$c$	ความเร็วคลื่น (Wave celerity)
$c_g$	ความเร็วกลุ่ม (group velocity)
$c_o$	ความเร็วเฟสในน้ำลึก (deepwater phase velocity)
$c_p$	ความเร็วเฟสหรือความเร็วคลื่น (phase velocity or celerity)
$cdf$	ฟังก์ชันการแจกแจงสะสม (cumulative distribution function)
$C$	ความเข้มข้นของตะกอนแขวนลอย (Suspended sediment concentration)
$d$	ความลึกน้ำนิ่ง (Still water depth)
$d_b$	ความลึกน้ำนิ่ง ณ ตำแหน่งคลื่นแตกตัว (still water depth at breaking point)

วิศวกรรมชายฝั่งทะเลเบื้องต้น

$d_c$	ความลึกน้ำ ณ ตำแหน่งยอดคลื่น (water depth at wave crest)
$d_t$	ความลึกน้ำ ณ ตำแหน่งท้องคลื่น (water depth at wave trough)
$d_{tr}$	ความลึกน้ำ ณ ตำแหน่งเปลี่ยนผ่าน (still water depth at transition point)
$d_B$	ความลึกของคัน (depth of berm)
$d_{50}$	เส้นผ่านศูนย์กลางเฉลี่ยของเม็ดทราย (median sand diameter)
$D$	ความลึกของชั้นทรายด้านบน (depth of top sand layer)
$D_a$	เส้นผ่านศูนย์กลางที่กำหนดของก้อนหินเทียบเท่าลูกบาศก์ (nominal rock diameter equivalent to that of a cube)
$D_f$	ขนาดกำหนดของก้อนหินในชั้นเกราะ (nominal size of a rock in the filter layer)
$D_s$	การสลายพลังงานของคลื่นที่แตกตัวแล้ว (energy dissipation of a broken wave)
$D_B$	อัตราการสลายพลังงานเนื่องจากการแตกตัวของคลื่น (rate of energy dissipation due wave breaking)
$D_C$	ความลึกวิกฤต (depth of closure)
$D_{15}^{upper}$	เส้นผ่านศูนย์กลางเม็ดหินที่มีขนาดเพียง 15% มากกว่าของวัสดุในชั้นบน (grain-size diameter exceeded by 15 percent of upper layer)
$D_{85}^{lower}$	เส้นผ่านศูนย์กลางเม็ดหินที่มีขนาดเพียง 85% มากกว่าของวัสดุในชั้นล่าง (grain-size diameter exceeded by 85 percent of lower layer)
$erfc$	ฟังก์ชันค่าคลาดเคลื่อน (complementary error function)
$E$	ความหนาแน่นพลังงานคลื่น (wave energy density)
$E_k$	พลังงานจลน์ (kinetic energy)
$E_p$	พลังงานศักย์ (potential energy)
$f$	ความถี่คลื่น (Wave frequency)
$f_w$	สัมประสิทธิ์ความเสียดทานของคลื่น (wave friction factor)
$f(x)$	ฟังก์ชันความหนาแน่นของความน่าจะเป็นของ $x$ (probability density function of $x$ )
$F$	แรง (force)
$F_b$	แรงเสียดทานที่พื้น (bottom friction)
$F_p$	แรงเนื่องจากความดัน (force due to pressure)
$F_u$	แรงยกตัว (uplift force)
$F_B$	แรงลอยตัว (buoyant force)
$F_E$	ฟลักซ์พลังงาน (energy flux)
FSBC	เงื่อนไขขอบเขตผิวหน้าอิสระ (Free Surface Boundary Condition)
$FS_o$	ปัจจัยความปลอดภัยต่อการพลิกคว่ำ (factor of safety against overturning)
$FS_s$	ปัจจัยความปลอดภัยต่อการเลื่อนไถล (factor of safety against sliding)

$F(x)$	ฟังก์ชันการแจกแจงสะสม (cumulative distribution function of $x$ )
$g$	ความเร่งเนื่องจากแรงโน้มถ่วง (Acceleration due to gravity)
$G_B$	ระยะห่างระหว่างเขื่อนกันคลื่น (width of gap between breakwaters)
$h$	ความลึกน้ำ (Water depth)
$h_a$	ความสูงของเขื่อนกันคลื่นแบบหินทิ้ง (height of rubble mound breakwater); ความลึกเหนือชั้นเกราะ (depth above armor layer)
$h_b$	ความลึกน้ำ ณ ตำแหน่งคลื่นแตกตัว (water depth at breaking)
$h_c$	ระยะจากสันเขื่อนกันคลื่นถึงระดับน้ำสูง (distance from crest of breakwater to high water level)
$h_{co}$	ความสูงแกน (height of core)
$h_f$	ความสูงชั้นกรอง (height of filter layer)
$h_r$	ความสูงขรุขระของผิวพื้นเอียง (Roughness height of slopes)
$h_t$	ความลึกน้ำ ณ ฐานโครงสร้าง (water depth at the toe structure)
$h'$	ระยะจากระดับน้ำถึงพื้นโครงสร้างแนวตั้ง (distance from water level to bottom of upright section)
$H$	ความสูงคลื่น (wave height)
$H_b$	ความสูงคลื่นแตกตัว (breaking wave)
$H_e$	ความสูงคลื่นนัยสำคัญประสิทธิภาพ (effective significant wave height)
$H_i$	ความสูงคลื่นเข้ากระทบ (incident wave height)
$H_m$	ความสูงคลื่นเฉลี่ย (mean wave height)
$H_{max}$	ความสูงคลื่นสูงสุด (maximum wave height)
$H_{m0}$	ความสูงคลื่นนัยสำคัญสเปกตรัม (spectral significant wave height)
$H_o$	ความสูงคลื่น ณ น้ำลึก (deepwater wave height)
$H_{rep}$	ความสูงคลื่นตัวแทน (representative wave height)
$H_{rms}$	ความสูงคลื่นค่ารากกำลังสองเฉลี่ย (root-mean-square wave height)
$H_{rmsz}$	ความสูงคลื่นค่ารากกำลังสองเฉลี่ยสเปกตรัม (spectral root-mean-square wave height)
$H_s$	ความสูงคลื่นนัยสำคัญ (significant wave height)
$H_{s,o}$	ความสูงคลื่นนัยสำคัญ ณ น้ำลึก (deepwater significant wave height)
$H_{s,toe}$	ความสูงคลื่นนัยสำคัญ ณ ฐานกำแพงกันคลื่น (significant wave height at the toe of seawall)
$H_D$	ความสูงคลื่นเลี้ยวเบน (diffracted wave height)
$H_R$	ความสูงคลื่นสะท้อน (reflected wave height)
$H_1$	ความสูงคลื่นเฉลี่ย (mean wave height)
$H_{1/3}$	คลื่นสูงสุดหนึ่งในสาม (average of highest one-third wave height)

วิศวกรรมชายฝั่งทะเลเบื้องต้น

$H_{1/10}$	คลื่นสูงสุดหนึ่งในสิบ (average of highest one-tenth wave height)
$H/L$	ความชันคลื่น (wave steepness)
$k$	เลขคลื่น (wave number)
$k_b$	เลขคลื่น ณ ตำแหน่งแตกตัว (wave number at breaking)
$k_\Delta$	สัมประสิทธิ์ความหนาของชั้น (layer thickness coefficient)
$K_d$	สัมประสิทธิ์การเลี้ยวเบน (diffraction coefficient)
$K_r$	สัมประสิทธิ์การหักเห (refraction coefficient)
$K_s$	สัมประสิทธิ์การเข้าสู่น้ำตื้น (shoaling coefficient)
$K_D$	สัมประสิทธิ์เสถียรภาพ (stability coefficient)
$K_R$	สัมประสิทธิ์การสะท้อน (reflection coefficient)
$L$	ความยาวคลื่น (wavelength)
$L_b$	ความยาวคลื่นแตกตัว (wavelength at breaking)
$L_o$	ความยาวคลื่นน้ำลึก (deepwater wavelength)
$L_p$	ความยาวตอนลึกของโครงสร้างเสา (strip width of pile breakwater)
$L_B$	ความยาวเชื่อมกันคลื่น (length of breakwater)
LBC	เงื่อนไขขอบเขตด้านข้าง (Lateral Boundary Condition)
$m$	ความลาดชันพื้น (local bottom slope)
$m_b$	ความลาดชันชายหาด (beach slope)
$m_s$	ความลาดชันโครงสร้าง (structure slope)
$m_{us}$	มวลของโครงสร้างแนวตั้ง (mass of upright section)
$m_0$	โมเมนต์ศูนย์ของสเปกตรัมคลื่น (zero moment of wave spectrum)
$\dot{m}$	อัตราการไหลเชิงมวล (mass flow rate)
$M$	โมเมนต์ของแรง (moment of force)
$M_a$	มวลน้อยที่สุดของก้อนชั้นเกราะ (minimum mass of an armor unit)
$M_{co}$	มวลน้อยที่สุดของหินในชั้นแกน (minimum mass of a rock in the core)
$M_f$	มวลน้อยที่สุดของหินในชั้นกรอง (minimum mass of a rock in filter layer)
$M_t$	มวลน้อยที่สุดของหินในฐานโครงสร้าง (minimum mass of a rock in the toe structure)
MWL	ระดับน้ำเฉลี่ย (Mean Water Level)
$n_a$	จำนวนชั้นเกราะ (number of armor layers)
$n_f$	จำนวนชั้นหินในชั้นกรอง (number of rock layers in the filter layer)
$N_a$	จำนวนก้อนชั้นเกราะ (number of armor units)
$N_f$	จำนวนก้อนชั้นกรอง (number of filter units)
$N_s$	ตัวเลขเสถียรภาพ (stability number)
$N_w$	จำนวนลูกคลื่น (number of waves)

$p$	ความดัน (pressure)
$pdf$	ฟังก์ชันความหนาแน่นความน่าจะเป็น (probability density function)
$q$	อัตราการกระโจนข้าม (overtopping rate); อัตราการเคลื่อนที่ตะกอน (sediment transport rate)
$q_{allow}$	ขีดจำกัดที่ยอมรับได้สำหรับอัตราการกระโจนข้าม (tolerable limit of overtopping rate)
$q_b$	ปริมาณตะกอนพื้น (bed load)
$q_n$	อัตราการเคลื่อนที่ตะกอนขวางฝั่งสุทธิ (net cross-shore sediment transport rate)
$q_s$	ปริมาณตะกอนแขวนลอย (suspended load)
$q_t$	อัตราการเคลื่อนที่ตะกอนรวม (total sediment transport rate)
$Q$	อัตราการไหล (flow rate); ปริมาตรน้ำกระโจนข้าม (overtopping volume)
$Q_l$	อัตราการเคลื่อนที่ตะกอนขนานฝั่งเชิงปริมาตร (volumetric longshore sediment transport rate)
$r$	ความขรุขระเชิงชลศาสตร์ (hydraulic roughness)
$R$	ความสูงคลื่นซัด (wave runup)
$R_y$	แรงลัพธ์ในแนวตั้ง (resultant force in vertical direction)
$R_{2\%}$	ความสูงคลื่นซัดเกิน 2% ของความสูงคลื่นซัด (runup exceeded by 2% of wave)
$R(\%)$	ร้อยละการลดทอนคลื่น (Wave reduction percentage)
$s$	ความถ่วงจำเพาะของทราย (specific gravity of sand)
$S_a$	ความถ่วงจำเพาะของก้อนชั้นเกราะ (specific gravity of the armor unit)
$S_d$	ระดับความเสียหาย (damaged level)
$S_t$	ความถ่วงจำเพาะของก้อนชั้นฐาน (specific gravity of toe unit)
$S_{xx}$	ความเค้นของรังสีคลื่นบนพื้นผิว $x$ ในทิศทาง $x$ (radiation stress on surface $x$ in $x$ -direction)
$S_{xy}$	ความเค้นของรังสีคลื่นบนพื้นผิว $x$ ในทิศทาง $y$ (radiation stress on surface $x$ in $y$ -direction)
$S_{yx}$	ความเค้นของรังสีคลื่นบนพื้นผิว $y$ ในทิศทาง $x$ (radiation stress on surface $y$ in $x$ -direction)
$S_{yy}$	ความเค้นของรังสีคลื่นบนพื้นผิว $y$ ในทิศทาง $y$ (radiation stress on surface $y$ in $y$ -direction)
$S(f)$	สเปกตรัมความหนาแน่นของพลังงาน (energy density spectrum); ความถี่สเปกตรัม (frequency spectrum)
$S(f, \alpha)$	สเปกตรัมคลื่นเชิงทิศทาง (directional wave spectrum)
SWL	ระดับน้ำนิ่ง (Still Water Level)
$t$	เวลา (time)
$t_f$	ความหนาของชั้นกรอง (thickness of the filter layer)
$t_n$	เวลารวมของการบันทึกข้อมูลคลื่น (total time of the wave record)
$t_s$	ระยะเวลาของคลื่นพายุ (duration of storm waves)
$T$	คาบคลื่น (Wave period)

วิศวกรรมชายฝั่งทะเลเบื้องต้น

$T_e$	คาบคลื่นประสิทธิผล (effective wave period)
$T_m$	คาบคลื่นเฉลี่ย (mean wave period)
$T_{\max}$	คาบคลื่นสูงสุด (maximum wave period)
$T_{m-1,0}$	คาบคลื่นสเปกตรัมเฉลี่ย (mean spectral period)
$T_p$	คาบคลื่นสเปกตรัมยอด (peak spectral wave period)
$T_{rms}$	คาบคลื่นค่ารากกำลังสองเฉลี่ย (root-mean-square wave period)
$T_{1/3}$	คาบคลื่นสูงสุดหนึ่งในสาม (highest one-third wave period)
$T_{1/10}$	คาบคลื่นสูงสุดหนึ่งในสิบ (highest one-tenth wave period)
$u$	ความเร็วในทิศทาง x (velocity in x-direction)
$u_b$	ความเร็ววงโคจรสูงสุดที่พื้น (maximum orbital velocity at bottom)
$u_s$	ความเร็วของตะกอน (sediment velocity)
$u_*$	ความเร็วเฉือน (shear velocity)
$\hat{u}_b$	ความเร็ววงโคจร ณ ตำแหน่งแตกตัว (orbital velocity at the breaking)
$U$	กระแสน้ำขวางฝั่ง (cross-shore current); ความเร็วกระแสน้ำตลบ (undertow velocity)
$U_m$	กระแสน้ำตลบเฉลี่ย (mean undertow velocity)
$U_s$	พารามิเตอร์ Ursell (Ursell parameter)
$v$	ความเร็วในทิศทาง y (velocity in y-direction)
$V$	ความเร็ว (velocity); กระแสน้ำขนานฝั่ง (longshore current)
$V_{mid}$	กระแสน้ำขนานฝั่ง ณ ตำแหน่งกึ่งกลางเขตคลื่นแตกตัว (longshore current at the mid-surf zone)
$w$	ความเร็วในทิศทาง z (velocity in z-direction)
$w_s$	ความเร็วตกตะกอนของอนุภาค (falling velocity of sediment particles)
$W$	ความกว้างการเติมชายหาด (width of beach fill)
$W_u$	น้ำหนักของโครงสร้างแนวตั้ง (weight of upright section)
$x$	ทิศทางในแนวขวางฝั่ง (distance in cross-shore direction); แขนของโมเมนต์ (moment arm)
$x_b$	ตำแหน่งคลื่นแตกตัว (position at the breaking point)
$x_t$	ตำแหน่งจุดเปลี่ยนผ่าน (position at the transition point)
$X_g$	ความยาวรอดักทรายซึ่งวัดจากเส้นชายฝั่งที่เติมหาดเฉลี่ย (length of groin measured from the average nourished shoreline)
$X_{\min}$	ความกว้างหาดแห้งน้อยที่สุด (minimum dry beach width)
$X_B$	ระยะทางจากเขื่อนกันคลื่นถึงเส้นชายฝั่ง (distance from breakwater to shoreline)
$y$	ระยะทางในทิศทางขนานฝั่ง (distance in longshore direction)
$Y_g$	ระยะห่างขนานฝั่งของรอดักทราย (longshore spacing of groin)

$z$	ระยะทางแนวตั้งวัดจากระดับน้ำนิ่งถึงพื้น (vertical distance measured from the still water level; the mean bed)
$z'$	ระยะทางแนวตั้งวัดจากพื้นผิวทรายขึ้นมา (upward vertical distance measured from sand surface)
$\alpha$	มุมคลื่น (wave angle)
$\beta$	มุมชายหาด (beach angle)
$\delta$	ค่าระดับซึ่งไม่มีการเคลื่อนที่ของอนุภาคทราย (elevation where there is no effective movement of sand particles)
$\delta_s$	ชั้นขอบเขตที่พื้น (bottom boundary layer)
$\varepsilon$	มุมเฟส (phase angle)
$\varepsilon_s$	สัมประสิทธิ์การแพร่ (diffusion coefficient)
$\phi$	ความเร็วศักย์ (velocity potential)
$\gamma$	น้ำหนักจำเพาะ (specific weight)
$\gamma(a, x)$	ฟังก์ชันแกมมาไม่สมบูรณ์ขอบล่าง (lower incomplete Gamma function of variables $a$ and $x$ )
$\eta$	ค่าระดับพื้นผิวน้ำ (water surface elevation)
$\eta^*$	ค่าระดับสูงสุดของความดันคลื่น (maximum elevation of wave pressure)
$\bar{\eta}$	การยกตัวของคลื่น (wave setup)
$\lambda$	ความยาวระลอกคลื่น (ripple length)
$\mu_s$	สัมประสิทธิ์ความเสียดทาน (friction coefficient)
$\nu$	ความหนืดจลน์ (kinematic viscosity)
$\nu_t$	สัมประสิทธิ์ความหนืดวน (eddy viscosity coefficient)
$\theta$	มุมของความลาดเอียงด้านหน้าชั้นเกราะ (angle of front slope of armor)
$\theta_h$	มุมของความลาดเอียงด้านท่าเรือของเขื่อนกันคลื่นแบบหินทิ้ง (angle of harbor-side slope of rubble mound breakwater)
$\theta_s$	มุมของความลาดเอียงด้านทะเลของเขื่อนกันคลื่นแบบหินทิ้ง (angle of seaward slope of rubble mound breakwater)
$\rho$	ความหนาแน่นของน้ำ (water density)
$\rho_a$	ความหนาแน่นของก้อนชั้นเกราะ (density of armor unit)
$\rho_f$	ความหนาแน่นของหินในชั้นกรอง (density of rock in the filter layer)
$\rho_s$	ความหนาแน่นของทราย (sand density)
$\rho_{sw}$	ความหนาแน่นของน้ำทะเล (density of seawater)
$\rho_t$	ความหนาแน่นของก้อนชั้นฐานโครงสร้าง (density of toe unit)
$\sigma$	ความถี่เชิงมุม (Angular frequency); maximum stress

## วิศวกรรมชายฝั่งทะเลเบื้องต้น

$\sigma_{allow}$	ความเค้นอัดที่ยอมไม่ได้ (allowable compressive strength)
$\sigma_H$	ความเบี่ยงเบนมาตรฐานของความสูงคลื่นนัยสำคัญ (standard deviation of significant wave heights)
$\zeta$	ระยะขจัดในทิศทาง x (displacement in x-direction)
$\tau$	ความเค้นเฉือน (shear stress)
$\tau_b$	ความเค้นเฉือนที่พื้นสูงสุด (maximum bed shear stress)
$\tau_c$	ความเค้นเฉือนที่พื้นวิกฤติ (critical bed shear stress)
$\xi$	ระยะขจัดในทิศทาง z (displacement in z-direction); พารามิเตอร์ความคล้ายคลึงการแตกตัว (surf similarity)
$\xi_b$	พารามิเตอร์ความคล้ายคลึงการแตกตัว ณ ตำแหน่งคลื่นแตกตัว (surf similarity parameter at breaking point)
$\xi_c$	พารามิเตอร์ความคล้ายคลึงการแตกตัววิกฤติ (critical surf similarity parameter)
$\xi_m$	พารามิเตอร์ความคล้ายคลึงการแตกตัวที่ใช้คาบคลื่นเฉลี่ย (surf similarity parameter based on mean wave period)
$\xi_o$	พารามิเตอร์ความคล้ายคลึงการแตกตัว ณ น้ำลึก (surf similarity parameter at deepwater)
$\xi_p$	พารามิเตอร์ความคล้ายคลึงการแตกตัวที่ใช้คาบคลื่นสเปกตรัมยอด (surf similarity parameter based on peak spectrum wave period)
$\psi$	พารามิเตอร์ Shields (Shields parameter)
$\psi_c$	พารามิเตอร์ Shields วิกฤติ (critical Shields parameter)
$\nabla$	ปริมาตร (volume)
$\nabla_f$	ปริมาตรเติมทราย (fill volume of beach nourishment)
$\Gamma$	แฟคเตอร์คลื่นคงรูป (stable wave factor)
$\Gamma(a, x)$	ฟังก์ชันแกมมาไม่สมบูรณ์ขอบบน (upper incomplete Gamma function of variables $a$ and $x$ )
$\Gamma(x)$	ฟังก์ชันแกมมา (Gamma function of variable $x$ )
$\Lambda$	ความพรุนเชิงปริมาตรของวัสดุ (volumetric porosity of material)
$\Lambda_a$	ความพรุนเชิงปริมาตรของชั้นเกราะ (volumetric porosity of armor layer)

# บทที่ 1

## บทนำ

### (Introduction)

วิศวกรรมชายฝั่งทะเล (Coastal Engineering) เป็นสาขาวิชาย่อยสาขาหนึ่งของสาขาวิชาวิศวกรรมโยธา และบูรณาการองค์ความรู้จากหลากหลายสาขาวิชา เพื่อวัตถุประสงค์ในงานด้านวิศวกรรมชายฝั่งทะเล บทนำนี้จะเริ่มอธิบายถึงความหมาย ลักษณะงาน และความสำคัญของวิศวกรรมชายฝั่งทะเล รวมถึงความรู้เบื้องต้นสำหรับการทำความเข้าใจเนื้อหาในส่วนอื่นต่อไป

#### 1.1 วิศวกรรมที่เกี่ยวข้องกับน้ำ (Water-Related Engineering)

วิศวกรรมโยธา (Civil Engineering) เป็นศาสตร์ทางวิศวกรรมวิชาชีพที่เกี่ยวข้องกับการออกแบบ การก่อสร้าง และการบำรุงรักษาโครงสร้างพื้นฐาน (Infrastructure) ที่มนุษย์สร้างขึ้น ครอบคลุมงานหลากหลาย เช่น อาคาร ถนน สะพาน ระบบราง ระบบน้ำประปา ระบบบำบัดน้ำเสีย ระบบชลประทาน เขื่อน สนามบิน เป็นต้น สาขาวิชาวิศวกรรมโยธามีสาขาวิชาย่อยหลายสาขาที่เกี่ยวข้องกับทรัพยากรน้ำ ได้แก่

**วิศวกรรมทรัพยากรน้ำ (Water Resources Engineering)** บางทีเรียก วิศวกรรมแหล่งน้ำ (ศึกษาเพิ่มเติม เช่น Mays, 2019) สนใจการบริหารจัดการทรัพยากรน้ำทั้งในเชิงปริมาณและคุณภาพ เพื่อตอบสนองการใช้ประโยชน์ของมนุษย์ในด้านการอุปโภค-บริโภค เกษตรกรรม กสิกรรม อุตสาหกรรม และอื่น ๆ รวมถึงบริหารจัดการภัยพิบัติที่เกี่ยวข้องกับน้ำ เช่น น้ำท่วม ภัยแล้ง ฯลฯ องค์ความรู้ที่สำคัญสำหรับวิศวกรรมทรัพยากรน้ำ คือ อุทกวิทยา เพื่อทำความเข้าใจและวางแผนจัดการปริมาณน้ำที่หมุนเวียนอยู่ในวัฏจักรอุทกวิทยาได้ วิศวกรรมทรัพยากรน้ำยังจัดเป็นสาขาย่อยหลักของวิศวกรรมโยธาด้วย สาขาย่อยอื่นที่เกี่ยวข้องกับน้ำ บางครั้งถูกพิจารณาว่าอยู่ภายในวิศวกรรมทรัพยากรน้ำ เช่น วิศวกรรมชลประทาน

**วิศวกรรมชลประทาน (Irrigation Engineering)** คือ สาขาวิชาย่อยทางวิศวกรรมโยธาที่วางแผนและออกแบบโครงการชลประทานเพื่อจัดสรรน้ำเพื่อการเพาะปลูกพืชหรือเกษตรกรรมเป็นหลัก โดยคำนึงถึงประสิทธิผลและความคุ้มค่าของระบบชลประทาน โครงการทางวิศวกรรมชลประทานครอบคลุม งานเขื่อน คลองชลประทาน อาคารบังคับน้ำ รวมถึงงานด้านคุณภาพน้ำก่อนและหลังกิจกรรมทางการเกษตรด้วย (ศึกษาเพิ่มเติม เช่น Waller and Yitayew, 2016)

**วิศวกรรมชลศาสตร์ (Hydraulic Engineering)** เป็น สาขาวิชาย่อยที่เกี่ยวข้องกับการนำองค์ความรู้ทางชลศาสตร์มาประยุกต์ใช้ในทางวิศวกรรม เพื่อคำนวณออกแบบโครงสร้างต่าง ๆ ที่ใช้งานในทางวิศวกรรมที่เกี่ยวข้องกับน้ำ วิศวกรรมชลศาสตร์มักทำงานร่วมกันอย่างใกล้ชิดกับวิศวกรรมทรัพยากรน้ำและ/หรือ วิศวกรรมชลประทาน โดยเน้นหนักการออกแบบโครงสร้างต่าง ๆ เช่น เขื่อน ทางน้ำล้น อาคารบังคับน้ำ คลองส่งน้ำ เป็นต้น (ศึกษาเพิ่มเติม เช่น Roberson et al., 1998)

**วิศวกรรมการประปา (Water Supply Engineering)** เป็นศาสตร์ที่ศึกษาและออกแบบระบบประปาสำหรับการอุปโภค-บริโภค ตั้งแต่การจัดการแหล่งน้ำดิบที่เหมาะสม การขนส่งน้ำดิบ การผลิตน้ำประปา การสูบน้ำประปา องค์ประกอบทั้งหมดในระบบประปา เช่น คลองส่งน้ำดิบ ระบบท่อส่งน้ำประปา ถังตกตะกอน ถังกรอง ถังเก็บน้ำ และองค์ประกอบอื่น ๆ ที่จำเป็นในการผลิตน้ำประปาถูกออกแบบโดยวิศวกรการประปา (ศึกษาเพิ่มเติม เช่น Punmia et al., 1995; อติชัย พรพรหมินทร์, 2561)

**วิศวกรรมแม่น้ำ (River Engineering)** เป็นอีกหนึ่งสาขาย่อยของวิศวกรรมทรัพยากรน้ำ โดยวิศวกรรมแม่น้ำเน้นการศึกษาทางชลศาสตร์เพื่อออกแบบและจัดการการไหลในแม่น้ำ การพยากรณ์ จำลองสถานการณ์ และการวิเคราะห์แก้ปัญหาที่เกี่ยวข้องกับปรากฏการณ์ทางกายภาพของแม่น้ำ เช่น ภาวะน้ำท่วม การเคลื่อนที่และทับถมของตะกอนแม่น้ำ การกัดเซาะตลิ่งแม่น้ำ เป็นต้น (ศึกษาเพิ่มเติม เช่น ชัยยุทธ ชินฉะราศรี, 2551)

**วิศวกรรมชายฝั่งทะเล (Coastal Engineering)** เป็นสาขาวิชาที่เกี่ยวข้องกับงานวิศวกรรมในบริเวณพื้นที่ชายฝั่งทะเล (Coastal zones) ซึ่งเป็นแนวรอยต่อระหว่างแผ่นดินกับทะเลหรือมหาสมุทร (อธิบายเพิ่มเติมในหัวข้อ 1.3) ออกแบบโครงสร้างชายฝั่งทะเลและจัดการปัญหาในพื้นที่ชายฝั่งทะเลด้วยศาสตร์ทางวิศวกรรม อธิบายเพิ่มเติมในหัวข้อ 1.2

**วิศวกรรมสมุทรศาสตร์ (Ocean Engineering)** คือ ศาสตร์ทางวิศวกรรมที่เกี่ยวข้องกับการประยุกต์หลักการและเทคนิคในการออกแบบ การก่อสร้าง และการบำรุงรักษา ในงานที่อยู่ในสภาพแวดล้อมทางทะเลและมหาสมุทร บางทีเรียกว่า วิศวกรรมทางทะเล (Marine Engineering) และมีความใกล้เคียงกับวิศวกรรมนอกฝั่ง (Offshore Engineering) ที่เน้นทางด้านโครงสร้างและธรณีเทคนิคของโครงสร้างในทะเลและมหาสมุทรมากกว่า เช่น แท่นขุดเจาะน้ำมันหรือก๊าซธรรมชาติ กังหันลมนอกชายฝั่ง ท่อส่งน้ำมันหรือก๊าซใต้ทะเล ในขณะที่วิศวกรรมสมุทรศาสตร์เน้นอุทกพลศาสตร์ (Hydrodynamics) และปฏิสัมพันธ์กับโครงสร้างนอกฝั่ง (ศึกษาเพิ่มเติม เช่น Dhanak and Xiros, 2016; Taylor, 1996; Chadrsekaran et al., 2024)

แต่ละสาขาวิชาวิศวกรรมที่เกี่ยวข้องกับน้ำในวิศวกรรมโยธามีความแตกต่างหรือเฉพาะเจาะจงไปในศาสตร์ของแต่ละสาขาวิชา แม้บางส่วนใกล้เคียงหรือทับซ้อนกันอยู่ ในประเทศไทยการศึกษาสาขาวิชาเหล่านี้ส่วนใหญ่อยู่ในระดับสูงกว่าปริญญาตรีตามความเชี่ยวชาญของอาจารย์ในมหาวิทยาลัยนั้น มีเพียงบางสาขาวิชาที่มีการจัดการศึกษาในระดับปริญญาตรี เช่น วิศวกรรมทรัพยากรน้ำ วิศวกรรมชลประทาน ซึ่งเป็นสาขาวิชาที่มีสัดส่วนของอาจารย์และผู้เรียนมากที่สุดในบรรดาสาขาวิชาที่กล่าวมาข้างต้น

## 1.2 วิศวกรรมชายฝั่งทะเล (Coastal Engineering)

### 1.2.1 ความหมายของวิศวกรรมชายฝั่งทะเล (Definition of Coastal Engineering)

วิศวกรรมชายฝั่งทะเล เป็นแขนงวิชาของวิศวกรรมโยธาที่เกี่ยวข้องโครงการในพื้นที่ชายฝั่งทะเล มีการประยุกต์ความรู้ในการออกแบบและดำเนินการก่อสร้างโครงสร้างชายฝั่งทะเล เพื่อจัดการหรือพัฒนาพื้นที่ชายฝั่งทะเล เช่น การก่อสร้างท่าเรือ โครงสร้างป้องกันชายฝั่งทะเล รวมถึงวิเคราะห์ปัญหาและแนวทางแก้ไข ปัญหาในพื้นที่ชายฝั่งทะเลโดยใช้ความรู้ทางวิศวกรรม วิศวกรรมชายฝั่งทะเลประยุกต์และบูรณาการความรู้หลากหลายศาสตร์ในการดำเนินโครงการ ไม่ว่าจะเป็นด้านชลศาสตร์ กลศาสตร์ อุทกศาสตร์ วิทยาศาสตร์ทางทะเล ธรณีศาสตร์ สิ่งแวดล้อม อุตุนิยมวิทยา คณิตศาสตร์ สถิติ ฯลฯ (Kamphuis, 2020)

พื้นที่ที่เกี่ยวข้องกับวิศวกรรมชายฝั่งทะเลครอบคลุมชายฝั่งทะเล ปากแม่น้ำ และทะเลสาบขนาดใหญ่ หรือกล่าวคือบริเวณแผ่นดินที่ได้รับผลกระทบทางอุทกพลศาสตร์จากน้ำทะเล ได้แก่ คลื่น (waves) น้ำขึ้น-น้ำลง (Tides) คลื่นพายุซัดฝั่ง (Storm surges) สึนามิ (Tsunamis) แรงทางอุทกพลศาสตร์เหล่านี้ทำให้เกิดการเคลื่อนที่ของวัสดุชายฝั่ง และนำมาซึ่งการเปลี่ยนแปลงรูปร่างสันฐานชายฝั่งต่อมา ทั้งการงอกของชายฝั่ง หรือ การกัดเซาะชายฝั่งได้ รวมทั้งแรงเหล่านี้ยังเป็นแรงสำคัญที่กระทำต่อโครงสร้างชายฝั่งด้วยการศึกษาอุทกพลศาสตร์ชายฝั่งทะเลจึงเป็นเนื้อหาส่วนสำคัญของวิศวกรรมชายฝั่งทะเล (สมปรารถนา ฤทธิ์พริ้ง, 2561)

นอกเหนือจากการออกแบบ ก่อสร้าง และบำรุงรักษา โครงสร้างชายฝั่งทะเลแล้ว วิศวกรชายฝั่งทะเลยังเกี่ยวข้องกับการจัดการพื้นที่ชายฝั่งทะเลเชิงบูรณาการ (Integrated coastal zone management) ซึ่งหมายถึงการนำองค์ประกอบในทุกมิติมาร่วมกันในการพิจารณาวางแผนและดำเนินการโครงการหรือกิจกรรมต่าง ๆ ในพื้นที่ชายฝั่งทะเล รวมถึงการนำเสนอวิทยาการและเทคโนโลยีในงานต่าง ๆ เช่น การประเมินผลกระทบทางสิ่งแวดล้อม การพัฒนาท่าเรือ การป้องกันชายฝั่งทะเล การถมทะเล การจัดการร่องน้ำเดินเรือ การป้องกันภาวะน้ำท่วมชายฝั่งทะเล การอนุรักษ์และฟื้นฟูระบบนิเวศชายฝั่งทะเล เป็นต้น (Saengsupavanich, 2011; 2012; 2013)

### 1.2.2 กระบวนการที่เกี่ยวข้องกับวิศวกรรมชายฝั่งทะเล (Coastal-Engineering Involved Processes)

วิศวกรรมชายฝั่งทะเลจำเป็นต้องพิจารณากระบวนการทางธรรมชาติหลายเรื่อง (USACE, 2002) เพื่อวิเคราะห์สภาพและกลไกทางกายภาพในระบบทะเลและชายฝั่งทะเล ตลอดจนเพื่อนำเสนอวิธีการในการจัดการกับประเด็นที่เกี่ยวข้อง ตัวอย่างที่สำคัญของกระบวนการเหล่านั้น เช่น

- กระบวนการทางอุทกพลศาสตร์ปกติ (คลื่น การขึ้นลงของระดับน้ำ กระแสน้ำ ฯลฯ)
- ภัยพิบัติ (พายุ คลื่นพายุซัดฝั่ง แผ่นดินไหว สึนามิ ฯลฯ)
- แนวโน้มการเปลี่ยนแปลงระยะยาว (การเพิ่มขึ้นของระดับน้ำทะเล การเปลี่ยนแปลงภูมิอากาศโลก ฯลฯ)

## วิศวกรรมชายฝั่งทะเลเบื้องต้น

- กระบวนการของตะกอน (แหล่งและลักษณะของตะกอน การเคลื่อนที่ของตะกอน การตกตะกอน ฯลฯ)
- กระบวนการทางสิ่งแวดล้อม (กระบวนการทางนิเวศวิทยา กระบวนการทางเคมี ฯลฯ)
- กระบวนการทางธรณีวิทยา (ลักษณะของชั้นดินและดิน ลักษณะเฉพาะของชั้นดินที่มีเสถียรภาพ และที่ยังมีการเปลี่ยนแปลง พื้นผิวที่มีการยกตัวหรือจมตัว การกัดกร่อนของวัสดุทางธรณี ฯลฯ)
- กระบวนการทางสังคมและสภาพการเมือง (การใช้พื้นที่ แนวโน้มการพัฒนา กฎหมายที่ใช้บังคับ แนวโน้มทางสังคม ความปลอดภัยสาธารณะ เศรษฐกิจ ฯลฯ)

### 1.2.2 วิศวกรรมชายฝั่งทะเลกับวิทยาศาสตร์ชายฝั่งทะเล (Coastal Engineering vs Coastal Science )

วิทยาศาสตร์ชายฝั่งทะเล คือ ศาสตร์หรือชุดความรู้และเทคโนโลยีหลากหลายศาสตร์ที่ถูกประยุกต์ใช้เพื่อทำความเข้าใจกระบวนการทางกายภาพ สิ่งแวดล้อม และคุณลักษณะของพื้นที่ชายฝั่งทะเล ในขณะที่วิศวกรรมชายฝั่งทะเลมุ่งเน้นการประยุกต์ความเข้าใจเหล่านั้นในการพัฒนาการปรับตัวทางกายภาพเพื่อแก้ปัญหาและยกระดับการใช้ประโยชน์ของมนุษย์ในพื้นที่ชายฝั่งทะเลอย่างสมดุลและยั่งยืน

## 1.3 พื้นที่ชายฝั่งทะเล (Coastal Zones)

พื้นที่ชายฝั่งทะเล (Coastal zones) หมายถึง พื้นที่ที่แผ่นดินบรรจบกับทะเลหรือมหาสมุทร ครอบคลุมทั้งส่วนที่เป็นแผ่นดินและส่วนที่เป็นทะเล ขอบเขตของพื้นที่ชายฝั่งทะเลมักขึ้นกับบริบทในการพิจารณาหรือการศึกษา ยกตัวอย่างเช่น ในกรณีของรัฐศาสตร์หรือการปกครอง จังหวัดชายฝั่งทะเลหรือเขตปกครองชายฝั่งทะเล อาจครอบคลุมพื้นที่ทั้งจังหวัดหรือพื้นที่การปกครองขนาดใหญ่ที่มีขอบเขตด้านใดด้านหนึ่งติดกับทะเล บางทีอาจอิงถึงพื้นที่จากเส้นระดับน้ำสูงสุดเฉลี่ย (Mean high water: MHW) ไปทางบกเป็นระยะทางหลายร้อยเมตร (เช่น CCDSL, 2025) จนถึงร้อยกิโลเมตร (Zanuttigh et al., 2015; Nichollas and Small, 2002) หรือบางทีก็ระบุว่าเป็นพื้นที่ในระยะที่มนุษย์สามารถเดินไปได้ภายในระยะเวลาหนึ่งวัน (Brown et al., 2002))

ในมุมมองของวิศวกรรมชายฝั่งทะเล ขอบเขตของพื้นที่ชายฝั่งทะเลมักครอบคลุมบริเวณแผ่นดินที่ได้รับผลกระทบของอุทกพลศาสตร์ของคลื่น กระแสน้ำชายฝั่ง น้ำขึ้น-น้ำลง คลื่นพายุซัดฝั่ง สึนามิ และมักมีขอบเขตทางทะเลในระยะที่คลื่นเริ่มได้รับผลกระทบจากความเสียดทานของพื้นท้องทะเลเข้าถึงเส้นแนวชายฝั่ง พื้นที่ชายฝั่งทะเลในทางวิศวกรรมจึงครอบคลุม อ่าวขนาดใหญ่ (Gulfs) อ่าวขนาดเล็ก (Bays) ปากแม่น้ำ (Estuaries and River mouths) ทะเลสาบ (Lakes)

เส้นแนวชายฝั่งทะเล (Coastlines) ของโลกยาวประมาณ 356,000 กิโลเมตร (CIA The World Factbook) ซึ่งแบ่งแยกแผ่นดินที่มีเนื้อที่ประมาณ 29% ออกจากน้ำที่มีพื้นที่ประมาณ 71% ของพื้นที่ผิวโลกทั้งหมด ตารางที่ 1.1 แสดงรายชื่อบางประเทศและความยาวเส้นแนวชายฝั่งทะเลของประเทศเหล่านั้น

ประเทศไทยมีความยาวเส้นแนวชายฝั่งทะเลประมาณ 3,219 กิโลเมตร แม้ไม่มากเมื่อเทียบกับอันดับต้น ๆ ของรายการดังกล่าว แต่อย่างไรก็ตาม ชายฝั่งทะเลไทยของประเทศไทยมีความสำคัญมากต่อประเทศในหลากหลายมิติ ไม่ว่าจะเป็น การท่องเที่ยว การคมนาคม และระบบนิเวศทางธรรมชาติ เป็นต้น

**ตารางที่ 1.1** ความยาวของเส้นแนวชายฝั่งทะเลของบางประเทศ (CIA The World Factbook)

อันดับ	ประเทศ	ความยาว ชายฝั่งทะเล (km)	พื้นที่ แผ่นดิน (km <sup>2</sup> )	ชายฝั่งทะเลต่อ พื้นที่แผ่นดิน (m/km <sup>2</sup> )
—	World	356,000	148,940,000	2.39
1	Canada	202,080	9,093,507	22.2
2	Norway	83,281	304,282	274
3	Indonesia	54,716	1,811,569	30.2
—	Greenland	44,087	2,166,086	20.4
4	Russia	37,653	16,377,742	2.30
5	Philippines	36,289	298,170	122
6	Japan	29,751	364,485	81.6
7	Australia	25,760	7,682,300	3.35
8	United States	19,924	9,147,593	2.18
9	New Zealand	15,134	264,537	57.2
10	China	14,500	9,326,410	1.55
12	United Kingdom	12,429	241,930	51.4
18	India	7,000	2,973,193	2.35
29	Malaysia	4,675	328,657	14.2
33	Vietnam	3,444	310,070	11.1
35	Thailand	3,219	510,890	6.30
55	Myanmar	1,930	653,508	2.95
100	Cambodia	443	176,515	2.51
126	Singapore	193	709.2	272
130	Brunei	161	5,265	30.6
—	Laos	0	230,800	0

## 1.4 ความสำคัญของพื้นที่ชายฝั่งทะเล (Importance of Coastal Zones)

พื้นที่ชายฝั่งทะเล (Coastal zones) มีความสำคัญต่อสิ่งมีชีวิตในโลกทั้งมนุษย์และสัตว์ รวมถึงสภาพแวดล้อมทางธรรมชาติในหลากหลายมิติ ไม่ว่าจะเป็น

**แหล่งที่อยู่อาศัยของมนุษย์ (Human habitats)** เมืองสำคัญของโลกที่มีประชากรอยู่เป็นจำนวนมากหลายแห่งตั้งอยู่ในพื้นที่ชายฝั่งทะเลหรือห่างจากชายฝั่งทะเลไม่กี่ไมล์ ตัวอย่างเมืองใหญ่ที่มีประชากรอาศัยอยู่จำนวนมากที่ห่างจากชายฝั่งทะเลไม่เกิน 100 km แสดงดังตารางที่ 1.2

**ตารางที่ 1.2** ตัวอย่างเมืองใหญ่ของโลกที่อยู่ในพื้นที่ชายฝั่งทะเล

ชื่อเมือง	ประเทศ	ประชากร (ล้านคน)	ระยะทางโดยประมาณ
			จากใจกลางเมืองถึงชายฝั่งทะเลที่ใกล้ที่สุด (กิโลเมตร)
Shanghai,	China	13.3	20
Mumbai	India	12.6	4
Buenos Aires	Argentina	11.9	2
Karachi	Pakistan	10.9	11
Manila	Philippines	10.3	5
Sao Paulo	Brazil	10.3	53
Seoul	South Korea	10.2	33
Istanbul	Turkey	9.6	1
Jakarta	Indonesia	9.0	10
Lagos	Nigeria	8.7	3
Lima	Peru	8.4	8
Tokyo	Japan	8.3	16
New York City	USA	8.1	4
London	UK	7.6	58
Teheran	Iran	7.3	100

**แหล่งที่พักผ่อนหย่อนใจ (Recreation)** พื้นที่ชายฝั่งทะเลเป็นแหล่งท่องเที่ยวที่ได้รับความนิยมมากที่สุด ไม่ว่าจะเป็น ชายหาด อ่าว ป่าชายเลน เป็นต้น ทำให้มีผู้คนจำนวนมากเดินทางไปท่องเที่ยวตามพื้นที่ชายฝั่งทะเลเหล่านั้น

**ท่าการคมนาคม (Transportation ports)** การคมนาคมทางน้ำ โดยเฉพาะเรือเดินสมุทร เป็น การคมนาคมที่สำคัญที่สุดในการขนส่งสินค้าระหว่างประเทศ เนื่องจากประหยัดพลังงานมากที่สุดเมื่อ เปรียบเทียบกับน้ำหนักบรรทุกของสินค้า และเมื่อการเดินทางมาถึงแผ่นดิน ย่อมต้องมีท่าเรือเป็นจุดขนส่งสินค้า เคลื่อนย้ายผู้คน ระหว่างเรือกับแผ่นดิน ซึ่งท่าเรือเหล่านั้นย่อมต้องตั้งอยู่ในพื้นที่ชายฝั่งทะเลทั้งสิ้น

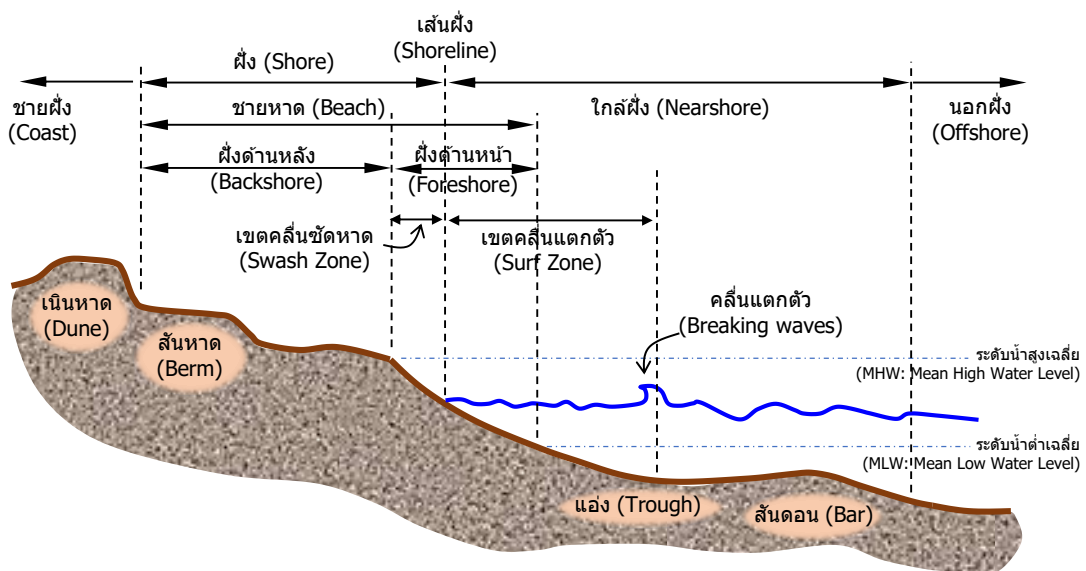
**แหล่งที่อยู่ของสัตว์ (Animal habitats)** ไม่เพียงแต่จะเป็นแหล่งที่อยู่อาศัยของมนุษย์เท่านั้น พื้นที่ชายฝั่งทะเลยังเป็นแหล่งที่อยู่อาศัยที่สำคัญของสัตว์อีกด้วย โดยถือว่าเป็นแหล่งที่อยู่เดียวที่มีความ หลากหลายสมบูรณ์ครบถ้วนที่สุด เนื่องจากมีทั้งสัตว์บก สัตว์น้ำ สัตว์ครึ่งบกครึ่งน้ำ สัตว์ปีก และอื่น ๆ

**ระบบนิเวศ (Ecosystem)** พื้นที่ชายฝั่งทะเลเป็นพื้นที่ที่มีระบบนิเวศที่สมบูรณ์และมีลักษณะเฉพาะ มาก เนื่องจากมีทั้งระบบนิเวศบนบก ระบบนิเวศทางทะเล และบางแห่งมีระบบนิเวศน้ำจืดประกอบด้วย ทำให้ มีสัตว์และพืชพรรณหลากหลายชนิดอยู่ร่วมกัน

**แหล่งอาหาร (Food sources)** ด้วยการเป็นระบบนิเวศที่สมบูรณ์และเป็นแหล่งที่อยู่ของสัตว์และ พืชพรรณหลากหลายชนิด ทำให้พื้นที่ชายฝั่งทะเลเป็นแหล่งอาหารที่สำคัญในระบบห่วงโซ่อาหารด้วย

## 1.5 คำศัพท์ที่เกี่ยวข้องชายฝั่ง (Coastal Terminology)

คำศัพท์พื้นฐานที่สำคัญเกี่ยวกับลักษณะทางธรณีสัณฐานทางชายฝั่งที่ควรทราบเบื้องต้นมีดังนี้ (ดู ภาพที่ 1.1 ประกอบ)



ภาพที่ 1.1 หน้าตัดขวางชายหาด (Beach profile)

**ชายฝั่งทะเล (Coast)** คือ แถวของแผ่นดินที่ไม่ได้กำหนดความกว้างแน่ชัด (อาจหลายกิโลเมตร) ขยายจากเส้นแนวชายฝั่ง (Shoreline) เข้าไปทางแผ่นดินจนถึงบริเวณที่มีลักษณะภูมิประเทศอื่น

**ชายฝั่งหรือฝั่ง (Shore)** ความหมายใกล้เคียงกับชายฝั่งทะเลและบางครั้งใช้แทนกันได้ ในบางกรณี เน้นแถบที่แคบกว่าของแผ่นดินที่ติดกับทะเล รวมพื้นที่ระหว่างเส้นระดับน้ำสูง (High water line) และเส้นระดับน้ำต่ำ (Low water line) ชายฝั่งที่มีวัสดุที่ยังไม่มั่นคงและเคลื่อนย้ายได้มักเรียกว่า ชายหาด (Beach) บางครั้งใช้คำว่า บริเวณฝั่ง (Littoral) ด้วย

**เส้นแนวชายฝั่ง (Shoreline)** คือ เส้นที่แบ่งระหว่างแผ่นดินกับทะเล มักใช้เส้นระดับน้ำสูงเฉลี่ย (Mean high water line) หรือเส้นระดับน้ำเฉลี่ย (Mean water level) ในบางพื้นที่อาจระบุได้ไม่ชัดเจนนัก เนื่องจากมีป่าชายเลน (Mangroves) บึงน้ำเค็ม (Marshes) หรือพืชพรรณทางทะเล บางกรณีมีการใช้คำว่า แนวชายฝั่งทะเล (Coastline) ในความหมายเดียวกันด้วย แต่แนวชายฝั่งทะเล (Coastlines) ให้ความรู้สึกที่มีความกว้างของแถบพื้นที่หรือเส้นมากกว่า

**บริเวณหน้าฝั่ง (Shoreface)** คือ พื้นที่จากเส้นแนวชายฝั่งที่ระดับน้ำต่ำ (Low tide shoreline) ออกไปในทะเลไม่กว้างนัก ครอบคลุมพื้นที่ท้องทะเลที่เป็นทรายหรือกรวดที่มีผลกระทบต่อสภาพคลื่น บางครั้งเรียก พื้นที่ใกล้ฝั่ง (Nearshore)

**พื้นที่ใกล้ฝั่ง (Nearshore)** หมายถึง (1) กรณิศัพท์เกี่ยวกับชายหาด คือ พื้นที่จากเส้นแนวชายฝั่ง ขยายไปทางทะเลจนถึงเขตคลื่นแตกตัว (Breaker Zone) และ (2) พื้นที่ซึ่งขยายจากเขตคลื่นซัดหาด (Swash zone) ไปยังจุดเริ่มต้นของเขตนอกฝั่ง (Offshore zone) คือ เขตที่น้ำลึกเกินกว่าที่คลื่นได้รับผลกระทบจากความเสียดทานของพื้นทะเล บางทีระบุว่ามากกว่า 20 เมตรขึ้นไป

**นอกฝั่ง (Offshore)** หมายถึง (1) กรณิศัพท์เกี่ยวกับชายหาด คือ พื้นที่ที่ค่อนข้างราบใต้ทะเล มีความกว้างไม่แน่นอน ขยายจากหน้าฝั่งไปยังไหล่ทวีป (Continental shelf), (2) ทิศทางออกไปจากฝั่ง, และ (3) บริเวณที่ถัดไปจากเขตใกล้ฝั่งไปทางทะเลซึ่งอิทธิพลของพื้นทะเลต่อการกระทำของคลื่นน้อยมากเมื่อเปรียบเทียบกับผลกระทบจากลม

**ชายหาด (Beach)** คือ เขตที่มีวัสดุชายหาดที่สามารถเคลื่อนที่ได้หากมีแรงกระทำ ขยายจากเส้นระดับน้ำต่ำไปทางแผ่นดินจนถึงตำแหน่งที่มีการเปลี่ยนแปลงในเรื่องของวัสดุหรือรูปร่างทางกาย หรือไปถึงแนวที่มีต้นไม้ที่ถาวร (โดยปกติมักพิจารณาขอบเขตการกระทำของคลื่นพายุ (Storm waves) ประกอบด้วย) ชายหาดรวมบริเวณที่เรียกว่า ฝั่งด้านหน้า (Foreshore) และฝั่งด้านหลัง (Backshore)

**ฝั่งด้านหลัง (Backshore)** คือ เขตของฝั่งหรือชายหาดระหว่างฝั่งด้านหน้าและแนวชายฝั่ง ประกอบด้วย สันหาด (Berm) ซึ่งอาจมีหลายสันหาดขึ้นกับการกระทำของคลื่นที่แตกต่างกัน เช่น สันหาดที่เกิดจากคลื่นลมปกติ กับ สันหาดที่เกิดจากคลื่นพายุที่รุนแรงในช่วงน้ำขึ้นสูง

**ฝั่งด้านหน้า (Foreshore)** คือ ส่วนของฝั่งหรือชายหาดระหว่างขอบของสันหาดไปทางทะเลไปถึงเส้นระดับน้ำต่ำ เป็นเขตที่ปะทะคลื่นซัดหาดขึ้น (Wave uprush) และคลื่นซัดกลับ (Wave backrush) ตลอดระยะที่น้ำขึ้นและน้ำลง

**เนินหาด (Dune)** บางที่เรียก เนินทราย (Sane dune) เป็นลักษณะภูมิประเทศที่เกิดตามธรรมชาติ ด้วยอิทธิพลของคลื่นและลม ทำให้มีเนินของวัสดุชายฝั่งกองอยู่บริเวณหลังชายหาดไปทางแผ่นดิน ทำหน้าที่แนวกำบังตามธรรมชาติเพื่อกันคลื่นในฤดูกาลที่รุนแรงไม่ใช้พัดไปยังพื้นที่ด้านหลังเนินหาดได้

**สันดอน (Bar)** มีลักษณะเป็นกองทรายที่ถูกคลื่นพัดพาเคลื่อนที่ออกจากฝั่งไปตกตะกอนอยู่บริเวณหน้าฝั่ง มักมีการเปลี่ยนแปลงสลับกับแอ่ง (Trough) ตามลักษณะคลื่นที่เปลี่ยนแปลงตามฤดูกาล

**เขตคลื่นแตกตัว (Surf zone or Breaker zone)** คือ เขตที่คลื่นแตกตัวซึ่งเป็นผลเนื่องจากปรากฏการณ์การเปลี่ยนแปลงรูปร่างของคลื่นจนถึงจุดที่มีความลึกจำกัด ความกว้างของเขตคลื่นแตกตัวขึ้นกับสภาพคลื่นและระดับน้ำ ในกรณีคลื่นสงบ เขตคลื่นแตกตัวมักไม่กว้างมากนักและติดกับเส้นแนวชายฝั่ง ในช่วงฤดูพายุ เขตนี้อาจออกไปในทะเลจนสุดเขตหน้าฝั่ง การเคลื่อนที่ของตะกอนชายฝั่งเกือบทั้งหมดอยู่ในบริเวณเขตคลื่นแตกตัว

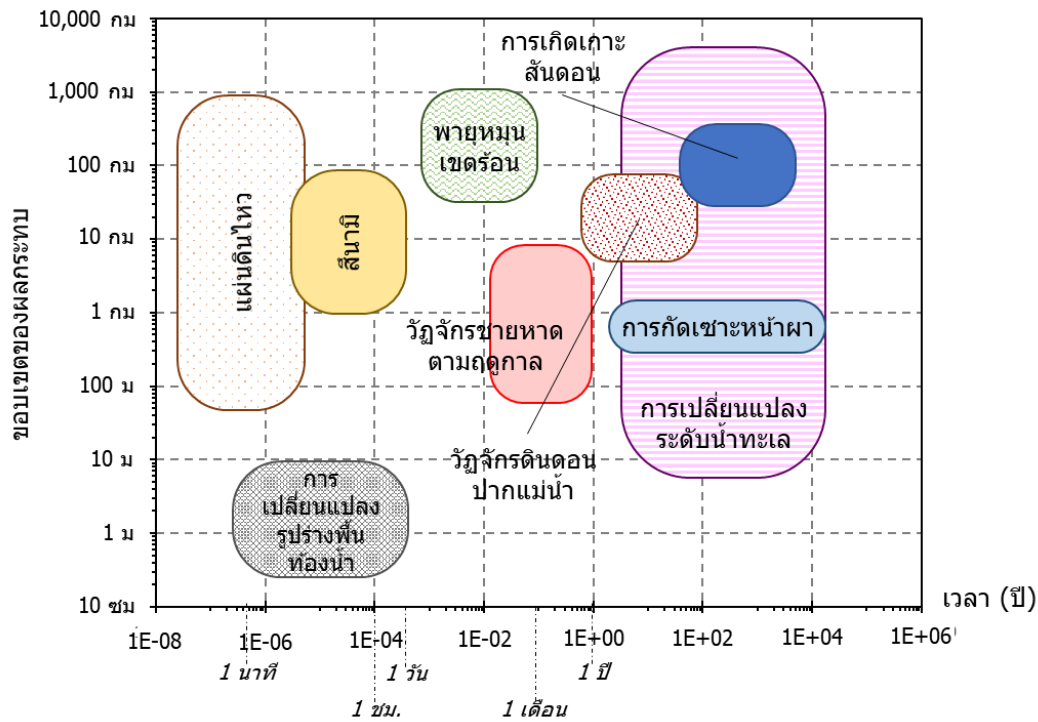
**เขตคลื่นซัดหาด (Swash zone)** คือ เขตที่มีการกระทำของคลื่นบนชายหาดซึ่งเคลื่อนที่ตามระดับน้ำ ครอบคลุมจุดที่คลื่นซัดหาดสูงสุด (Wave runup) และจุดที่คลื่นถดลงสุด (Wave rundown)

## 1.6 ขอบเขตเชิงเวลาและพื้นที่ทางวิศวกรรม

### (Engineering Temporal and Spatial Scope)

งานทางด้านวิศวกรรมและการจัดการชายฝั่งทะเลโดยปกติเกี่ยวข้องข้องกับการพิจารณาที่มีขอบเขตทางด้านเวลาอยู่ระหว่างหลักเดือนถึงหลักสิบปี น้อยกรณีมากที่เกี่ยวข้องกับโครงการที่มีระยะเวลาเพียงหลักวินาทีหรือหลักชั่วโมง ยกเว้นประเด็นการเกิดภัยพิบัติบางประเภท ในขณะที่ขอบเขตทางด้านพื้นที่มักเกี่ยวข้องกับพื้นที่หลักร้อยเมตรถึงหลักสิบกิโลเมตร ยกตัวอย่างเช่น โครงการป้องกันการกัดเซาะชายฝั่งทะเล จำเป็นต้องพิจารณาลักษณะของชายฝั่งทะเลที่เปลี่ยนแปลงไปในช่วงหลายสิบปีที่ผ่านมา (แม้ว่าบางกรณีจำเป็นต้องศึกษาการเปลี่ยนแปลงทางธรณีสัณฐานซึ่งอาจใช้เวลาหลายร้อยปีหรือหลายพันปี) เพื่อวิเคราะห์สาเหตุของปัญหาและนำเสนอแนวทางที่เหมาะสม แนวทางทางวิศวกรรมที่นำมาประยุกต์ใช้อาจมีอายุการใช้งานประมาณ 30 ถึง 50 ปี ครอบคลุมพื้นที่หลักสิบกิโลเมตร เป็นต้น

ภาพที่ 1.2 แสดงให้เห็นปรากฏการณ์ทางธรณีและสมุทรศาสตร์ที่เกิดขึ้นตั้งแต่หลักนาทียุคจนถึงหลายพันปีบนแกนของเวลา และครอบคลุมพื้นที่หลักเซนติเมตรไปถึงหลายพันกิโลเมตรบนแกนของพื้นที่ ปรากฏการณ์ดังกล่าวที่เกี่ยวข้องกับทางวิศวกรรมในแต่ละโครงการจึงให้ความสนใจภายในขอบเขตเชิงเวลาและพื้นที่ทางวิศวกรรมดังกล่าวข้างต้นเป็นหลัก



ภาพที่ 1.2 แผนภาพเชิงแนวคิดของปรากฏการณ์ทางทางธรณีและสมุทรศาสตร์บนแกนเวลาและพื้นที่ (ดัดแปลงจาก USACE, 2002)

## 1.7 สรุปท้ายบทที่ 1 (Summary of Chapter 1)

วิศวกรรมชายฝั่งทะเล ซึ่งเป็นสาขาหนึ่งของวิศวกรรมโยธาที่เกี่ยวข้องกับการศึกษากระบวนการทางธรรมชาติในพื้นที่ชายฝั่งทะเลและการประยุกต์ใช้ความรู้ทางวิศวกรรมเพื่อการออกแบบ การป้องกัน และการจัดการพื้นที่ชายฝั่งอย่างยั่งยืน

พื้นที่ชายฝั่งทะเลซึ่งเป็นบริเวณรอยต่อระหว่างแผ่นดินและทะเล มีความสำคัญทั้งในด้านเศรษฐกิจ สังคม และสิ่งแวดล้อม ในทางวิศวกรรมชายฝั่งทะเลมักกำหนดขอบเขตพื้นที่ชายฝั่งทะเลตั้งแต่บริเวณแผ่นดินที่ได้รับผลกระทบจากอุทกพลศาสตร์ทางทะเล ไม่ว่าจะเป็น คลื่น กระแสน้ำ น้ำขึ้น-น้ำลง คลื่นพายุ สึนามิ ฯลฯ

ในบทนี้ยังได้แนะนำคำศัพท์พื้นฐานทางชายฝั่ง เพื่อสร้างความเข้าใจร่วมกันในการศึกษาหรือออกแบบงานชายฝั่ง รวมถึงได้แนะนำขอบเขตเชิงเวลาและพื้นที่ของงานวิศวกรรมชายฝั่ง ที่มักอยู่ในช่วงเวลาหลายเดือนถึงหลายปี และพื้นที่ตั้งแต่ระดับร้อยเมตรถึงหลายกิโลเมตร

โดยสรุปบทที่ 1 เป็นพื้นฐานสำคัญสำหรับการศึกษาวิศวกรรมชายฝั่งทะเล โดยให้ความเข้าใจเกี่ยวกับแนวคิด ขอบเขต กระบวนการทางธรรมชาติ และความสำคัญของพื้นที่ชายฝั่ง เพื่อเตรียมความพร้อมในการศึกษาประเด็นเชิงเทคนิคและการประยุกต์ใช้ในบทต่อไป

## คำถามท้ายบทที่ 1

- 1.1 จงยกตัวอย่างสาขาวิศวกรรมที่เกี่ยวข้องกับน้ำ 3 สาขา พร้อมอธิบายลักษณะงานของแต่ละสาขา โดยสังเขป
- 1.2 จงอธิบายความแตกต่างระหว่าง “วิศวกรรมชายฝั่งทะเล” (Coastal Engineering) กับ “วิทยาศาสตร์ชายฝั่งทะเล” (Coastal Science)
- 1.3 จงอธิบายความหมายของคำว่า “พื้นที่ชายฝั่งทะเล (Coastal Zone)” ในมุมมองของวิศวกรรมชายฝั่งทะเล
- 1.4 ให้วิเคราะห์ว่าเพราะเหตุใด “พื้นที่ชายฝั่งทะเล” จึงเป็นพื้นที่ที่มีความสำคัญต่อเศรษฐกิจและสิ่งแวดล้อมของประเทศ พร้อมยกตัวอย่างประกอบ
- 1.5 เมื่อเกิดปัญหาการกัดเซาะชายฝั่ง วิศวกรชายฝั่งทะเลควรวิเคราะห์และแก้ปัญหาอย่างไร โดยคำนึงถึงทั้งมิติทางวิศวกรรมและสิ่งแวดล้อม

## เอกสารอ้างอิงบทที่ 1

- ชัยยุทธ ชินธรราศรี, 2551. กลศาสตร์แม่น้ำและกระบวนการธารน้ำ (River Mechanics and Fluvial Processes). มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี.
- สมปรารถนา ฤทธิ์พริ้ง, 2561. พลศาสตร์ชายฝั่งทะเล (Coastal Dynamics). ภาควิชาวิศวกรรมทรัพยากรน้ำ คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์.
- อดิษฐ์ พรพรมินทร์, 2561. ชลศาสตร์ระบบจ่ายน้ำประปา (Hydraulics of Potable Water Distribution Systems). ภาควิชาวิศวกรรมทรัพยากรน้ำ คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์.
- Brown, K., Tompkins, E.L. & Adger, N., 2002. Making Waves: Integrating coastal conservation and development, London, Earthscan Publications Limited.
- CCDSL (Coast Conservation & Coastal Resource Management Department, Sri Lanka), (23 Oct. 2025). Coastal Zone. <https://www.coastal.gov.lk/> (สืบค้นเมื่อ 28 ตุลาคม 2556)
- Chandrasekaran, S., Phoemsapthawee, S., Krishna, S. & Sreenivasan, H., 2024. Fundamentals of Offshore Engineering. CRC Press, Taylor & Francis Group.
- CIA (the United States' Central Intelligence Agency)., (No date). Coastline - The World Factbook. [www.cia.gov](http://www.cia.gov). (สืบค้นเมื่อ 4 เมษายน 2555).
- Dhanak, M.R. & Xiros, N.I. (ed.), 2016. Handbook of Ocean Engineering. Springer.
- Kamphuis, J.W., 2020. Introduction to Coastal Engineering and Management. World Scientific Publishing Co. Pte. Ltd.
- Mays, L.W., 2019. Water Resources Engineering. 3<sup>rd</sup> ed. John Wiley & Son.

- Nicholls, R.J. & Small, C., 2002. Improved estimates of coastal population and exposure to hazards released. *Eos, Transactions American Geophysical Union*, 83 (28), 301.
- Punmia, B.C., Jain, A.K., & Jain A.K., 1995. *Water Supply Engineering*. Laxmi publications.
- Roberson, J.A., Cassidy, J.J., & Chaudhry M.H., 1998. *Hydraulic Engineering*. John Wiley & Sons.
- Saengsupavanich, C., 2011. A current Environmental Impact Assessment of a port in Thailand: Marine physical aspects. *Ocean and Coastal Management*, 54, pp. 101-109.  
<https://doi:10.1016/j.ocecoaman.2010.11.001>
- Saengsupavanich, C., 2012. Predicting and Mitigating Dredging Dispersion Impact: A Case of Phuket Port, Thailand. *World Academy of Science, Engineering and Technology* 72, pp. 1639-1644.
- Saengsupavanich, C., 2013. Detached breakwaters: Communities' preferences for sustainable coastal protection. *Journal of Environmental Management*, 115, pp. 106-113.
- Taylor, D.A. 1996. *Introduction to Marine Engineering*. 2<sup>nd</sup> ed., Elsevier Science & Technology.
- USACE 2002. *Coastal Engineering Manual*. Engineer Manual 1110-2-1100, U.S. Army Corps of Engineers, Washington, D.C. (in 6 volumes).
- Waller, P. & Yitayew, M. 2016. *Irrigation and drainage engineering*. Springer.
- Zanuttigh, B., Nicholls, R., Vanderlinden, J.P., Burcharth, H.F., & Thompson, R.C. (ed.) 2015. *Coastal Risk Management in a Changing Climate*. Butterworth-Heinemann.



## บทที่ 2

### การทบทวนคณิตศาสตร์และอุทกพลศาสตร์

#### (Reviews of Mathematics and Hydrodynamics)

พื้นที่ชายฝั่งทะเลได้รับอิทธิพลจากอุทกพลศาสตร์ (Hydrodynamics) ของน้ำทะเล ไม่ว่าจะเป็นคลื่น กระแสน้ำ น้ำขึ้น-น้ำลง อุทกพลศาสตร์ของน้ำทะเลเหล่านี้เป็นแรงขับเคลื่อนสำคัญของปรากฏการณ์ทางกายภาพในบริเวณพื้นที่ชายฝั่งทะเล การอธิบายอุทกพลศาสตร์บริเวณพื้นที่ชายฝั่งทะเลและกระบวนการชายฝั่งทะเล (Coastal processes) ใช้สมการทางคณิตศาสตร์และทฤษฎีทางอุทกศาสตร์เป็นหลัก พื้นฐานทางคณิตศาสตร์และอุทกศาสตร์ที่เพียงพอจึงจำเป็นในการแก้สมการและแก้ปัญหาที่เกี่ยวข้องการอุทกพลศาสตร์บริเวณชายฝั่งทะเลและกระบวนการทางชายฝั่งทะเล บทที่เป็นการทบทวนเกี่ยวกับคณิตศาสตร์และอุทกพลศาสตร์ซึ่งจะใช้ในบทต่อ ๆ ไป

### 2.1 การทบทวนคณิตศาสตร์ (Review of Mathematics)

#### 2.1.1 อนุกรมเทย์เลอร์ (Taylor series)

อนุกรมเทย์เลอร์ (Taylor series) เป็นเครื่องมือทางคณิตศาสตร์ที่ใช้กันอย่างแพร่หลายเพื่อประมาณค่าฟังก์ชันที่ซับซ้อนให้อยู่ในรูปของพหุนาม อนุกรมเทย์เลอร์ คือ อนุกรมขยายฟังก์ชันของจุด การขยายของฟังก์ชัน  $f(x_r)$  รอบจุด  $x_o$  ใด ๆ สามารถแสดงได้โดย

$$f(x_r) = f(x_o) + (x_r - x_o) \frac{d f(x_o)}{d x} + \frac{(x_r - x_o)^2}{2!} \frac{d^2 f(x_o)}{d x^2} + \dots + \frac{(x_r - x_o)^n}{n!} \frac{d^n f(x_o)}{d x^n} \quad (2.1)$$

เมื่อ  $x_r$  คือ จุดที่ใกล้  $x_o$  ในกรณีที่  $x_r - x_o$  มีค่าน้อย พจน์ทางด้านขวามือของสมการที่มีเลขกำลังยิ่งสูง จะมีค่าน้อยกว่าสองพจน์แรกทางด้านขวาของสมการมาก และสามารถละทิ้งได้

#### 2.1.2 ผลเฉลยเชิงตัวเลขของสมการเชิงอนุพันธ์ย่อย

##### (Numerical solution of partial differential equations)

ปัญหาจำนวนมากในวิศวกรรมชายฝั่งต้องการคำตอบเชิงตัวเลขของสมการเชิงอนุพันธ์ การหาผลเฉลยของสมการเชิงอนุพันธ์มีวิธีเชิงตัวเลขหลายวิธี เช่น วิธีไฟไนต์ดิฟเฟอเรนซ์หรือวิธีผลต่างอันตะ (Finite difference method) วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์หรือวิธีองค์ประกอบจำกัด (Finite element method) และวิธีบาวนด์รีเอลิเมนต์หรือวิธีองค์ประกอบขอบเขต วิธีดั้งเดิมและเรียบง่าย คือ วิธีไฟไนต์ดิฟเฟอเรนซ์ ซึ่งมีรายละเอียดพอสังเขป ดังนี้

### วิธีไฟไนต์ดิฟเฟอเรนซ์ (Finite difference method)

วิธีไฟไนต์ดิฟเฟอเรนซ์หรือวิธีผลต่างจำกัด (Finite difference method) เป็นวิธีเชิงตัวเลขสำหรับการประมาณค่าตอบของสมการเชิงอนุพันธ์ด้วยผลต่างเชิงพีชคณิต ขั้นตอนพื้นฐานสำหรับการสังเคราะห์โครงตัวเลขผลต่างจำกัด (Finite difference numerical scheme) ได้มาจากอนุกรมเทย์เลอร์ดังนี้

ก) กรณี  $x_r = x_o + \Delta x$ , สมการ (2.1) จะได้เป็น

$$f(x_o + \Delta x) = f(x_o) + (\Delta x) \frac{d f(x_o)}{d x} + \frac{(\Delta x)^2}{2!} \frac{d^2 f(x_o)}{d x^2} + \frac{(\Delta x)^3}{3!} \frac{d^3 f(x_o)}{d x^3} + \dots \quad (2.2)$$

เมื่อใช้สามพจน์แรกในการประมาณค่าของอนุพันธ์อันดับหนึ่งโดยผลต่างล่วงหน้า (Forward difference) จะได้

$$\frac{d f(x_o)}{d x} = \frac{f(x_o + \Delta x) - f(x_o)}{\Delta x} - O(\Delta x) \quad (2.3)$$

ความคลาดเคลื่อนของโครงผลต่างจำกัดล่วงหน้า (Forward finite difference scheme) เป็นลำดับของ  $\Delta x$  ความแม่นยำของการประมาณสามารถเพิ่มขึ้นได้โดยการลด  $\Delta x$

ข) กรณี  $x_r = x_o - \Delta x$ , สมการ (2.1) จะได้เป็น

$$f(x_o - \Delta x) = f(x_o) - (\Delta x) \frac{d f(x_o)}{d x} + \frac{(\Delta x)^2}{2!} \frac{d^2 f(x_o)}{d x^2} - \frac{(\Delta x)^3}{3!} \frac{d^3 f(x_o)}{d x^3} + \dots \quad (2.4)$$

เมื่อใช้สามพจน์แรกในการประมาณค่าของอนุพันธ์อันดับหนึ่งโดยผลต่างย้อนกลับ (Backward difference) จะได้

$$\frac{d f(x_o)}{d x} = \frac{f(x_o) - f(x_o - \Delta x)}{\Delta x} + O(\Delta x) \quad (2.5)$$

ความคลาดเคลื่อนของโครงผลต่างจำกัดย้อนกลับ (Backward finite difference scheme) เป็นลำดับของ  $\Delta x$  เช่นกัน

ค) ลบสมการ (2.2) ด้วยสมการ (2.4) จะได้

$$f(x_o + \Delta x) - f(x_o - \Delta x) = 0 + 2(\Delta x) \frac{d f(x_o)}{d x} + 0 + 2 \frac{(\Delta x)^3}{3!} \frac{d^3 f(x_o)}{d x^3} + \dots \quad (2.6)$$

เมื่อใช้สี่พจน์แรกในการประมาณค่าของอนุพันธ์อันดับหนึ่งโดยผลต่างตรงกลาง (Central difference) จะได้

$$\frac{d f(x_o)}{d x} = \frac{f(x_o + \Delta x) - f(x_o - \Delta x)}{2\Delta x} + 0(\Delta x)^2 \quad (2.7)$$

ความคลาดเคลื่อนของโครงผลต่างจำกัดตรงกลาง (Central finite difference scheme) เป็นลำดับของ  $(\Delta x)^2$

ง) การประมาณอนุพันธ์อันดับที่สองด้วยผลต่างจำกัดสามารถทำได้บวกสมการ (2.2) กับสมการ (2.4) จะได้

$$\frac{d^2 f(x_o)}{d x^2} = \frac{f(x_o + \Delta x) + f(x_o - \Delta x) - 2f(x_o)}{(\Delta x)^2} + 0(\Delta x)^2 \quad (2.8)$$

ความคลาดเคลื่อนของสมการ (2.8) เป็นลำดับของ  $(\Delta x)^2$

**ตัวอย่างที่ 2.1** ถังทรงกระบอกมีพื้นที่หน้าตัด ( $A_1$ ) เท่ากับ  $8.756 \text{ m}^2$  มีรูเปิดที่ก้นถังซึ่งมีพื้นที่ ( $A_2$ ) เท่ากับ  $0.0089 \text{ m}^2$  และความลึกของน้ำเริ่มต้น ( $h_o$ ) เท่ากับ  $5 \text{ m}$  จงคำนวณหาเวลาที่ใช้ในการปล่อยน้ำออกจากถังทรงกระบอกจนหมด ด้วยวิธี a) การอินทิเกรตโดยตรงหรือการหาปฏิพันธ์โดยตรง (Direct integration) b) การรวมเชิงตัวเลขที่มีค่า  $\Delta t$  เท่ากับ  $40 \text{ s}$  และ  $1 \text{ s}$  ตามลำดับ

### วิธีทำ

จากหลักอนุรักษ์มวล (Mass conservation principle):

$$I - O = \frac{dS}{dt} \quad (i)$$

เมื่อ  $I$  คือ อัตราการไหลเข้า  $O$  คือ อัตราการไหลออก  $S$  คือ ปริมาณเก็บกัก และ  $t$  คือ เวลา

เนื่องจากอัตราการไหลผ่านรูเปิดเท่ากับ  $Q = A_2 \sqrt{2gh}$ , สมการ (i) จะกลายเป็น

$$A_1 \frac{dh}{dt} = -A_2 \sqrt{2gh} \quad \rightarrow \quad \frac{dh}{dt} = -\frac{A_2}{A_1} \sqrt{2g} \sqrt{h}$$

$$\frac{dh}{dt} = -0.0045 \sqrt{h} \quad (ii)$$

a) การแก้โจทย์ปัญหาด้วยการอินทิเกรตโดยตรง

อินทิเกรตทั้งสองข้างของสมการ (ii) จะได้ผลเฉลยเชิงวิเคราะห์ คือ

$$t = \frac{2}{0.0045} (\sqrt{h_o} - \sqrt{h})$$

เวลาที่ใช้ในการปล่อยน้ำจนหมดถึง ( $t_e$ ) เท่ากับ  $994 \text{ s}$

ตอบ

b) การแก้โจทย์ปัญหาด้วยการรวมเชิงตัวเลข

เมื่อใช้ผลต่างย้อนกลับสำหรับสมการ (ii) จะได้

$$\frac{\Delta h}{\Delta t} = -0.0045\sqrt{h} \quad \rightarrow \quad \frac{(h^k - h^{k-1})}{\Delta t} = -0.0045\sqrt{h^{k-1}}$$

หรือ 
$$h^k = h^{k-1} - 0.0045\Delta t\sqrt{h^{k-1}} \quad (iii)$$

เมื่อ  $k$  คือ ดัชนีเวลา และเวลา  $t = k\Delta t$

สมการ (iii) สามารถหาได้โดยชัดเจนสำหรับ  $h^k$  ในรูปของ  $h^{k-1}$  สภาพเริ่มต้น  $h^0$  เท่ากับ 5 m ทำให้สามารถคำนวณหา  $h^1, h^2, h^3 \dots h^n$  ได้ และจะได้คำตอบหรือเวลาที่ปล่อยน้ำจนหมดถึงเมื่อ  $h^n \leq 0$

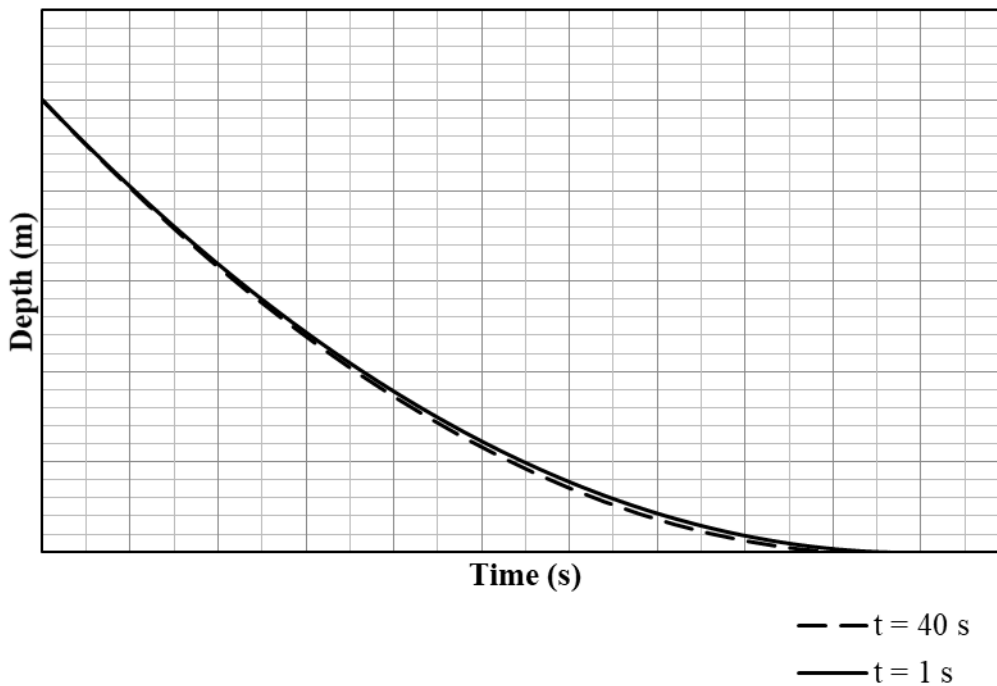
ผลการคำนวณสำหรับ  $\Delta t$  เท่ากับ 40 s แสดงดังตารางที่ E2.1 ในขณะที่ภาพที่ E2.1 แสดงผลการคำนวณสำหรับ  $\Delta t$  เท่ากับ 40 s และ  $\Delta t$  เท่ากับ 1 s ทั้งสองกรณี คำตอบที่ได้ คือ

กรณี  $\Delta t$  เท่ากับ 40 s, เวลาที่ใช้ในการปล่อยน้ำจนหมดถึง ( $t_e$ ) ประมาณ 900 s

กรณี  $\Delta t$  เท่ากับ 1 s, เวลาที่ใช้ในการปล่อยน้ำจนหมดถึง ( $t_e$ ) ประมาณ 990 s

(สังเกตว่า กรณีของ  $\Delta t$  เท่ากับ 1 s ให้คำตอบที่มีความใกล้เคียงกับวิธีอินทิเกรตโดยตรงมากกว่า หรือมีความคลาดเคลื่อนน้อยกว่านั่นเอง เนื่องจาก  $\Delta t$  น้อยกว่า)

ตอบ



ภาพที่ E2.1 ผลการคำนวณเชิงตัวเลขสำหรับกรณี  $\Delta t$  เท่ากับ 40 s และกรณี  $\Delta t$  เท่ากับ 1 s

ตารางที่ E2.1 ตัวอย่างผลการคำนวณสำหรับกรณี  $\Delta t$  เท่ากับ 40 s

$k$	เวลา (s)	ความลึก (m)
0	0	5.00000
1	40	4.59751
2	80	4.21156
3	120	3.84216
4	160	3.48933
5	200	3.15310
6	240	2.83347
7	280	2.53048
8	320	2.24415
9	360	1.97450
10	400	1.72157
11	440	1.48539
12	480	1.26601
13	520	1.06348
14	560	0.87786
15	600	0.70921
16	640	0.55762
17	680	0.42321
18	720	0.30611
19	760	0.20652
20	800	0.12472
21	840	0.06115
22	880	0.01664
23	920	-0.00658

### 2.1.3 การปฏิบัติการทางเวกเตอร์ (Vector operations)

การปฏิบัติการทางเวกเตอร์ (Vector operations) ใช้ในการแก้ปัญหาที่เกี่ยวข้องกับปริมาณเวกเตอร์ สมมติให้  $S$  คือตัวแปรเชิงสเกลาร์ใด ๆ และ  $\vec{V}$  คือตัวแปรเชิงเวกเตอร์ใด ซึ่งสามารถเขียนได้ว่า  $\vec{V} = V_x \vec{i} + V_y \vec{j} + V_z \vec{k}$  นิยามของการปฏิบัติการทางเวกเตอร์พื้นฐานที่ใช้บ่อยสามารถสรุปได้แสดง

ก) การปฏิบัติการเชิงอนุพันธ์ทางเวกเตอร์ (Vector differential operation, del):

$$\nabla = \bar{i} \frac{\partial}{\partial x} + \bar{j} \frac{\partial}{\partial y} + \bar{k} \frac{\partial}{\partial z} \quad (2.9)$$

ข) เกรเดียนต์ของ  $S$  (grad  $S$ )

$$\nabla S = \bar{i} \frac{\partial S}{\partial x} + \bar{j} \frac{\partial S}{\partial y} + \bar{k} \frac{\partial S}{\partial z} \quad (2.10)$$

ค) ไตเวอร์เจนซ์ของ  $\bar{V}$  (div  $\bar{V}$ )

$$\nabla \cdot \bar{V} = \left( \frac{\partial V_x}{\partial x} + \frac{\partial V_y}{\partial y} + \frac{\partial V_z}{\partial z} \right) \quad (2.11)$$

ง) เคิร์ลของ  $\bar{V}$

$$\nabla \times \bar{V} = \left( \frac{\partial V_z}{\partial y} - \frac{\partial V_y}{\partial z} \right) \bar{i} + \left( \frac{\partial V_x}{\partial z} - \frac{\partial V_z}{\partial x} \right) \bar{j} + \left( \frac{\partial V_y}{\partial x} - \frac{\partial V_x}{\partial y} \right) \bar{k} \quad (2.12)$$

หากต้องการทบทวนหรือศึกษาเพิ่มเติม สามารถค้นคว้าได้จากตำราทางด้านคณิตศาสตร์ทั่วไปหรือตำราคณิตศาสตร์สำหรับวิศวกรรม เช่น หนังสือ Bird (2010), Kreyszig (2018) เป็นต้น

## 2.2 การทบทวนสมการควบคุมของอุทกพลศาสตร์

### (Review of Governing Equation of Hydrodynamics)

#### 2.2.1 สมการต่อเนื่อง (Continuity equation)

มวลของของไหลต้องเป็นไปตามกฎอนุรักษ์มวล ไม่มีการสูญหายหรือเพิ่มขึ้น เมื่อพิจารณาลูกบาศก์เล็ก ๆ ของของไหล หรือที่เรียกว่า ปริมาตรควบคุม (Control volume) ซึ่งมีขนาดความยาวของแต่ละด้านเท่ากับ  $dx$ ,  $dy$ , และ  $dz$  ดังภาพที่ 2.1 สมการอนุรักษ์มวล (Mass conservation equation) สามารถเขียนได้ว่า

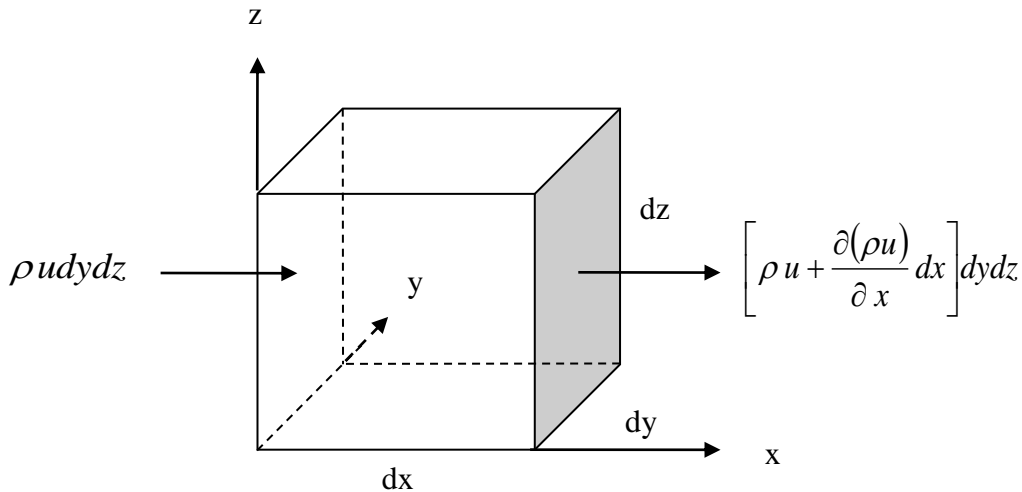
$$\sum \dot{m}_i - \sum \dot{m}_o = \frac{dm_c}{dt} \quad (2.13)$$

เมื่อ  $\dot{m}_i$  คือ อัตราการไหลของมวลเข้าไปยังลูกบาศก์ผ่านแต่ละด้าน  $\dot{m}_o$  คือ อัตราการไหลของมวลออกจากลูกบาศก์ผ่านแต่ละด้าน  $m_c$  คือ มวลที่อยู่ภายในลูกบาศก์  $t$  คือ เวลา และ  $\frac{dm_c}{dt}$  คือ อัตราการเปลี่ยนแปลงมวลตามเวลาภายในลูกบาศก์

อัตราการเปลี่ยนแปลงของมวลตามเวลาภายในลูกบาศก์สามารถแสดงด้วยสมการ

$$\frac{dm_c}{dt} = \frac{d\rho \nabla}{dt} = \frac{d\rho}{dt} dx dy dz \quad (2.14)$$

เมื่อ  $\rho$  คือ ความหนาแน่นของของไหล และ  $\nabla$  คือ ปริมาตรภายในลูกบาศก์ อัตราการไหลของมวลผ่านลูกบาศก์ แสดงดังตารางที่ 2.1 (ดูภาพที่ 2.1 ประกอบ)



ภาพที่ 2.1 อัตราการไหลของมวลเข้าสู่และออกจากปริมาตรควบคุมในทิศทาง  $x$

ตารางที่ 2.1 อัตราการไหลของมวลในทิศทาง  $x$ ,  $y$ , และ  $z$

ด้าน	อัตราไหลเข้าของมวล (Mass inflow, $\dot{m}_i$ )	อัตราไหลออกของมวล (Mass outflow, $\dot{m}_o$ )
$x$	$\rho u dy dz$	$\left[ \rho u + \frac{\partial(\rho u)}{\partial x} dx \right] dy dz$
$y$	$\rho v dx dz$	$\left[ \rho v + \frac{\partial(\rho v)}{\partial y} dy \right] dx dz$
$z$	$\rho w dx dy$	$\left[ \rho w + \frac{\partial(\rho w)}{\partial z} dz \right] dx dy$

เมื่อ  $u$ ,  $v$ , และ  $w$  คือ ความเร็วในทิศทาง  $x$ ,  $y$ , และ  $z$  ตามลำดับ

ดังนั้นสมการ (2.13) จึงกลายเป็น

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} dx dy dz + \frac{\partial(\rho u)}{\partial x} dx dy dz + \frac{\partial(\rho v)}{\partial y} dx dy dz + \frac{\partial(\rho w)}{\partial z} dx dy dz = 0 \quad (2.15)$$

หรือ

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \frac{\partial(\rho u)}{\partial x} + \frac{\partial(\rho v)}{\partial y} + \frac{\partial(\rho w)}{\partial z} = 0 \quad (2.16)$$

วิศวกรรมชายฝั่งทะเลเบื้องต้น

สมการ (2.16) เรียกว่า “สมการต่อเนื่อง (Continuity equation)” สำหรับของไหลที่ไม่สามารถกดอัดได้ (Incompressible fluid) ค่าความหนาแน่น  $\rho$  คงที่ สมการ (2.16) จะลดรูปเป็น

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0 \quad (2.17)$$

## 2.2.2 สมการโมเมนตัม (Momentum equation)

สมการโมเมนตัม (Momentum equation) ได้จากกฎข้อที่ 2 ของนิวตัน (the 2<sup>nd</sup> Law of Newton) ซึ่งคือ

$$\sum \bar{F} = m\bar{a} = m \frac{d\bar{V}}{dt} = m \left( \frac{\partial \bar{V}}{\partial t} + u \frac{\partial \bar{V}}{\partial x} + v \frac{\partial \bar{V}}{\partial y} + w \frac{\partial \bar{V}}{\partial z} \right) \quad (2.18)$$

เมื่อ  $F$  คือ แรงที่กระทำต่อวัตถุ  $m$  คือ มวลของวัตถุ  $a$  คือ ความเร่งของวัตถุ  $V$  คือ ความเร็วของวัตถุ ซึ่งเป็นฟังก์ชันของ  $t, x, y,$  และ  $z$  และสัญลักษณ์บาร์แทนปริมาณเวกเตอร์ แรงและความเร็วสามารถเขียนในรูปของเวกเตอร์หน่วย  $\bar{i}, \bar{j},$  และ  $\bar{k}$  ได้เป็น  $\bar{F} = F_x\bar{i} + F_y\bar{j} + F_z\bar{k}$  และ  $\bar{V} = u\bar{i} + v\bar{j} + w\bar{k}$

เมื่อประยุกต์กฎการเคลื่อนที่ข้อที่ 2 ของนิวตันกับชิ้นส่วนเล็ก ๆ สมการ (2.18) จะได้

$$\sum d\bar{F} = \rho \left( \frac{\partial \bar{V}}{\partial t} + u \frac{\partial \bar{V}}{\partial x} + v \frac{\partial \bar{V}}{\partial y} + w \frac{\partial \bar{V}}{\partial z} \right) dx dy dz \quad (2.19)$$

สมการ (2.19) เป็นสมการทางเวกเตอร์ สำหรับสมการทางสเกลาร์ขององค์ประกอบ  $x-, y-$  และ  $z-$  สามารถแสดงได้เป็น

$$x\text{-component:} \quad \sum dF_x = \rho \left( \frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z} \right) dx dy dz \quad (2.20)$$

$$y\text{-component:} \quad \sum dF_y = \rho \left( \frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + w \frac{\partial v}{\partial z} \right) dx dy dz \quad (2.21)$$

$$z\text{-component:} \quad \sum dF_z = \rho \left( \frac{\partial w}{\partial t} + u \frac{\partial w}{\partial x} + v \frac{\partial w}{\partial y} + w \frac{\partial w}{\partial z} \right) dx dy dz \quad (2.22)$$

เมื่อพิจารณา  $\sum d\bar{F}$  กระทำต่อลูกบาศก์ขนาดเล็ก ๆ ก้อนหนึ่ง

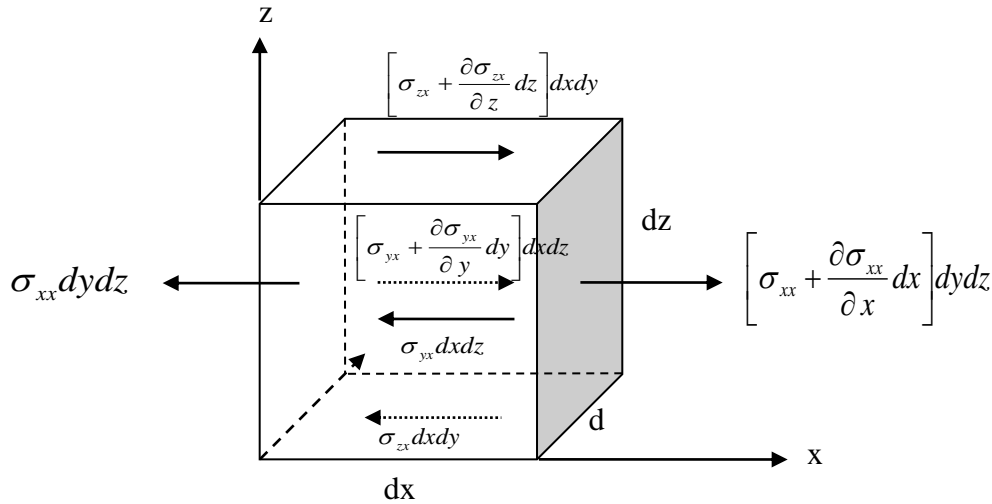
$$\sum d\bar{F} = \sum d\bar{F}_{grav} + \sum d\bar{F}_{surf} \quad (2.23)$$

เมื่อ  $\sum d\bar{F}_{grav}$  คือ แรงเนื่องจากความโน้มถ่วง (Gravity force) และ  $d\bar{F}_{surf}$  คือ แรงกระทำที่ผิวของลูกบาศก์ (Surface force) ซึ่งทั้งสองแรงสามารถแสดงด้วยสมการดังต่อไปนี้

Gravity force: 
$$d\bar{F}_{grav} = dm\bar{g} = d(\rho\bar{\nabla})\bar{g} = \rho dx dy dz \bar{g} \quad (2.24)$$

Surface force: 
$$d\bar{F}_{surf} = dF_{s,x}\bar{i} + dF_{s,y}\bar{j} + dF_{s,z}\bar{k} \quad (2.25)$$

ตัวอย่างของแรงกระทำที่ผิวในทิศทาง  $x$  ( $dF_{s,x}$ ) แสดงดังภาพที่ 2.2



ภาพที่ 2.2 แรงกระทำที่ผิวที่กระทำต่อปริมาตรควบคุมในทิศทาง  $x$

จากภาพที่ 2.2 แรงสุทธิที่กระทำที่ผิวในทิศทาง  $x$  คือ

$$\sum dF_{s,x} = \left[ \frac{\partial \sigma_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{yx}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{zx}}{\partial z} \right] dx dy dz \quad (2.26)$$

ความเค้น (Stress) ที่กระทำต่อด้านหนึ่งของลูกบาศก์เท่ากับผลรวมของความดันอุทกสถิต (Hydrostatic pressure) และความเค้นเนื่องจากความหนืด (Viscous stress)

$$\sigma_{xx} = -p + \tau_{xx} \quad (2.27)$$

$$\sigma_{yx} = \tau_{yx}, \quad \sigma_{zx} = \tau_{zx} \quad (2.28)$$

ดังนั้น สมการ (2.26) จะกลายเป็น

$$\sum \frac{dF_{s,x}}{dV} = -\frac{\partial p}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} \quad (2.29)$$

ในทำนองเดียวกัน แรงสุทธิที่กระทำที่ผิวในทิศทาง  $y$  และทิศทาง  $z$  สามารถแสดงได้ด้วย

$$\sum \frac{dF_{s,y}}{dV} = -\frac{\partial p}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial z} \quad (2.30)$$

$$\sum \frac{dF_{s,z}}{dV} = -\frac{\partial p}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zz}}{\partial z} \quad (2.31)$$

ในขั้นสุดท้าย สมการโมเมนตัมจะได้เป็น

$$\rho g_x - \frac{\partial p}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} = \rho \left( \frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z} \right) \quad (2.32)$$

$$\rho g_y - \frac{\partial p}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial z} = \rho \left( \frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + w \frac{\partial v}{\partial z} \right) \quad (2.33)$$

$$\rho g_z - \frac{\partial p}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zz}}{\partial z} = \rho \left( \frac{\partial w}{\partial t} + u \frac{\partial w}{\partial x} + v \frac{\partial w}{\partial y} + w \frac{\partial w}{\partial z} \right) \quad (2.34)$$

สำหรับของไหลนิวโทเนียน (Newtonian fluid) ความเค้นเนื่องจากความหนืดหรือความเค้นเฉือน  $\tau$  แปรผันตรงกับความลาดชันของความเร็ว (Velocity gradient) ในกรณีของการไหลที่อัดตัวไม่ได้ (Incompressible flow) ความเค้นเฉือนเท่ากับ

$$\tau_{xx} = 2\mu \frac{\partial u}{\partial x} \quad (2.35)$$

$$\tau_{yy} = 2\mu \frac{\partial v}{\partial y} \quad (2.36)$$

$$\tau_{zz} = 2\mu \frac{\partial w}{\partial z} \quad (2.37)$$

$$\tau_{xy} = \tau_{yx} = \mu \left( \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right) \quad (2.38)$$

$$\tau_{xz} = \tau_{zx} = \mu \left( \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} \right) \quad (2.39)$$

$$\tau_{yz} = \tau_{zy} = \mu \left( \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y} \right) \quad (2.40)$$

เมื่อ  $\mu$  คือ ความหนืดพลวัต (Dynamic viscosity) หรือ ความหนืดสัมบูรณ์ (Absolute viscosity)

เมื่อแทนค่าความเค้นเฉือนลงในสมการ (2.32) ถึงสมการ (2.34) ทำให้ได้สมการโมเมนตัมเชิงอนุพันธ์สำหรับของไหลนิวโทเนียนที่มีความหนาแน่นคงที่และความหนืดคงที่ ได้เท่ากับ

$$\rho g_x - \frac{\partial p}{\partial x} + \mu \left( \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right) = \rho \left( \frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z} \right) \quad (2.41)$$

$$\rho g_y - \frac{\partial p}{\partial y} + \mu \left( \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial z^2} \right) = \rho \left( \frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + w \frac{\partial v}{\partial z} \right) \quad (2.42)$$

$$\rho g_z - \frac{\partial p}{\partial z} + \mu \left( \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial z^2} \right) = \rho \left( \frac{\partial w}{\partial t} + u \frac{\partial w}{\partial x} + v \frac{\partial w}{\partial y} + w \frac{\partial w}{\partial z} \right) \quad (2.43)$$

สมการ (2.41) ถึงสมการ (2.43) เรียกว่า สมการนาเวียร์-สโตกส์ (Navier-Stokes equations) ซึ่งให้เกียรติเรียกตามชื่อของ Claude-Louis Navier (1785 – 1836) วิศวกรเครื่องกลและนักฟิสิกส์ชาวฝรั่งเศส และ Sir George Gabriel Stokes (1819 – 1903) นักฟิสิกส์และนักคณิตศาสตร์ชาวไอริช

ในกรณีของการไหลในอุดมคติหรือการไหลที่ไม่มีความเสียดทาน ( $\tau_{ij} = 0$ ) สมการโมเมนตัมจะกลายเป็น

$$x\text{-direction:} \quad \rho g_x - \frac{\partial p}{\partial x} = \rho \left( \frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z} \right) \quad (2.44)$$

$$y\text{-direction:} \quad \rho g_y - \frac{\partial p}{\partial y} = \rho \left( \frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + w \frac{\partial v}{\partial z} \right) \quad (2.45)$$

$$z\text{-direction:} \quad \rho g_z - \frac{\partial p}{\partial z} = \rho \left( \frac{\partial w}{\partial t} + u \frac{\partial w}{\partial x} + v \frac{\partial w}{\partial y} + w \frac{\partial w}{\partial z} \right) \quad (2.46)$$

สมการเหล่านี้คือสมการของออยเลอร์สำหรับการไหลที่ไม่มีความหนืด (Euler's equation for inviscid flow) ในสมการมีตัวแปรที่ไม่ทราบ (Unknowns) จำนวน 4 ตัว คือ  $p, u, v,$  และ  $w$  ในการแก้สมการจำเป็นต้องมีสมการต่อเนื่องเพิ่มมาอีกหนึ่งสมการ เพื่อการแก้สมการหาตัวแปรที่ไม่ทราบจำนวน 4 ตัว

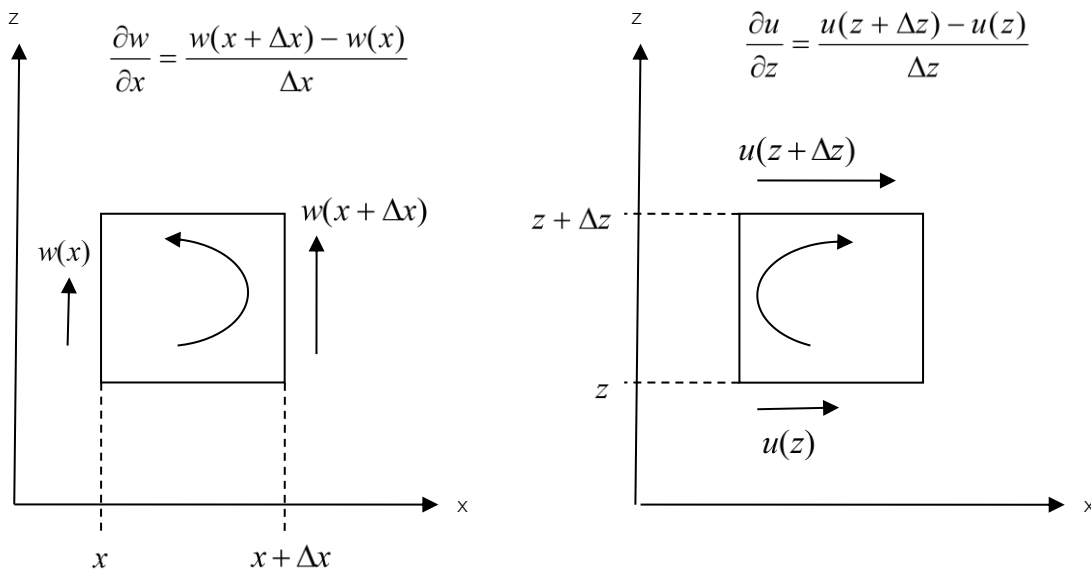
การประยุกต์ใช้สมการโมเมนตัมร่วมกับสมการต่อเนื่องในการศึกษาด้านวิศวกรรมชายฝั่งทะเลเป็นไปได้อย่างกว้างขวาง ตั้งแต่การจำลองการไหลของกระแสน้ำบริเวณชายฝั่งและนอกฝั่งทะเล (เช่น de Ruggiero et al., 2020) การจำลองคลื่นพายุซัดฝั่ง (Storm surges) เมื่อเกิดพายุไต้ฝุ่นหรือพายุเฮอริเคน (เช่น Dietrich, 2011; Liu and Huang, 2020) ภาวะน้ำท่วมชายฝั่ง (Coastal flooding) (เช่น Kalakan et al., 20016) การจำลองเกี่ยวกับการเคลื่อนที่มวลพิษ (เช่น Hamza et al., 2015) การเคลื่อนที่และทับถมของตะกอน (เช่น Rasmeemasuang and Sasaki, 2008) การเกิดปรากฏการณ์น้ำเปลี่ยนสี (Sasaki and Isobe, 1999) เป็นต้น

### 2.2.3 ศักย์ความเร็ว (Velocity potential)

หาก  $\bar{V}$  เป็นความเร็วทางเวกเตอร์ ( $\bar{V} = u\bar{i} + v\bar{j} + w\bar{k}$ ) เควิร์ลของความเร็วจะแทนความวน (Vorticity) หรือการหมุน (Rotation) ของของไหล ซึ่งเท่ากับ

$$\nabla \times \bar{V} = \left( \frac{\partial w}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial z} \right) \bar{i} + \left( \frac{\partial u}{\partial z} - \frac{\partial w}{\partial x} \right) \bar{j} + \left( \frac{\partial v}{\partial x} - \frac{\partial u}{\partial y} \right) \bar{k} \quad (2.47)$$

พจน์ทางด้านขวามือแทนการหมุนรอบแกน  $x$ ,  $y$ , และ  $z$  ตามลำดับ ภาพที่ 2.3 แสดงความหมายทางกายภาพของการหมุนรอบแกน  $y$



ภาพที่ 2.3 ความหมายทางกายภาพของการหมุนรอบแกน  $y$

ในกรณีของไหลที่ไม่หมุน  $\nabla \times \bar{V} = 0$  ดังนั้น

การไม่หมุนรอบแกน  $x$ : 
$$\frac{\partial w}{\partial y} = \frac{\partial v}{\partial z} \quad (2.48)$$

การไม่หมุนรอบแกน  $y$ : 
$$\frac{\partial u}{\partial z} = \frac{\partial w}{\partial x} \quad (2.49)$$

การไม่หมุนรอบแกน  $z$ : 
$$\frac{\partial v}{\partial x} = \frac{\partial u}{\partial y} \quad (2.50)$$

สำหรับการไหลที่ไม่มีการหมุน (Irrotational flow) ศักย์ความเร็ว ( $\phi$ ) สามารถกำหนดได้ว่า

$$u = -\frac{\partial \phi}{\partial x} \quad (2.51)$$

$$v = -\frac{\partial \phi}{\partial y} \quad (2.52)$$

$$w = -\frac{\partial \phi}{\partial z} \quad (2.53)$$

แทนสมการ (2.51) ถึง (2.53) ลงในสมการ (2.17) จะได้สมการลาปลาซ ดังนี้

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} = 0 \quad (2.53)$$

#### 2.2.4 สมการเบอร์นูลลี (Bernoulli's equation)

สมการเบอร์นูลลี (Bernoulli's equation) เป็นสมการรูปแบบอินทิเกรตของสมการออยเลอร์ สำหรับการไหลที่มีสมมุติฐานว่าเป็นการไหลแบบไม่หมุนของของไหลที่อัดตัวไม่ได้ สมการควบคุมสำหรับการไหลของของไหลในระบบ  $x-z$  คือ

ทิศทาง  $x$ : 
$$-\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} = \frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + w \frac{\partial u}{\partial z} \quad (2.55)$$

ทิศทาง  $y$ : 
$$-g_z - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial z} = \frac{\partial w}{\partial t} + u \frac{\partial w}{\partial x} + w \frac{\partial w}{\partial z} \quad (2.56)$$

สำหรับสภาพการไหลที่ไม่หมุนรอบแกน  $y$

$$\frac{\partial u}{\partial z} = \frac{\partial w}{\partial x} \quad (2.57)$$

สมการ (2.55) และ (2.56) สามารถเขียนใหม่ได้เป็น

$$\frac{\partial u}{\partial t} + \frac{\partial(u^2/2)}{\partial x} + \frac{\partial(w^2/2)}{\partial x} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} \quad (2.58)$$

$$\frac{\partial w}{\partial t} + \frac{\partial(u^2/2)}{\partial z} + \frac{\partial(w^2/2)}{\partial z} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial z} - g \quad (2.59)$$

เนื่องจากศักยภาพความเร็วเกิดขึ้นสำหรับของไหล ดังนั้น

$$u = -\frac{\partial \phi}{\partial x}; \quad w = -\frac{\partial \phi}{\partial z} \quad (2.60)$$

ดังนั้น สมการ (2.58) และสมการ (2.59) เขียนใหม่ได้เป็น

$$\frac{\partial}{\partial x} \left[ -\frac{\partial \phi}{\partial t} + \frac{1}{2}(u^2 + w^2) + \frac{p}{\rho} \right] = 0 \quad (2.61)$$

$$\frac{\partial}{\partial z} \left[ -\frac{\partial \phi}{\partial t} + \frac{1}{2}(u^2 + w^2) + \frac{p}{\rho} \right] = -g \quad (2.62)$$

เมื่ออินทิเกรตสมการ (2.61) จะได้

$$-\frac{\partial \phi}{\partial t} + \frac{1}{2}(u^2 + w^2) + \frac{p}{\rho} = C'(z, t) \quad (2.63)$$

เมื่อ  $C'$  คือ ค่าคงที่ของการอินทิเกรต ซึ่งแปรผันตาม  $z$  และ  $t$  เมื่ออินทิเกรตสมการ (2.62) จะได้

$$-\frac{\partial \phi}{\partial t} + \frac{1}{2}(u^2 + w^2) + \frac{p}{\rho} = -gz + C(x, t) \quad (2.64)$$

เมื่อ  $C$  คือ ความคงที่ในการอินทิเกรต ซึ่งแปรผันตาม  $x$  และ  $t$

สมการ (2.63) และสมการ (2.64) มีปริมาณด้านซ้ายมือของสมการเหมือนกัน ทำให้ได้

$$C'(z, t) = -gz + C(x, t) \quad (2.65)$$

เนื่องจากทั้ง  $C'$  และ  $gz$  ไม่ขึ้นกับ  $x$  ดังนั้น  $C$  ไม่สามารถเป็นฟังก์ชันของ  $x$  ดังนั้น  $C$  เป็นฟังก์ชันของ  $t$  เท่านั้น สมการที่เป็นผลลัพธ์จึงเท่ากับ

$$-\frac{\partial \phi}{\partial t} + \frac{1}{2}(u^2 + w^2) + \frac{p}{\rho} + gz = C(t) \quad (2.66)$$

สมการ (2.66) เรียกว่า สมการเบอร์นูลลีไม่คงที่ (Unsteady Bernoulli's equation) รูปแบบที่มีสภาพคงที่ของสมการนี้ เรียกว่า สมการเบอร์นูลลี (Bernoulli's equation) ซึ่งสามารถเขียนได้เป็น

$$\frac{1}{2}(u^2 + w^2) + \frac{p}{\rho} + gz = C'' \quad (2.66)$$

เมื่อ  $C''$  คือ ความคงที่

หากต้องการทบทวนหรือศึกษาเพิ่มเติม สามารถค้นคว้าเพิ่มเติมได้จากหนังสือหรือตำราที่เกี่ยวข้อง กลศาสตร์ของไหล พลศาสตร์ของไหล หรือ อุทกพลศาสตร์ เช่น Munson et al., 2013; White, 2011; Mehaute, 1976; Mani, 2012, Yanagi, 2000 เป็นต้น

## 2.3 สรุปท้ายบทที่ 2 (Summary of Chapter 2)

บทที่ 2 ได้นำเสนอพื้นฐานทางคณิตศาสตร์และอุทกพลศาสตร์ที่จำเป็นสำหรับศึกษากระบวนการชายฝั่งและการแก้มุมการควบคุมของการไหล ซึ่งเป็นรากฐานของการวิเคราะห์คลื่น กระแสน้ำ และแรงกระทำต่อโครงสร้างชายฝั่งในบทต่อไป เนื้อหาส่วนแรกได้ทบทวนเครื่องมือทางคณิตศาสตร์ที่สำคัญ ได้แก่ อนุกรมเทย์เลอร์ ซึ่งเป็นพื้นฐานในการพัฒนาโครงสร้างเชิงตัวเลข รวมถึงการหาผลเฉลยของสมการเชิงอนุพันธ์ด้วยวิธีไฟไนต์ดิฟเฟอเรนซ์

ในส่วนถัดมา บทนี้ได้อธิบายสมการควบคุมของอุทกพลศาสตร์อย่างเป็นระบบ เริ่มจากสมการต่อเนื่อง ซึ่งสะท้อนกฎอนุรักษ์มวลของของไหลตามทิศทางต่าง ๆ ก่อนขยายสู่สมการโมเมนตัมที่ได้จากกฎการเคลื่อนที่ข้อที่สองของนิวตัน โดยแยกแรงเป็นแรงโน้มถ่วงและแรงกระทำที่ผิว รวมถึงนิยามความเค้นจากความดันและความหนืด จนนำไปสู่สมการนาเวียร์-สโตกส์ ซึ่งเป็นพื้นฐานของการจำลองการไหลในงานวิศวกรรมชายฝั่ง ไม่ว่าจะเป็นการไหลรอบโครงสร้าง การทำนายระดับน้ำทะเล การจำลองพายุซัดฝั่ง ตลอดจนการวิเคราะห์การเคลื่อนที่ของมวลสารและตะกอน

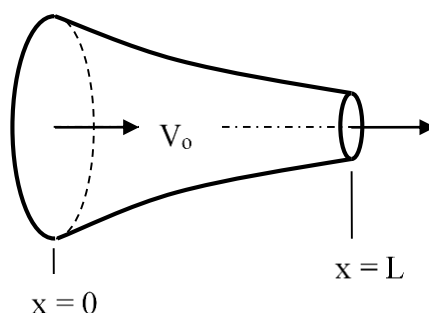
บทนี้ยังได้ทบทวนศักยภาพความเร็วสำหรับการไหลที่ไม่มี การหมุน ซึ่งนำไปสู่สมการลาปลาซ และเป็นพื้นฐานของทฤษฎีคลื่นเชิงเส้น นอกจากนี้ยังสรุปการได้มาของสมการเบอร์นูลลี ทั้งในรูปไม่คงที่และคงที่ ซึ่งมีความสำคัญต่อการอธิบายความดันและพลังงานในระบบการไหล

โดยรวมแล้ว บทนี้ทำหน้าที่ทบทวนพื้นฐานทั้งทางคณิตศาสตร์และฟิสิกส์ของการไหล เพื่อเตรียมให้สามารถเข้าใจแบบจำลองคลื่น กระแสน้ำ และปฏิสัมพันธ์ระหว่างของไหลและโครงสร้างที่ซับซ้อนในบทต่อไปได้อย่างถูกต้อง

### คำถามท้ายบทที่ 2

- 2.1 จงแก้โจทย์ปัญหาตัวอย่างที่ 2.1 ด้วยการรวมเชิงตัวเลข โดยใช้  $\Delta t$  เท่ากับ 20 วินาที
- 2.2 การไหลผ่านหัวฉีดแบบลู่เข้า (Converging nozzle) ดังรูป สามารถประมาณการกระจายตัวของความเร็วแบบหนึ่งมิติได้ตั้งสมการและ

$$u = V_0 \left( 1 + \frac{2x}{L} \right), \quad v = 0, \quad \text{และ} \quad w = 0.$$

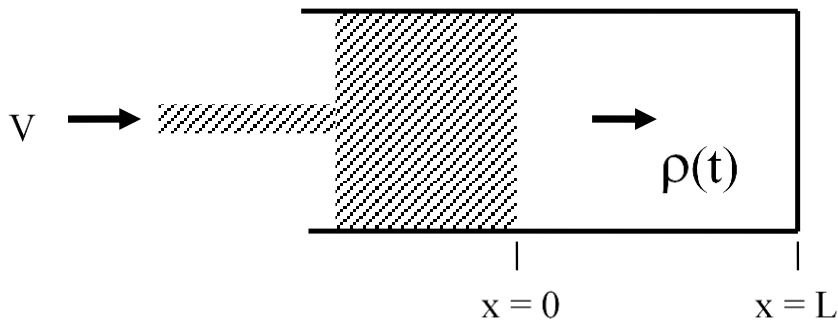


จงหา

ก) สมการทั่วของความเร่งของของไหลในหัวฉีด

ข) สำหรับกรณีเฉพาะที่  $V_0$  เท่ากับ 2 m/s และ  $L$  เท่ากับ 1 m จงคำนวณหาความเร่ง ณ ตำแหน่งทางเข้าและทางออกของหัวฉีด

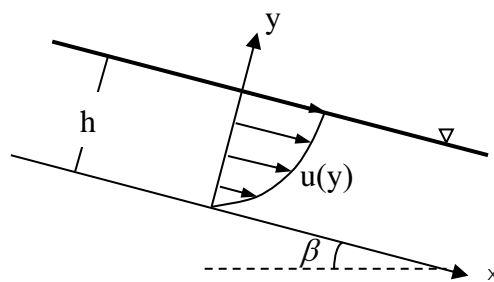
2.3 ลูกสูบอัดก๊าซในกระบอกสูบกำลังเคลื่อนที่ด้วยความเร็วคงที่  $V$  ดังรูป ความหนาแน่นของก๊าซและระยะในกระบอกสูบ ณ เวลา  $t=0$  เท่ากับ  $\rho_0$  และ  $L_0$  ตามลำดับ ความเร็วของก๊าซเปลี่ยนแปลงจาก  $u=V$  ณ ตำแหน่งหน้าลูกสูบไปเป็น  $u=0$  ณ ตำแหน่ง  $x=L$  ถ้าความหนาแน่นของก๊าซเปลี่ยนแปลงตามเวลาเท่านั้น จงหาสมการสำหรับ  $\rho(t)$



2.4 ชั้นฟิล์มที่มีความหนาคงที่ของการไหลแบบราบเรียบของของไหลที่มีความหนืดไหลลงตามแผ่นเอียงที่มีมุม  $\beta$  ดังรูป สมการเส้นชั้นความเร็ว คือ  $u=Cy(2h-y)$ ,  $v=0$ , และ  $w=0$  จงหา

ก) ค่าคงที่  $C$  ในรูปของน้ำหนักจำเพาะ ความหนืด และมุม

ข) อัตราการไหลต่อหนึ่งหน่วยความกว้าง ( $q$ ) ในรูปของพารามิเตอร์เช่นเดียวกับข้อ ก)



## เอกสารอ้างอิงบทที่ 2

- Bird, J., 2010. Basic engineering mathematics. (5<sup>th</sup> ed.). Newnes, Elsevier.
- De Ruggiero, P., Esposito, G., Napolitano, E., Iacono, R. Pierini, S., & Zambianchi, E., 2020. Modelling the marine circulation of the Campania coastal system (Tyrrhenian Sea) for the year 2016: Analysis of the dynamics. *Journal of Marine Systems*, 210, 103388.
- Dietrich, J.C., Zijlema, M., Westerink, J.J., Holthuijsen, L.H., Dawson, C., Luettich Jr.R.A., Jensen, R.E., Smith, J.M., Stelling, G.S., & Stone, G.W., 2011. Modeling hurricane waves and storm surge using integrally-coupled, scalable computations. *Coastal Engineering*, 58, pp. 45-65.
- Hamza, S.B., Habli, S., Saïd, N.M., Bournot, H., Palec, G.L, 2015. Simulation of pollutant dispersion of a free surface flow in coastal water. *Ocean Engineering*, 108, pp. 81-97.
- Kalakan, C., Sriariyawat, A., Naksuksakul, S. and Rasmeemasuang, T., 2016. Sensitivity Analysis of Coastal Flooding to Geographical Factors: Numerical Model Study on Idealized Beaches. *Engineering Journal*. 20(1), pp. 1-15.
- Kreyszig, E., 2018. Advanced engineering mathematics. John Wiley & Sons.
- Liu, W.C. & Huang, W.C., 2020. Investigating typhoon-induced storm surge and waves in the coast of Taiwan using an integrally-coupled tide-surge-wave model. *Ocean Engineering*, 212, 107571.
- Mani, J.S., 2012. Coastal Hydrodynamics. PHI
- Mehaute, B., 1976. An Introduction to Hydrodynamics and Water Waves. Springer.
- Munson, B.R., Huebsch, W.W., Okiishi, T.H., Rothmayer, A.P., 2013. Fluid Mechanics (7<sup>th</sup> ed.). John Wiley & Sons.
- Rasmeemasuang, T. & Sasaki, J., 2008. Modeling of mud accumulation and bed characteristics in Tokyo Bay. *Coastal Engineering Journal*, 50, pp. 277-307.
- Sasaki, J. & Isobe, M., 1999. Development of a long-term predictive model of water quality in Tokyo Bay. Proc. of the 6th Conf. on Estuarine and Coastal Modeling, ASCE. New Orleans, USA, pp. 564-580.
- White, F.M., 2011. Fluid mechanics (7<sup>th</sup> ed.). McGraw Hill.
- Yanagi, T., 2000. Coastal Oceanography. Terra Scientific Publishing.





# บทที่ 3

## ทฤษฎีคลื่นเชิงเส้น

### (Linear Wave Theory)

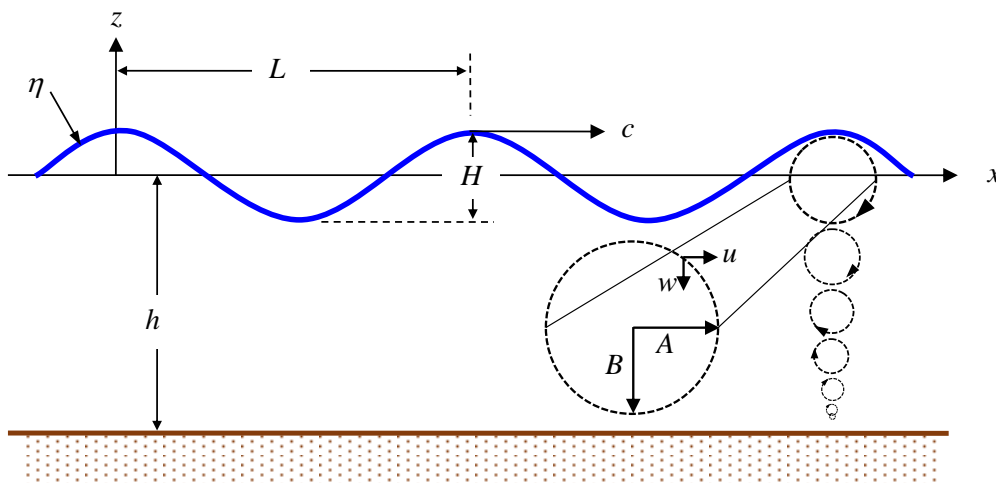
#### 3.1 คุณสมบัติของคลื่น (Characteristics of Waves)

คลื่นน้ำ คือ การเคลื่อนที่ขึ้น-ลงของระดับน้ำ ซึ่งเกิดจากแรงกระทำต่าง ๆ ที่รบกวนมวลน้ำ เช่น แรงลม แรงแสงสะท้อนเนื่องจากแผ่นดินไหว เป็นต้น รูปแบบอย่างง่ายที่สุดของคลื่น คือ คลื่นรูปไซน์ (Sinusoidal waves) ดังรูปที่ 3.1 ซึ่งเป็นคลื่นรูปไซน์ ณ ความลึกน้ำ  $h$  ที่กำลังเคลื่อนที่ไปในทิศแกน  $x$

นิยามขององค์ประกอบต่าง ๆ ของคลื่น มีดังนี้

- ก) ยอดคลื่น (Wave crest) คือ จุดสูงสุดของคลื่นหรือจุดสูงสุดของผิวน้ำ
- ข) ท้องคลื่น (Wave trough) คือ จุดต่ำสุดของคลื่นหรือจุดต่ำสุดของผิวน้ำ
- ค) ความสูงคลื่น (Wave height,  $H$ ) คือ ระยะในแนวตั้งระหว่างยอดคลื่นกับท้องคลื่น
- ง) ความยาวคลื่น (Wavelength,  $L$ ) คือ ระยะในแนวราบระหว่างยอดคลื่น (หรือท้องคลื่น) สองลูกคลื่นที่ติดกัน
- จ) คาบคลื่น (Wave period,  $T$ ) คือ เวลาที่ยอดคลื่น (หรือท้องคลื่น) ของสองลูกคลื่นที่ติดกัน เคลื่อนที่ผ่านจุดใดจุดหนึ่ง หรือเวลาที่คลื่นเคลื่อนที่ครบหนึ่งรอบ
- ฉ) ความถี่คลื่น (Wave frequency,  $f$ ) คือ จำนวนลูกคลื่นที่ผ่านจุดใดจุดหนึ่งภายในหนึ่งวินาที ซึ่งมีค่าเท่ากับส่วนกลับของคาบคลื่น,  $f = 1/T$
- ช) ความเร็วคลื่น (Wave speed หรือ Wave celerity,  $c$ ) คือ อัตราส่วนระหว่างความยาวคลื่น ต่อคาบคลื่น หรือ

$$c = L/T \tag{3.1}$$



ภาพที่ 3.1 คลื่นรูปไซน์ (Sinusoidal waves)

การเคลื่อนที่ของคลื่น (Wave propagation) คือ การเดินทางของพลังงานจากจุดหนึ่งไปยังจุดหนึ่ง ในขณะที่รูปร่างของคลื่นเคลื่อนที่ด้วยความเร็วคลื่น ( $c$ ) อนุภาคของน้ำที่ประกอบเป็นคลื่นไม่ได้เคลื่อนที่ไปพร้อมกับคลื่น แต่เคลื่อนที่แบบวงโคจร (Orbital motion) ดังเส้นปะในภาพที่ 3.1 คลื่นเกิดจากแรงภายนอกที่รบกวนมวลน้ำ อาจเป็นผลมาจากแหล่งที่มาต่าง ๆ เช่น ลม แรงแดึงดูดของดวงอาทิตย์และดวงจันทร์ แผ่นดินไหว แผ่นดินถล่ม และการเคลื่อนที่ของเรือ แหล่งที่มาที่แตกต่างกันสร้างคลื่นที่มีช่วงเวลาและความสูงต่างกัน เช่น (Sorensen, 1994)

ก) คลื่นที่เกิดจากลม (Wind-generated waves หรือ Wind waves) มีคาบคลื่นตั้งแต่ประมาณ 1 ถึง 30 วินาที และโดยทั่วไปมีความสูงน้อยกว่า 2 เมตร ในช่วงที่เกิดพายุคาบคลื่นจะสั้นกว่า (ประมาณ 5 ถึง 15 วินาที) แต่ความสูงจะมากกว่าในสภาวะปกติ (ศึกษาเพิ่มเติมได้จาก เช่น Kamphuis, 2020)

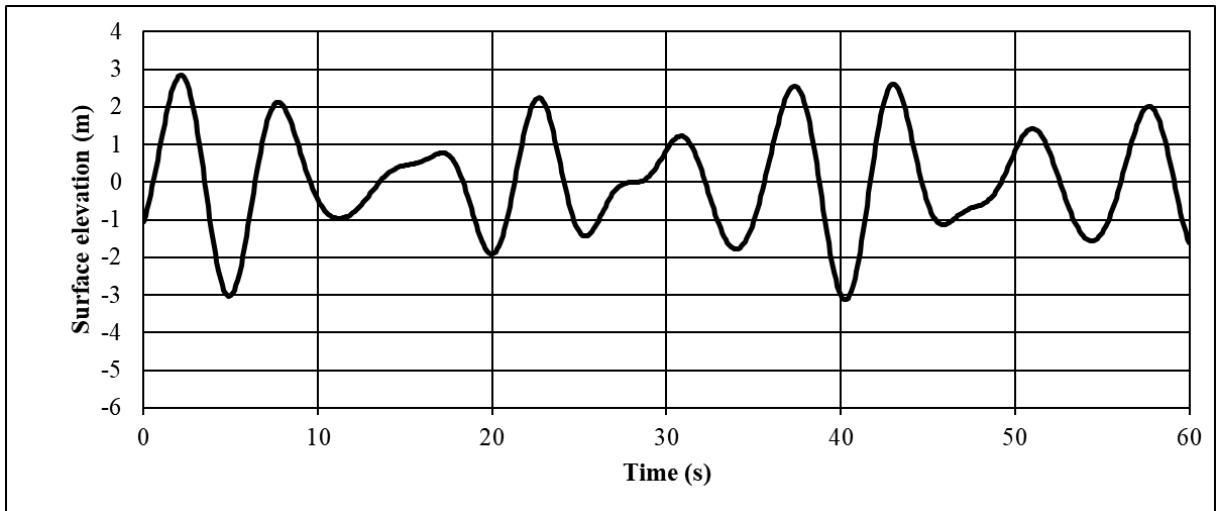
ข) คลื่นที่เกิดจากเรือ (Vessel-generated waves) มีคาบคลื่นที่สั้นกว่า (โดยทั่วไประหว่าง 1 ถึง 3 วินาที) และมีความสูงเพียงเล็กน้อย (ไม่ค่อยเกิน 0.9 เมตร) (ศึกษาเพิ่มเติมได้จาก เช่น Qian et al., 2023)

ค) คลื่นที่เกิดจากแผ่นดินไหวหรือคลื่นสึนามิ (Tsunamis) มีคาบคลื่นยาวกว่า (ประมาณ 5 นาทีถึง 1 ชั่วโมง) และมีความสูง 0.6 เมตรหรือน้อยกว่าที่บริเวณกำเนิดคลื่น อย่างไรก็ตาม เมื่อคลื่นสึนามิเคลื่อนที่ไปยังชายฝั่ง ความสูงของคลื่นอาจเพิ่มขึ้นถึง 10 เมตรหรือมากกว่า ขึ้นอยู่กับภูมิประเทศของชายหาด (ศึกษาเพิ่มเติมได้จาก เช่น Tankut, 2009)

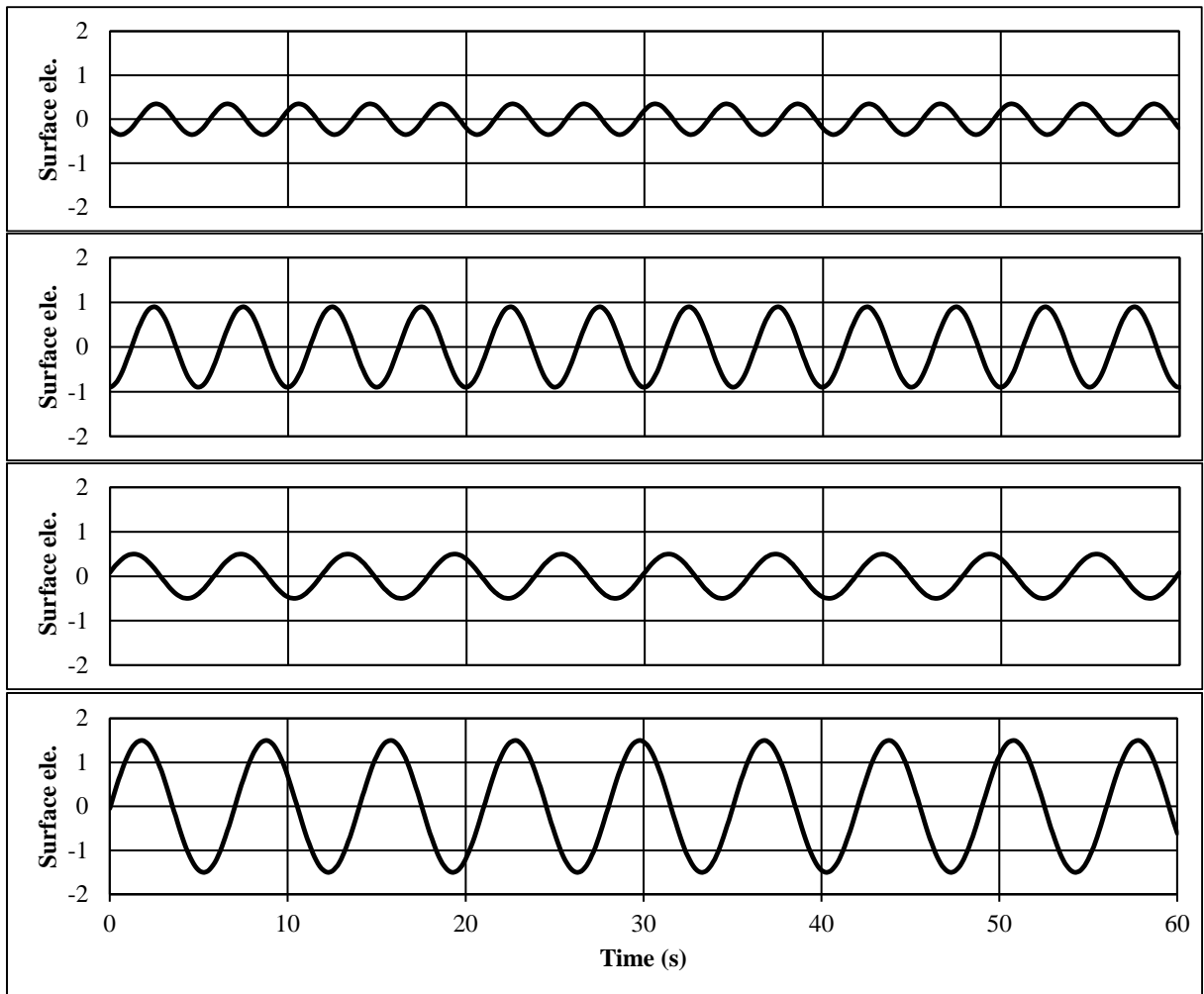
ง) น้ำขึ้น-น้ำลง (Tides) มีคาบที่สำคัญ คือ ประมาณ 12 ถึง 24 ชั่วโมง (หรือ 1 ถึง 2 รอบต่อวัน) พิสัยน้ำ (Tidal ranges) ซึ่งเท่ากับระยะระหว่างระดับน้ำขึ้นสูงสุดเฉลี่ยกับระดับน้ำลงต่ำสุดเฉลี่ย ในมหาสมุทรลึกนั้นค่อนข้างต่ำ แต่พิสัยน้ำนี้แตกต่างกันอย่างมากตามตำแหน่งทางภูมิศาสตร์ (ศึกษาเพิ่มเติมได้จาก เช่น Wright, 2010)

คลื่นในทะเลส่วนใหญ่เกิดจากลม เมื่อลมพัดผ่านผิวน้ำ แรงเสียดทานระหว่างลมและผิวน้ำจะผลักดันให้เกิดคลื่นเล็ก ๆ (Ripples) บนผิวน้ำทะเล เมื่อลมยังคงพัดอยู่ต่อเนื่อง คลื่นเล็ก ๆ ก็จะเพิ่มขนาดขึ้นและขยายใหญ่ขึ้นเป็นคลื่นในที่สุด คลื่นอาจสูงถึงหลายเมตรขึ้นอยู่กับความเร็วลม ระยะเวลาลมพัด และระยะลมพัด (Fetch length) ซึ่งหมายถึง ระยะทางที่ลมนั้นพัดบนผิวน้ำในการสร้างคลื่น คลื่นในธรรมชาติมักไม่สม่ำเสมอ (Irregular) และเปลี่ยนแปลงตามเวลา ตัวอย่างทั่วไปของระดับความสูงผิวน้ำที่วัด ณ ตำแหน่งหนึ่งในทะเล แสดงในภาพที่ 3.2 คลื่นที่ไม่สม่ำเสมอนี้สามารถแยกย่อยเป็นคลื่นรูปไซน์จำนวนมากที่มีความถี่และทิศทางที่ต่างกันไป

การทำความเข้าใจอย่างถ่องแท้เกี่ยวกับพฤติกรรมของคลื่นทะเลเป็นงานที่ยาก สมมติฐานบางอย่างถูกสร้างขึ้นเพื่ออธิบายพื้นผิวทะเลที่ซับซ้อนในรูปแบบที่เรียบง่ายขึ้นสำหรับงานทางวิศวกรรม สมมติฐานเหล่านี้บางเรื่องอาจใช้ไม่ได้ในบางเงื่อนไข แต่เป็นวิธีการที่มีประสิทธิภาพในการนำไปประยุกต์ใช้ในทางปฏิบัติ สมการทางคณิตศาสตร์ที่ง่ายที่สุดในการอธิบายคลื่นในมหาสมุทรจึงเป็นแบบสองมิติ (Two dimension) แอมพลิจูดน้อย (Small amplitude) และรูปร่างไซน์หรือเป็นคลื่นแบบสม่ำเสมอ (Regular waves) พารามิเตอร์พื้นฐานที่ใช้อธิบายคลื่น คือ ความสูงของคลื่น คาบของคลื่น และความลึกของน้ำ ดังอธิบายข้างต้น สำหรับพารามิเตอร์อื่น ๆ เช่น ความเร็วของอนุภาคน้ำที่เกิดจากคลื่น แรงเนื่องจากคลื่น และการเคลื่อนตัวของตะกอน สามารถหาได้จากปริมาณเหล่านี้



ก. ค่าระดับความสูงของผิวน้ำของคลื่นรวม



ข. ค่าระดับความสูงของผิวน้ำของคลื่นย่อย

ภาพที่ 3.2 การแยกย่อยคลื่นแบบไม่สม่ำเสมอ

ทฤษฎีคลื่นเชิงวิเคราะห์สำหรับคำนวณการเปลี่ยนแปลงรูปร่างคลื่นจากนอกฝั่งมายังชายฝั่งที่นิยมใช้เป็นหลักมีสองทฤษฎี คือ ทฤษฎีคลื่นเชิงเส้น (Linear wave theory) และทฤษฎีคลื่นไม่เชิงเส้น (Non-linear wave theory) ข้อดีของทฤษฎีคลื่นเชิงเส้นคือใช้งานง่ายและสามารถใช้หลักการซ้อนทับ (Superposition principle) ได้ ยิ่งไปกว่านั้น ทฤษฎีคลื่นเชิงเส้นมักถูกใช้ในการปฏิบัติงานจริง เนื่องจากความเรียบง่ายและความแม่นยำที่ยอมรับได้ ดังนั้นตำราเล่มนี้จึงเน้นไปที่ทฤษฎีคลื่นเชิงเส้นเป็นหลัก

### 3.2 คลื่นแบบสม่ำเสมอ (Regular Waves)

คลื่นสม่ำเสมอ (Regular waves) คือ คลื่นที่มีรูปร่างเหมือนเดิม เคลื่อนที่ซ้ำเดิม ด้วยคาบคลื่นที่เท่าเดิมตลอด ภาพที่ 3.1 แสดงเส้นโพรไฟล์ของพื้นผิวน้ำ (Water surface profile) ของคลื่นจำนวนสองลูกคลื่นที่มีรูปร่างเหมือนกัน ความยาวคลื่นและความสูงคลื่นเท่ากัน เคลื่อนที่ในระนาบ  $x-z$  ตลอดความลึกน้ำคงที่ ( $h$ ) เส้นโพรไฟล์ของพื้นผิวเคลื่อนที่ไปทางขวาด้วยความเร็ว  $c = L/T$  ดังสมการที่ (3.1) ในทฤษฎีคลื่นเชิงเส้น พารามิเตอร์ที่ใช้บ่อยคือ:

$$\sigma = 2\pi / T \quad (3.2)$$

$$k = 2\pi / L \quad (3.3)$$

โดยที่  $\sigma$  คือ ความถี่เชิงมุม (Angular frequency) และ  $k$  คือ เลขคลื่น (Wave number) จากสมการ (3.1) ถึง (3.3) ความถี่เชิงมุมสามารถแสดงได้โดย

$$\sigma = c \cdot k \quad (3.4)$$

ทฤษฎีพื้นฐานที่สุดที่ใช้ในการอธิบายการเคลื่อนไหวของคลื่น คือ ทฤษฎีคลื่นเชิงเส้น (Linear wave theory) ในหัวข้อถัดไปจะอธิบายโดยย่อถึงการอนุพัทธ์ของทฤษฎีคลื่นเชิงเส้น สำหรับข้อมูลโดยละเอียดสามารถดูเพิ่มเติมได้จากตำราด้านกลศาสตร์ของคลื่น เช่น Dean and Dalrymple (1991)

### 3.3 สมการควบคุมและเงื่อนไขขอบเขต (Governing Equation and Boundary Conditions)

ทฤษฎีคลื่นเชิงเส้น ซึ่งได้รับการพัฒนาครั้งแรกโดย Airy (1845) (บางครั้งเรียกว่า Airy's wave theory) ได้มาจากวิธีการปัญหาค่าขอบเขต วิธีการดังกล่าวประกอบด้วย 3 ขั้นตอนหลัก คือ (1) กำหนดพื้นที่ที่สนใจก่อน, (2) ระบุสมการอนุพันธ์เชิงพหุคูณที่ต้องสอดคล้องกับพื้นที่ดังกล่าว และ (3) บ่งชี้เงื่อนไขขอบเขตที่สำคัญ บ่อยครั้งที่จะมีคำตอบที่เป็นไปได้มากมายสำหรับสมการควบคุม แต่ควรเลือกคำตอบที่เข้ากันได้กับเงื่อนไขขอบเขต

พื้นที่ที่สนใจในการพัฒนาทฤษฎีคลื่นเชิงเส้นแสดงในภาพที่ 3.3 สมการควบคุมที่ต้องสอดคล้องกับพื้นที่คือสมการต่อเนื่อง (Continuity equation) เงื่อนไขขอบเขตประกอบด้วย เงื่อนไขขอบเขตที่พื้น (Bottom boundary condition: BBC) เงื่อนไขขอบเขตที่ผิวน้ำอิสระ (Free surface boundary condition: FSBC) และเงื่อนไขขอบเขตด้านข้าง (Lateral boundary condition: LBC) ในการทำให้การหาอนุพันธ์ทำได้ง่าย เงื่อนไขขอบเขตถูกแปลงเป็นเชิงเส้นตามสมมติฐาน 3 ข้อ คือ (1) ค่าระดับความสูงของผิวน้ำ ( $\eta$ ) มีค่าน้อยมากเมื่อเทียบกับความลึกน้ำ ด้วยเหตุนี้บางครั้งเรียกทฤษฎีนี้ว่า ทฤษฎีคลื่นแอมพลิจูดน้อย (Small amplitude wave theory), (2) พิจารณาการไหลเป็นแบบ 2 มิติในระนาบ  $x-z$  และ (3) ความลึกน้ำคงที่ สมการควบคุมและเงื่อนไขขอบเขตสามารถสรุปได้ดังนี้

สมการควบคุม: 
$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} = 0 \quad \text{สำหรับ } 0 < x < L, \quad -h < z < \eta \quad (3.5)$$

เงื่อนไขขอบเขตที่พื้น: 
$$w = -\frac{\partial \phi}{\partial z} = 0 \quad \text{ณ } z = -h \quad (3.6)$$

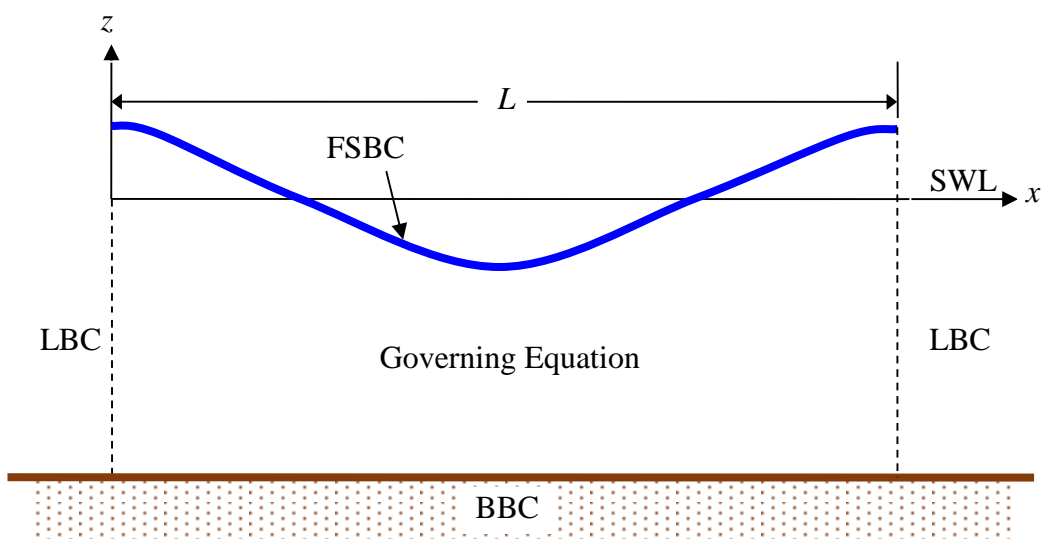
เงื่อนไขขอบเขตเชิงจลนศาสตร์ที่ผิวน้ำ: 
$$w = -\frac{\partial \phi}{\partial z} = \frac{\partial \eta}{\partial t} \quad \text{ณ } z = 0 \quad (3.7)$$

เงื่อนไขขอบเขตเชิงพลศาสตร์ที่ผิวน้ำ: 
$$-\frac{\partial \phi}{\partial t} + g\eta = C(t) \quad \text{ณ } z = 0 \quad (3.8)$$

เงื่อนไขขอบเขตด้านข้าง: 
$$\phi(x, t) = \phi(x + L, t) \quad (3.9)$$

$$\phi(x, t) = \phi(x, t + T) \quad (3.10)$$

เมื่อ  $\phi$  คือ ศักย์ความเร็ว (Velocity potential,  $x$  คือ ระยะทางในทิศทางเดียวกับคลื่น,  $z$  คือ ระยะทางในแนวตั้ง,  $t$  คือ เวลา,  $w$  คือ ความเร็วในทิศทาง  $z$ ,  $g$  คือ ความเร่งเนื่องจากแรงโน้มถ่วง และ  $C$  คือ ค่าคงที่



ภาพที่ 3.3 พื้นที่สนใจสำหรับคลื่นแบบสม่ำเสมอ

### 3.4 ผลเฉลยของทฤษฎีคลื่นเชิงเส้น (Solution of Linear Wave Theory)

ส่วนนี้จะอธิบายผลเฉลยของสมการอนุพันธ์ของคลื่นที่เคลื่อนที่อย่างสม่ำเสมอตามระยะทางและเวลาบนพื้นราบที่มีระดับความลึกคงที่ดังที่อธิบายข้างต้น การหาผลเฉลยต้องทำการแก้สมการต่อเนื่องภายใต้เงื่อนไขขอบเขตที่แสดงดังสมการที่ (3.5) ถึง (3.10)

วิธีที่สะดวกในการแก้สมการอนุพันธ์บางส่วนเชิงเส้น (Linear partial differential equation) คือวิธีแยกตัวแปร กล่าวคือ

$$\phi(x, z, t) = X(x).Z(z).\Gamma(t) \quad (3.11)$$

เมื่อ  $X(x)$  คือ ฟังก์ชันของตัวแปร  $x$  เท่านั้น,  $Z(z)$  เป็นฟังก์ชันของตัวแปร  $z$  เท่านั้น และ  $\Gamma(t)$  เป็นฟังก์ชันของตัวแปร  $t$  เท่านั้น

เนื่องจาก  $\phi$  ต้องเป็นไปตามเวลา ดังนั้น  $\Gamma(t)$  สามารถกำหนดให้เป็นสมการหนึ่งสมการใดดังต่อไปนี้

$$\Gamma(t) = \sin \sigma t \quad (3.12)$$

$$\Gamma(t) = \cos \sigma t \quad (3.13)$$

ก) เมื่อพิจารณา  $\Gamma(t) = \sin \sigma t$ , สมการที่ (3.11) สามารถเขียนได้เป็น

$$\phi(x, z, t) = X(x).Z(z).\sin \sigma t \quad (3.14)$$

แทนสมการที่ (3.14) ในสมการที่ (3.5) จะได้

$$\frac{d^2 X(x)}{dx^2} .Z(z).\sin \sigma t + X(x).\frac{d^2 Z(z)}{dz^2} .\sin \sigma t = 0 \quad (3.15)$$

แก้สมการอนุพันธ์ภายใต้เงื่อนไขขอบเขต จะได้ผลเฉลย คือ

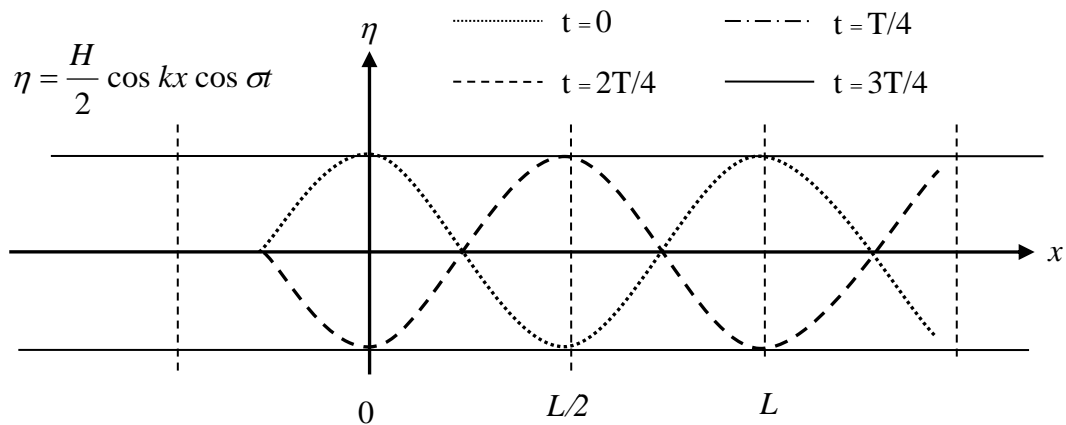
$$C(t) = 0 \quad (3.16)$$

$$\eta = \frac{H}{2} \cos kx \cos \sigma t \quad (3.17)$$

$$\phi = \frac{Hg \cosh k(h+z)}{2\sigma \cosh kh} \cos kx \sin \sigma t \quad (3.18)$$

สมการที่ (3.18) เป็นหนึ่งในผลเฉลยของสมการลาปลาซ (Laplace equation, สมการที่ (3.5)) และ  $\phi$  (หรือ  $\eta$ ) คือ คลื่นนิ่ง (Standing wave) ซึ่งเป็นลักษณะของคลื่นที่เกิดจากการสะท้อนและการเคลื่อนที่ของคลื่นที่

ถูกสะท้อนกลับมาซ้ำหลายครั้ง ทำให้เกิดการสร้างรูปร่างที่ดูเหมือนว่าคลื่นนั้นนิ่งอยู่ในตำแหน่งเดิม โดยไม่เคลื่อนที่ไปข้างหน้าหรือข้างหลัง ดังภาพที่ 3.4



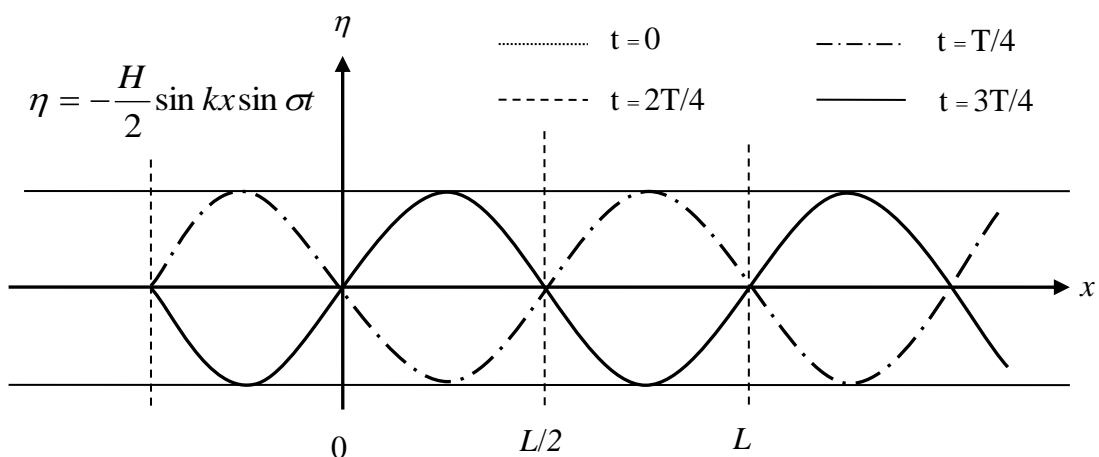
ภาพที่ 3.4 ภาพร่างของ  $\eta$  จากสมการที่ (3.17)

ข) เมื่อพิจารณา  $\Gamma(t) = \cos \sigma t$ , ด้วยขั้นตอนวิธีเช่นเดียวกับข้างต้น จะได้ผลเฉลยอีกชุดหนึ่ง คือ

$$\eta = -\frac{H}{2} \sin kx \sin \sigma t \quad (3.19)$$

$$\phi = \frac{Hg \cosh k(h+z)}{2\sigma \cosh kh} \sin kx \cos \sigma t \quad (3.20)$$

สมการที่ (3.20) เป็นอีกหนึ่งในผลเฉลยของสมการลาปลาซ (สมการที่ (3.5)) และ  $\phi$  (หรือ  $\eta$ ) มีลักษณะเป็นคลื่นนิ่งเช่นเดียวกัน แต่มีเฟสแตกต่างกัน  $90^\circ$  ทั้งพจน์ของ  $x$  และ  $t$  ดังภาพที่ 3.5



ภาพที่ 3.5 ภาพร่างของ  $\eta$  จากสมการที่ (3.19)

ค) เมื่อพิจารณาการทับรวมกันของสองผลเฉลย (Superposition of the solutions) เนื่องจากสมการลาปลาซมีลักษณะเชิงเส้น และการทับรวมกันสามารถกระทำได้สำหรับทุกตัวแปร ผลเฉลยแต่ละตัวสามารถบวกกันเข้าหรือลบออกจากกันเพื่อสร้างผลเฉลยใหม่ เมื่อแทนสมการที่ (3.18) ด้วยสมการที่ (3.20) จะได้

$$\phi = \frac{Hg \cosh k(h+z)}{2\sigma \cosh kh} (\cos kx \sin \sigma t - \sin kx \cos \sigma t) \quad (3.21)$$

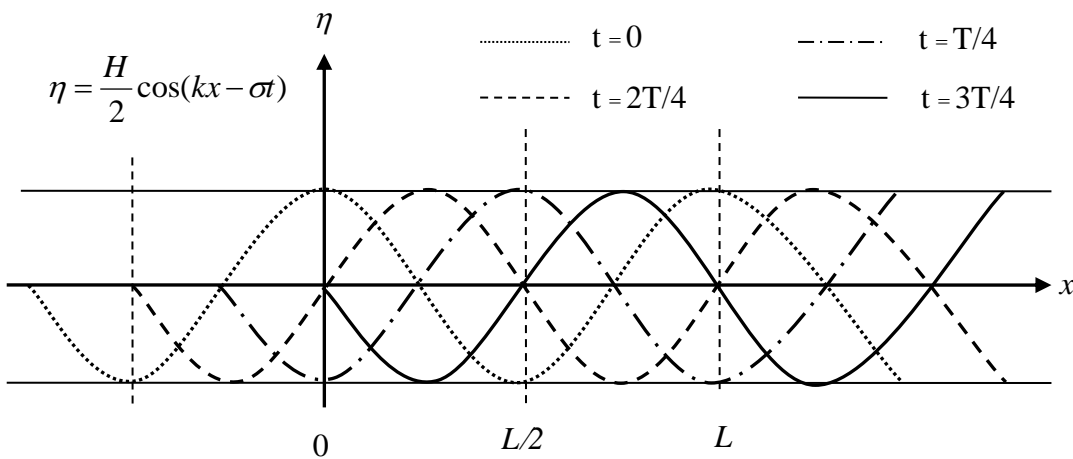
หรือ

$$\phi = -\frac{Hg \cosh k(h+z)}{2\sigma \cosh kh} \sin(kx - \sigma t) \quad (3.22)$$

แทน  $\phi$  จากสมการที่ (3.22) ลงในสมการที่ (3.8) จะได้

$$\eta(x,t) = \frac{1}{g} \frac{\partial \phi}{\partial t} \Big|_{z=0} = \frac{H}{2} \cos(kx - \sigma t) \quad (3.23)$$

สมการที่ 3.22 คือ ศักย์ความเร็วใหม่ ซึ่งเป็นผลเฉลยของสมการลาปลาซด้วยเช่นกัน และคราวนี้จะได้  $\phi$  (หรือ  $\eta$ ) ที่เป็นลักษณะเป็น คลื่นที่เคลื่อนที่ไปข้างหน้า (Progressive waves) ดังภาพที่ 3.6



ภาพที่ 3.6 ภาพร่างของ  $\eta$  จากสมการที่ (3.23)

เมื่อแทนค่าสมการที่ (3.22) และ (3.23) ในสมการที่ (3.7) จะได้

$$-\frac{H g k \sinh k(h+z)}{2\sigma \cosh kh} \cos kx \sin \sigma t = -\frac{H}{2} \sigma \cos kx \sin \sigma t$$

หรือ

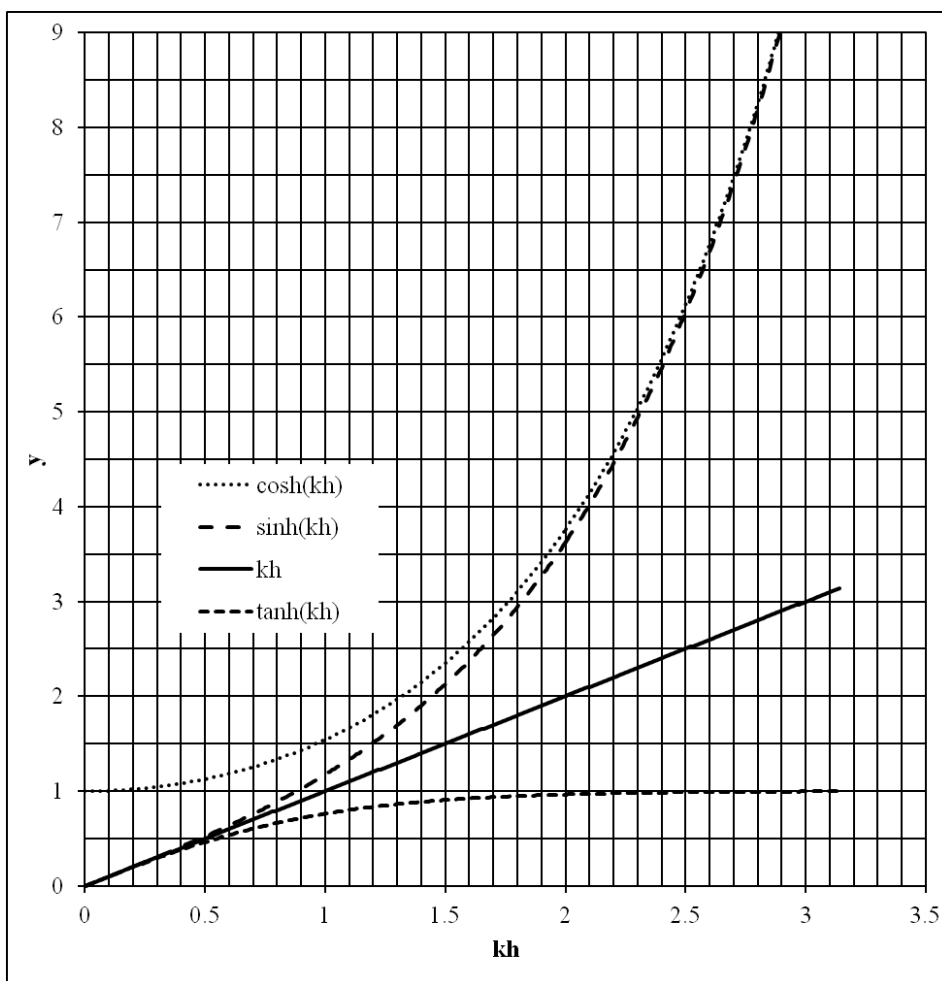
$$\sigma^2 = gk \tanh kh \quad (3.24)$$

สมการนี้เรียกว่า “ความสัมพันธ์การแพร่กระจาย (Dispersion relation)” ซึ่งมักใช้คำนวณหาเลขคลื่น  $k$  เพื่อที่จะหาความยาวคลื่น  $L$  จากค่าความลึก  $h$  และเวลา  $t$  ที่ทราบค่าแล้ว

ในการประยุกต์ใช้สมการข้างต้น ความลึกของน้ำอาจแบ่งได้เป็น 3 โซน คือ โซนน้ำตื้น (Shallow water) โซนความลึกปานกลาง (Intermediate depth) และโซนน้ำลึก (Deepwater) ขอบเขตโดยแต่ละโซน มักกำหนดดังตารางที่ 3.1 และฟังก์ชันไฮเพอร์บอลิกแสดงดังภาพที่ 3.7

ตารางที่ 3.1 ขอบเขตของโซนน้ำตื้น ความลึกปานกลาง และโซนน้ำลึก

ขอบเขต	โซนน้ำตื้น (Shallow water)	โซนความลึกปานกลาง (Intermediate depth)	โซนน้ำลึก (Deepwater)
$h/L$	$0 < \frac{h}{L} < \frac{1}{20}$	$\frac{1}{20} < \frac{h}{L} < \frac{1}{2}$	$\frac{1}{2} < \frac{h}{L} < \alpha$
$kh = 2\pi h/L$	$0 < kh < \frac{\pi}{10}$	$\frac{\pi}{10} < kh < \pi$	$\pi < kh < \alpha$
$\tan(kh)$	$kh$	$\tan(kh)$	1



ภาพที่ 3.7 การเปลี่ยนแปลงของฟังก์ชันไฮเพอร์บอลิก

สำหรับกรณีทั่วไปตั้งแต่พื้นที่โซนน้ำตื้นไปถึงพื้นที่โซนน้ำลึก สมการของความเร็วคลื่น (Wave celerity,  $c$ ) สามารถได้จากความสัมพันธ์การแพร่กระจาย ดังต่อไปนี้

วิศวกรรมชายฝั่งทะเลเบื้องต้น

ก) สำหรับกรณีทั่วไป ( $0 < kh < \infty$ ),

$$\begin{aligned}\sigma^2 &= gk \tanh kh \\ \sigma &= \sqrt{gk \tanh kh} \\ c &= \frac{\sqrt{gk \tanh kh}}{k} = \sqrt{\frac{g}{k} \tanh kh}\end{aligned}\quad (3.25)$$

เมื่อคลื่นเคลื่อนที่จากนอกฝั่งเข้าหาชายฝั่ง คาบคลื่นจะคงที่ ในขณะที่ความยาวคลื่นจะลดลงเมื่อความลึกของน้ำลดลง

ข) สำหรับกรณีพื้นที่โซนน้ำตื้น ( $0 < kh < \pi/10$ ),  $\tanh kh \approx kh$ ; สมการที่ (3.25) จะเปลี่ยนเป็น

$$c = \sqrt{\frac{g}{k} kh} = \sqrt{gh}\quad (3.26)$$

จะเห็นได้ว่า สามารถหาความเร็วคลื่นในพื้นที่โซนน้ำตื้นได้จากความลึกเพียงตัวแปรเดียว

ค) สำหรับกรณีพื้นที่โซนน้ำตื้น ( $\pi < kh < \infty$ ),  $\tanh kh \approx 1$ ; สมการที่ (3.25) จะเปลี่ยนเป็น

$$\begin{aligned}c_o &= \sqrt{\frac{gL_o}{2\pi}} = \sqrt{\frac{gc_o T}{2\pi}} \\ c_o &= \frac{gT}{2\pi}\end{aligned}\quad (3.27)$$

เมื่อ  $c_o$  คือ ความเร็วคลื่นน้ำลึก ซึ่งขึ้นกับคาบคลื่นเพียงเท่านั้น ดังนั้นความยาวคลื่นน้ำลึก ( $L_o$ ) สามารถเขียนได้เป็น

$$L_o = c_o T = \frac{gT^2}{2\pi}\quad (3.28)$$

ตารางที่ 3.2 แสดงสมการที่เกี่ยวข้องกับคุณสมบัติต่าง ๆ ของคลื่นตามทฤษฎีคลื่นเชิงเส้น ซึ่งมีการอธิบายเพิ่มเติมในบทที่ 4

ในการใช้สมการที่ (3.24) เพื่อคำนวณหาค่า  $k$  (หรือหาค่า  $c$  หรือ  $L$ ) จะพบว่า สมการที่ (3.24) เป็นสมการโดยปริยาย (Implicit equation) ซึ่งไม่สามารถแก้สมการหาค่าตัวแปรที่ต้องการทราบค่าได้โดยตรง แต่จำเป็นต้องทำการแก้สมการด้วยวิธีการทำซ้ำ (Iteration) หรือการลองผิดลองถูก (Trial and error) เนื่องจากค่า  $k$  ปรากฏอยู่ทั้งข้างในและข้างนอกฟังก์ชัน  $\tanh$  การศึกษาหลายเรื่องจึงนำเสนอวิธีการประมาณค่าแทนการทำซ้ำ เช่น สูตรของ Eckart (1951), Hunt (1979), Neilsen (1982), Fenton and

Mckee (1990), Guo (2002), You (2003) โดยการศึกษาของ You (2003) ได้แสดงว่า สูตรของ Hunt (1979) ให้ผลการประมาณที่ดี มีความคลาดเคลื่อนน้อยกว่า 0.2% เท่านั้น สูตรของ Hunt (1979) คือ

$$(kh)^2 = y^2 + \frac{y}{1 + \sum_{n=1}^6 d_n y^n} \quad (3.29)$$

เมื่อ  $y = \sigma^2 h / g$ ,  $d_1 = 0.666666667$ ,  $d_2 = 0.355555556$ ,  $d_3 = 0.1608465608$ ,  $d_4 = 0.0632098765$ ,  $d_5 = 0.0217540484$ ,  $d_6 = 0.0065407983$

ความเร็วคลื่น (Wave celerity) สามารถคำนวณได้จากสมการข้างล่างด้วย

$$\frac{c^2}{gh} = \left[ y + (1 + 0.6522y + 0.4622y^2 + 0.0864y^4 + 0.0675y^5)^{-1} \right]^{-1} \quad (3.30)$$

ตารางที่ 3.2 สมการของพารามิเตอร์สามัญสำหรับคลื่นที่เคลื่อนที่ไปข้างหน้า (Progressive waves)

พารามิเตอร์	กรณีทั่วไป	โชนน้ำตื้น (Shallow water)	(Deepwater)
1. โพรเฟลต์ของพื้นผิวน้ำ (m)	$\eta = \frac{H}{2} \cos(kx - \sigma t)$	$\frac{h}{L} < \frac{1}{20}$	$\frac{1}{2} < \frac{h}{L}$
2. ความเร็วคลื่น (Celerity, m/s) (Dispersion equation)	$c = \frac{L}{T} = \frac{\sigma}{k} = \sqrt{\frac{g}{k} \tanh kh}$ $= \frac{gT}{2\pi} \tanh kh$	$c = \sqrt{gh}$	$c_o = \frac{gT}{2\pi}$
3. ความยาวคลื่น (Wavelength, m)	$L = \frac{gT^2}{2\pi} \tanh kh$		$L_o = \frac{gT^2}{2\pi}$
4. องค์ประกอบแนวราบของความเร็วโคจร (Horizontal component of orbital velocity, m/s)	$u = \frac{\pi H}{T} \frac{\cosh k(z+h)}{\sinh kh} \cos(kx - \sigma t)$		$u_o = \frac{\pi H_o}{T} e^{k_o z} \cos(k_o x - \sigma t)$
5. องค์ประกอบแนวตั้งของความเร็วโคจร (Vertical component of orbital velocity, m/s)	$w = \frac{\pi H}{T} \frac{\sinh k(z+h)}{\sinh kh} \sin(kx - \sigma t)$		$w_o = \frac{\pi H_o}{T} e^{k_o z} \sin(k_o x - \sigma t)$
6. ครึ่งแกนโคจรแนวราบ (Horizontal orbital semi-axis, m)	$A = \frac{H}{2} \frac{\cosh k(z+h)}{\sinh kh}$		$A_o = \frac{H_o}{2} e^{k_o z}$
7. ครึ่งแกนโคจรแนวตั้ง (Vertical orbital semi-axis, m)	$B = \frac{H}{2} \frac{\sinh k(z+h)}{\sinh kh}$		$B_o = A_o$

ตารางที่ 3.2 (ต่อ) สมการของพารามิเตอร์สำหรับคลื่นที่เคลื่อนที่ไปข้างหน้า (Progressive waves)

พารามิเตอร์	โชน้ำตื้น	
	กรณีทั่วไป	(Deepwater)
ความดัน (Pressure, m of water)	$\frac{p}{\rho g} = -z + \eta \frac{\cosh k(z+h)}{\cosh kh}$	$\frac{1}{2} < \frac{h}{L}$
ความหนาแน่นของพลังงาน (Energy density, J/m <sup>2</sup> )	$E = \frac{1}{8} \rho g H^2; KE = PE = \frac{E}{2}$	
กำลังงานคลื่น (Wave power, w/m)	$P = EC_G$	$P_o = \frac{EC_o}{2}$
ความเร็วกลุ่ม (Group velocity, m/s)	$C_G = nC$	$(C_G)_o = \frac{C_o}{2}$
พารามิเตอร์ความเร็วกลุ่ม (Group velocity parameter)	$n = \frac{1}{2} \left[ 1 + \frac{2kh}{\sinh 2kh} \right]$	$n_o = \frac{1}{2}$

หมายเหตุ สมการ (4) ถึง สมการ (9) มีรายละเอียดเพิ่มเติมในบทที่ 4

**ตัวอย่างที่ 3.1** จงคำนวณหาคุณลักษณะของคลื่นที่มีคาบคลื่น  $T$  เท่ากับ 8 s และความสูงคลื่น  $H$  เท่ากับ 1.5 m ณ ตำแหน่งที่มีความลึกของน้ำ  $h$  เท่ากับ 6 m

**วิธีทำ**

จากสูตรของ Hunt (1979) หรือสมการที่ 3.29 คือ

$$(kh)^2 = y^2 + \frac{y}{1 + \sum_{n=1}^6 d_n y^n} \quad (i)$$

คำนวณหา

$$\sigma = \frac{2\pi}{T} = \frac{2\pi}{8} = 0.7854 \quad s^{-1} \quad (ii)$$

$$y = \frac{\sigma^2 h}{g} = \frac{(0.7854)^2 (6)}{9.81} = 0.37728 \quad (iii)$$

แทนค่า (iii) ลงใน (i) จะได้

$$(kh)^2 = y^2 + \frac{y}{1 + \sum_{n=1}^6 d_n y^n} = y^2 + \frac{y}{1 + d_1 y^1 + d_2 y^2 + d_3 y^3 + d_4 y^4 + d_5 y^5 + d_6 y^6} \quad (iv)$$

$$(kh)^2 = (0.37728)^2 + \frac{0.37728}{1 + 0.30446} = 0.43156$$

$$kh = \sqrt{0.43156} = 0.65693$$

เลขคลื่น:  $k = \frac{0.65693}{h} = \frac{0.65693}{6} = 0.10949 \quad m^{-1} \quad \text{ตอบ}$

ความยาวคลื่น:  $k = \frac{2\pi}{L} \rightarrow L = \frac{2\pi}{k} = \frac{2\pi}{0.10949} = \frac{0.65693}{6} = 57.39 \quad m \quad \text{ตอบ}$

ความเร็วคลื่น:  $c = \frac{L}{T} = \frac{57.39}{8} = 7.17 \quad m/s \quad \text{ตอบ}$

$$n = \frac{1}{2} \left[ 1 + \frac{2kh}{\sinh 2kh} \right] = \frac{1}{2} \left[ 1 + \frac{2(0.10949)(6)}{\sinh(2(0.10949)(6))} \right] = 0.88$$

ความเร็วกลุ่มคลื่น:  $c_G = nC = 0.88(7.17) = 6.32 \quad m/s \quad \text{ตอบ}$

ความหนาแน่นของพลังงานคลื่น:  $E = \frac{\rho g H^2}{8} = \frac{(1035)(9.81)(1.5^2)}{8} = 2856 \quad J/m^2 \quad \text{ตอบ}$

กำลังงานคลื่น:  $P = Ec_G = (2856)(6.32) = 18,039 \quad w/m \text{ ของสันคลื่น} \quad \text{ตอบ}$

**ตัวอย่างที่ 3.2** จงคำนวณหาเลขคลื่น (Wave number,  $k$ ) ณ ตำแหน่งที่มีความลึกของน้ำ  $h$  เท่ากับ 2 m ของคลื่นที่มีคาบคลื่น  $T$  เท่ากับ 3 s โดยใช้สูตรของ Hunt (1979)

**วิธีทำ**

จากสูตรของ Hunt (1979) หรือสมการที่ 3.29 คือ

$$(kh)^2 = y^2 + \frac{y}{1 + \sum_{n=1}^6 d_n y^n} \quad (i)$$

หรือ

$$k = \frac{1}{h} \sqrt{y^2 + \frac{y}{1 + \sum_{n=1}^6 d_n y^n}} \quad (ii)$$

คำนวณหา

$$\sigma = \frac{2\pi}{T} = \frac{2\pi}{3} = 2.0944 \text{ s}^{-1} \quad (iii)$$

$$y = \frac{\sigma^2 h}{g} = \frac{(2.0944)^2 (2)}{9.81} = 0.8952 \quad (iv)$$

$$\sum_{n=1}^6 d_n y^n = d_1 y^1 + d_2 y^2 + d_3 y^3 + d_4 y^4 + d_5 y^5 + d_6 y^6 = 1.0536 \quad (v)$$

แทนค่า (iv) และ (v) ลงใน (ii) จะได้

เลขคลื่น: 
$$k = \frac{1}{h} \sqrt{y^2 + \frac{y}{1 + \sum_{n=1}^6 d_n y^n}} = 0.5562 \text{ m}^{-1} \quad \text{ตอบ}$$

**ตัวอย่างที่ 3.3** คลื่นมีความถี่ (frequency,  $f$ ) เท่ากับ  $0.1 \text{ s}^{-1}$  กำลังเคลื่อนที่อยู่ในบริเวณน้ำลึก จากสถานี P ไปยังสถานี Q หาก ณ เวลา  $t = 0$ , ค่าระดับผิวน้ำของคลื่น  $\eta$  ณ สถานี P เท่ากับ 1.0 m ระยะทางระหว่างสถานี P ถึงสถานี Q เท่ากับ 100 m จงหาค่าระดับผิวน้ำของคลื่น ณ สถานี Q ณ เวลา  $t = 30 \text{ s}$

**วิธีทำ**

ค่าระดับผิวน้ำของคลื่นสามารถหาได้จากสมการที่ 3.22 คือ

$$\eta = \frac{H}{2} \cos(kx - \sigma t) \quad (i)$$

วิศวกรรมชายฝั่งทะเลเบื้องต้น

$$(\because f = 1/T) \quad \sigma = \frac{2\pi}{T} = 2\pi f = 2\pi(0.1) = 0.628 \quad \text{s}^{-1} \quad (\text{ii})$$

กรณีของโซนน้ำลึก,

$$\sigma^2 = gk \tanh kh = gk$$

$$k = \frac{\sigma^2}{g} = \frac{0.628^2}{9.8} = 0.040 \quad \text{m}^{-1} \quad (\text{iii})$$

ณ สถานี P:  $x=0$  m,  $t=0$  s,  $\eta=1$ , และจากสมการที่ (ii) และ (iii) จะได้สมการที่ (i) คือ

$$1 = \frac{H}{2} \cos[0.04(0) - 0.628(0)]$$

$$H = 2 \quad \text{m}$$

ณ สถานี Q:  $x=100$  m,  $t=30$  s,  $H=2$ , จะได้สมการที่ (i) คือ

$$\eta = \frac{2}{2} \cos[0.04(100) - 0.628(30)] = 0.97 \quad \text{m} \quad \text{ตอบ}$$

**ตัวอย่างที่ 3.4** คลื่นที่มีคาบคลื่น  $T$  เท่ากับ 15 s กำลังเคลื่อนที่เข้าหาฝั่ง จงหา

a) ความเร็วของคลื่นและความยาวคลื่น ณ ตำแหน่งบริเวณน้ำลึก

b) ความเร็วของคลื่นและความยาวคลื่น ณ ตำแหน่งที่มีความลึกของน้ำเท่ากับ 5 m โดยใช้วิธี Iteration

**วิธีทำ**

a) ณ ตำแหน่งบริเวณน้ำลึก, จากสมการที่ (27) และสมการที่ (28) จะได้

$$\text{ความเร็วคลื่น:} \quad c_o = \frac{gT}{2\pi} = \frac{9.8(15)}{2\pi} = 23.40 \quad \text{m/s} \quad \text{ตอบ}$$

$$\text{ความยาวคลื่น:} \quad L_o = \frac{gT^2}{2\pi} = \frac{9.8(15^2)}{2\pi} = 350.9 \quad \text{m} \quad \text{ตอบ}$$

b) ณ ตำแหน่งที่มีความลึกของน้ำเท่ากับ 5 m, จากสมการที่ (3.24)

$$\sigma^2 = gk \tanh kh$$

$$\left(\frac{2\pi}{15}\right)^2 = 9.8k \tanh[k(5)]$$

โดยวิธี Iteration จะได้

$$k = 0.06 \quad \text{m}^{-1}$$

ความเร็วคลื่น: 
$$c = \frac{\sigma}{k} = \frac{2\pi}{15(0.061)} = 6.90 \quad \text{m/s} \quad \text{ตอบ}$$

ความยาวคลื่น: 
$$L = cT = \frac{\sigma}{k} T = \frac{2\pi}{k} = \frac{2\pi}{(0.061)} = 103.0 \quad \text{m} \quad \text{ตอบ}$$

**หมายเหตุ** สังเกตว่า คลื่นเมื่อเคลื่อนที่เข้าสู่เขตน้ำตื้น ความเร็วคลื่นและความยาวคลื่นจะลดลง เนื่องจากความเสียดทานที่พื้น

---

### 3.5 สรุปท้ายบทที่ 3 (Summary of Chapter 3)

บทที่ 3 นำเสนอพื้นฐานสำคัญของทฤษฎีคลื่นเชิงเส้น ซึ่งเป็นทฤษฎีที่ใช้แพร่หลายในงานวิศวกรรมชายฝั่งทะเล เนื่องจากมีรูปแบบสมการที่ง่ายและให้ผลลัพธ์ที่มีความแม่นยำเพียงพอสำหรับการออกแบบโครงสร้างทางทะเลส่วนใหญ่ เนื้อหาเริ่มต้นจากคุณลักษณะของคลื่น เช่น ความสูงคลื่น ความยาวคลื่น คาบคลื่น ความถี่ และความเร็วคลื่น โดยคลื่นถูกอธิบายว่าเป็นการเคลื่อนที่ของพลังงานข้ามมวลน้ำ ขณะที่อนุภาคของน้ำเคลื่อนที่เป็นวงโคจร คลื่นในธรรมชาติสามารถเกิดจากหลายสาเหตุ เช่น ลม เรือ แผ่นดินไหว รวมถึงปรากฏการณ์น้ำขึ้นน้ำลง

เมื่อศึกษาคณิตศาสตร์เชิงวิศวกรรม มักใช้รูปแบบอุดมคติคือ คลื่นไซน์แบบสม่ำเสมอ เพื่อให้ง่ายต่อการวิเคราะห์ โดยทฤษฎีนี้ตั้งอยู่บนสมมติฐานสำคัญ ได้แก่ แอมพลิจูดของคลื่นมีค่าน้อยเมื่อเทียบกับความลึก น้ำมีความลึกคงที่ และพิจารณาการไหลแบบสองมิติ ผลเฉลยที่สำคัญที่สุดคือ ความสัมพันธ์การแพร่กระจาย ซึ่งเชื่อมโยงระหว่างเลขคลื่น คาบคลื่น ความลึกน้ำ และความยาวคลื่น ทำให้สามารถแบ่งสภาวะคลื่นเป็นโซนน้ำลึก น้ำตื้น และน้ำลึกปานกลาง พร้อมคำนวณความเร็วคลื่นในแต่ละกรณี

โดยสรุป บทนี้วางรากฐานเชิงคณิตศาสตร์ของการวิเคราะห์คลื่น ซึ่งเป็นพื้นฐานสำคัญก่อนเข้าสู่บทถัดไปเกี่ยวกับคุณลักษณะของคลื่น การเปลี่ยนแปลงรูปร่างของคลื่น แรงและพลังงานคลื่น ตลอดจนปฏิสัมพันธ์ระหว่างคลื่นกับโครงสร้างชายฝั่งทะเล

### คำถามท้ายบทที่ 3

- 3.1 คลื่นที่มีคาบคลื่น  $T$  เท่ากับ 5 s กำลังเคลื่อนที่เข้าหาฝั่ง จงคำนวณหาเลขคลื่น (Wave number) ณ ตำแหน่งที่มีความลึกของน้ำเท่ากับ 10 m
- 3.2 คลื่นที่มีคาบคลื่น  $T$  เท่ากับ 5 s กำลังเคลื่อนที่เข้าหาฝั่ง จงคำนวณหาความยาวคลื่น  $\lambda$  ณ ตำแหน่งที่มีความลึกของน้ำเท่ากับ 30 m, ข) ณ ตำแหน่งที่มีความลึกของน้ำเท่ากับ 15 m, และ ค) ณ ตำแหน่งที่มีความลึกของน้ำเท่ากับ 5 m
- 3.3 คลื่นที่มีคาบคลื่น  $T$  เท่ากับ 5 s กำลังเคลื่อนที่เข้าหาฝั่ง จงระบุว่ากรณีต่อไปนี้เป็นพื้นที่โซนน้ำลึกหรือพื้นที่โซนน้ำตื้น ก) ณ ตำแหน่งที่มีความลึกของน้ำเท่ากับ 30 m, ข) ณ ตำแหน่งที่มีความลึกของน้ำเท่ากับ 15 m, และ ค) ณ ตำแหน่งที่มีความลึกของน้ำเท่ากับ 5 m
- 3.4 เครื่องกำเนิดคลื่นในรางจำลองคลื่นสร้างคลื่น 2 ลูก คลื่นลูกแรกมีคาบคลื่นเท่ากับ 2 s และคลื่นลูกที่สองมีคาบคลื่นเท่ากับ 4 s ความลึกของน้ำในรางจำลองคลื่นเท่ากับ 1.0 m หลังจากสร้างคลื่นลูกที่หนึ่งเสร็จแล้ว เครื่องกำหนดคลื่นหยุดทำงาน 15 m ก่อนสร้างคลื่นลูกที่สอง จงหาระยะทางจากเครื่องกำเนิดคลื่นที่คลื่นลูกที่สองเคลื่อนที่ทันคลื่นลูกหนึ่ง
- 3.5 คลื่นที่มีคาบคลื่น 10 s กำลังเคลื่อนที่เข้าหาฝั่งในบริเวณที่มีความลึกหน้าคงที่ จากสถานที่ P มายังสถานี Q หาก ณ เวลา  $t = 0$ , ค่าระดับผิวน้ำ ณ สถานที่ P เท่ากับ 1.0 m ถ้าระยะทางระหว่าง P กับ Q เท่ากับ 100 m ความลึกน้ำคงที่ = 5 m จงหาค่าระดับผิวน้ำที่สถานี Q ณ เวลา  $t = 30$  s

### เอกสารอ้างอิงบทที่ 3

- Airy, G.B., 1845. Tides and waves. Encyclopedia Metropolitan, London, Article 192, pp. 241–396.
- Dean, R.G. & Dalrymple, R.A., 1991. Water Wave Mechanics for Engineers and Scientists. World Scientific Publishing Co. Pte. Ltd.
- Eckart, C., 1951. Surface Waves on Water of Variable Depth. Scripps Institute of Oceanography, University of California, La Jolla.
- Fenton, J. & Mckee, W.D., 1990. On the calculating lengths of water waves. Coastal Engineering, 14, pp. 499–513.
- Guo, J., 2002. Simple and explicit solution of wave dispersion equation. Coastal Engineering, 45, pp. 71– 74.
- Hunt, J.N., 1979. Direct solution of wave dispersion equation. J. Waterways, Port, Coastal and Ocean Engineering, ASCE 105(4), pp. 457-459.
- Kamphuis, J.W., 2020. Introduction to Coastal Engineering and Management. World Scientific Publishing Co. Pte. Ltd.

- Nielsen, P., 1982. Explicit formulae for practical wave calculations. *Coastal Engineering*, 6, pp. 389– 398.
- Qian, Q., Su, L., Zaloom, V., Jao, M., Wu, X., & Wang, Keh-Han, 2023. Field Measurements and Modelling of Vessel-Generated Waves and Caused Bank Erosion—A Case Study at the Sabine–Neches Waterway, Texas, USA. *Water*, 15(1). <https://doi.org/10.3390/w15010035>.
- Tankut, A.T. (ed.), 2009. *Earthquakes and Tsunamis: Civil Engineering Disaster Mitigation Activities - Implementing Millennium Development Goals*, Springer Dordrecht.
- Wright, L.L. (ed.) 2010. *Sea Level Rise, Coastal Engineering, Shorelines and Tides (Oceanography and Ocean Engineering)*. Nova Science Pub Inc.
- You, Z.J., 2003. Discussion of ‘ ‘Simple and explicit solution to the wave dispersion equation’ ’ [Coastal Engineering 45 (2002) 71–74]. *Coastal Engineering*, 48, pp. 133–135.





## บทที่ 4

### คุณสมบัติของคลื่นเชิงเส้น

#### (Linear Wave Properties)

ทฤษฎีคลื่นเชิงเส้นเป็นหลักการที่เรียบง่ายที่สุดในบรรดาทฤษฎีคลื่น โดยที่มีความแม่นยำในการทำนายปรากฏการณ์จริงอยู่ในระดับที่ยอมรับได้ จึงเป็นเหตุผลให้ทฤษฎีคลื่นเชิงเส้นได้รับการประยุกต์ใช้ในการอธิบายกระบวนการชายฝั่งทะเล และการออกแบบทางวิศวกรรมสำหรับโครงสร้างชายฝั่งทะเลมากที่สุด (Shibayama, 2008; Reeve et al., 2018 เป็นต้น) ผลเฉลยของสมการควบคุมของทฤษฎีคลื่นเชิงเส้นที่พัฒนาขึ้นในบทที่ 3 เป็นพื้นฐานสำหรับการประยุกต์ใช้เพื่ออธิบายคุณสมบัติต่าง ๆ ของคลื่นเชิงเส้น (คลื่นที่เคลื่อนที่ไปข้างหน้า (Progressive wave) จากบทที่ 3 จะได้ระยะกระจัดของพื้นผิวน้ำ (Water surface displacement) คือ

$$\eta(x,t) = \frac{H}{2} \cos(kx - \sigma t) \quad (4.1)$$

เมื่อ  $\eta$  คือค่าระดับพื้นผิวน้ำ (Water surface elevation),  $H$  คือความสูงคลื่น (Wave height),  $k$  คือเลขคลื่น (Wave number),  $x$  คือระยะในทิศทางตั้งฉากกับแนวชายฝั่ง,  $\sigma$  คือความถี่เชิงมุม (Angular frequency), และ  $t$  คือเวลา

ศักย์ความเร็ว (Velocity potential,  $\phi$ ) ที่สัมพันธ์กับระยะกระจัดของพื้นผิวน้ำข้างต้น คือ

$$\phi = -\frac{Hg \cosh k(h+z)}{2\sigma \cosh kh} \sin(kx - \sigma t) \quad (4.2)$$

เมื่อ  $g$  คือความเร่งของแรงโน้มถ่วง และ  $z$  คือระยะทางในแนวดิ่ง

เมื่อพิจารณาความสัมพันธ์การแพร่กระจาย (Dispersion relation) ( $\sigma^2 = gk \tanh kh$ ) สมการที่ (4.2) สามารถเขียนใหม่ได้เป็น

$$\phi = -\frac{H}{2} c \frac{\cosh k(h+z)}{\sinh kh} \sin(kx - \sigma t) \quad (4.3)$$

เมื่อ  $c$  คือความเร็วเฟส (Phase velocity) หรือความเร็วในการเคลื่อนที่ของคลื่น (Celerity)

## 4.1 ความเร็วและความเร่งของอนุภาคน้ำ

### (Water Particle Velocities and Accelerations)

การศึกษาแรงกระทำของคลื่นและการเคลื่อนที่ของตะกอนมักต้องการทราบความเร็วและความเร่งของของไหลในขณะที่คลื่นเคลื่อนที่ผ่าน ความเร็วในแนวราบ ( $u$ ) และความเร็วในแนวตั้ง ( $w$ ) ภายใต้อิทธิพลของคลื่นหาได้จากการนิยามของ  $u$  และ  $w$  [สมการ (2.51) และ (2.53)] พร้อมกับ  $\phi$  จากสมการ (4.3) ผลลัพธ์คือ

$$u = -\frac{\partial \phi}{\partial x} = \frac{H}{2} \sigma \frac{\cosh k(h+z)}{\sinh kh} \cos(kx - \sigma t) \quad (4.4)$$

$$w = -\frac{\partial \phi}{\partial z} = \frac{H}{2} \sigma \frac{\sinh k(h+z)}{\sinh kh} \sin(kx - \sigma t) \quad (4.5)$$

โดยที่  $u$  คือ ความเร็วในทิศทางแนวราบ (ทิศ  $x$ ) และ  $w$  คือความเร็วในทิศทางแนวตั้ง (ทิศ  $z$ )

ความเร่งแนวราบ ( $a_x$ ) และความเร่งแนวตั้ง ( $a_z$ ) ณ ตำแหน่งที่พิจารณา จึงกลายเป็น

$$a_x = \frac{\partial u}{\partial t} = \frac{H}{2} \sigma^2 \frac{\cosh k(h+z)}{\sinh kh} \sin(kx - \sigma t) \quad (4.6)$$

$$a_z = \frac{\partial w}{\partial t} = -\frac{H}{2} \sigma^2 \frac{\sinh k(h+z)}{\sinh kh} \cos(kx - \sigma t) \quad (4.7)$$

เมื่อ  $a_x$  คือความเร่งในทิศทางราบ (ทิศ  $x$ ) และ  $a_z$  คือความเร่งในทิศทางแนวตั้ง (ทิศ  $z$ )

**ตัวอย่างที่ 4.1** คลื่นที่มีความถี่เท่ากับ 8 วินาทีและความสูงเท่ากับ 5.5 เมตร เคลื่อนที่อยู่ที่ ณ ตำแหน่งที่มีความลึกของน้ำเท่ากับ 15 เมตร จงหาความเร็วสูงสุดและความเร่งสูงสุดของอนุภาคน้ำบริเวณพื้นท้องน้ำ

#### วิธีทำ

จากความสัมพันธ์การแพร่กระจาย (Dispersion relation)

$$\sigma^2 = gk \tanh kh$$

$$\left(\frac{2\pi}{8}\right)^2 = 9.8k \tanh k15$$

คำนวณหา  $k$  ด้วยวิธีทำซ้ำ (Iteration) จะได้  $k = 0.0769 \text{ m}^{-1}$

จากสมการที่ (4.4) – (4.7) คือ

$$u = \frac{H}{2} \sigma \frac{\cosh k(h+z)}{\sinh kh} \cos(kx - \sigma t)$$

$$w = \frac{H}{2} \sigma \frac{\sinh k(h+z)}{\sinh kh} \sin(kx - \sigma t)$$

$$a_x = \frac{H}{2} \sigma^2 \frac{\cosh k(h+z)}{\sinh kh} \sin(kx - \sigma t)$$

$$a_z = -\frac{H}{2} \sigma^2 \frac{\sinh k(h+z)}{\sinh kh} \cos(kx - \sigma t)$$

ค่าความเร็วสูงสุดของ  $u$  และความเร่งสูงสุดของ  $a_z$  จะเกิดขึ้นเมื่อ  $\cos(kx - \sigma t) = 1$  ในขณะที่ค่าความเร็วสูงสุดของ  $w$  และความเร่งสูงสุดของ  $a_x$  เกิดขึ้นเมื่อ  $\sin(kx - \sigma t) = 1$  ดังนั้นค่าสูงสุดของ  $u$ ,  $w$ ,  $a_x$  และ  $a_z$  ณ ตำแหน่งพื้นท้องน้ำ ( $z = -15$  m) จะได้เท่ากับ

$$u_m = \frac{H}{2} \sigma \frac{\cosh k(h+z)}{\sinh kh} = \frac{5.5}{2} \frac{2\pi}{8} \frac{\cosh[0.0769(15-15)]}{\sinh[0.0769(15)]} = 1.51 \quad \text{m/s} \quad \text{ตอบ}$$

$$w_m = \frac{H}{2} \sigma \frac{\sinh k(h+z)}{\cosh kh} = \frac{5.5}{2} \frac{2\pi}{8} \frac{\sinh[0.0769(15-15)]}{\cosh[0.0769(15)]} = 0 \quad \text{m/s} \quad \text{ตอบ}$$

$$a_{x,m} = \frac{H}{2} \sigma^2 \frac{\cosh k(h+z)}{\sinh kh} = \sigma u_m = \frac{2\pi}{8} (1.51) = 1.19 \quad \text{m/s} \quad \text{ตอบ}$$

$$a_{z,m} = \frac{H}{2} \sigma^2 \frac{\sinh k(h+z)}{\cosh kh} = \sigma w_m = \frac{2\pi}{8} (0) = 0 \quad \text{m/s} \quad \text{ตอบ}$$

## 4.2 การกระจัดของอนุภาค (Particle Displacements)

ในทฤษฎีคลื่นเชิงเส้น องค์ประกอบการกระจัดของอนุภาคน้ำ ( $\zeta, \xi$ ) หาได้จากการอินทิเกรตความเร็วของอนุภาคน้ำเทียบกับเวลา

$$\zeta(x_1, z_1) = \int u(x_1, z_1) dt = -\frac{H}{2} \frac{\cosh k(h+z_1)}{\sinh kh} \sin(kx_1 - \sigma t) \quad (4.8)$$

$$\xi(x_1, z_1) = \int w(x_1, z_1) dt = \frac{H}{2} \frac{\sinh k(h+z_1)}{\sinh kh} \cos(kx_1 - \sigma t) \quad (4.9)$$

โดยที่  $\zeta$  คือ การกระจัดในทิศทาง  $x$  (หรือการกระจัดในแนวราบ) และ  $\xi$  คือ การกระจัดในทิศทาง  $z$  (หรือการกระจัดในแนวตั้ง) การกระจัดสามารถเขียนใหม่ได้เป็น

$$\zeta = -A \sin(kx_1 - \sigma t) \quad (4.10)$$

$$\xi = B \cos(kx_1 - \sigma t) \quad (4.11)$$

โดยที่

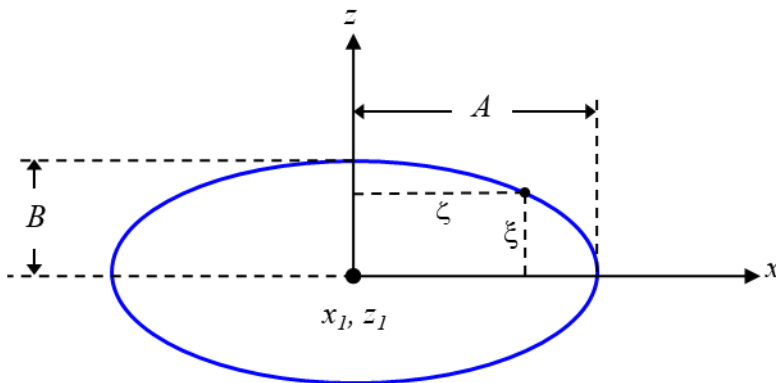
$$A = \frac{H}{2} \frac{\cosh k(h + z_1)}{\sinh kh} \quad (4.12)$$

$$B = \frac{H}{2} \frac{\sinh k(h + z_1)}{\sinh kh} \quad (4.13)$$

เมื่อย้ายค่า  $A$  และ  $B$  มาด้านซ้ายของสมการ (4.10) และ (4.11) ยกกำลังสองสมการทั้งสอง และนำสมการทั้งสองมาบวกกัน จะได้เส้นวิถีการเคลื่อนที่ของอนุภาคน้ำเท่ากับ

$$\left(\frac{\zeta}{A}\right)^2 + \left(\frac{\xi}{B}\right)^2 = 1 \quad (4.14)$$

สมการ (4.14) เป็นสมการของวงรีที่มีแกนเอก  $A$  และแกนโท  $B$  รูปที่ 4.1 แสดงรูปทรงวงรีของวิถีการเคลื่อนที่ของอนุภาคน้ำรอบจุดพิกัด  $(x_1, z_1)$  จะเห็นได้ว่าคลื่นเชิงเส้นไม่ส่งผ่านมวลเมื่อพวกมันเคลื่อนที่ผ่านของไหล (วิถีการเคลื่อนที่ของอนุภาคน้ำเป็นรูปวงรีปิด)



ภาพที่ 4.1 รูปทรงวงรีของวิถีการเคลื่อนที่ของอนุภาคน้ำ

สมการ (4.14) ใช้ในการอธิบายรูปร่างการกระจัดของอนุภาคน้ำ ณ ความลึกน้ำใด ๆ สมการนี้ยังสามารถทำให้เรียบง่ายในกรณีน้ำตื้นและน้ำลึกดังนี้

ก) สำหรับกรณีน้ำตื้น (Shallow water condition)

ในกรณีของเขตน้ำตื้น หรือ  $kh < \frac{\pi}{10}$  จึงทำให้  $\cosh k(h + z_1) \approx 1$  และ  $\sinh kh \approx kh$  ดังนั้น

แกนเอก  $A$  และแกนโท  $B$  ลดรูปเป็น

$$A = \frac{H}{2} \frac{\cosh k(h + z_1)}{\sinh kh} = \frac{H}{2} \frac{1}{kh} = \frac{HT}{4\pi} \sqrt{\frac{g}{h}} \quad (4.15)$$

$$B = \frac{H}{2} \frac{\sinh k(h + z_1)}{\sinh kh} = \frac{H}{2} \left(1 + \frac{z_1}{h}\right) \quad (4.16)$$

จากสมการ (4.15) และ (4.16) จะเห็นว่า  $A$  เป็นค่าคงที่ ณ ค่าระดับ  $z_1$  ในขณะที่  $B$  เปลี่ยนแปลงเป็นเชิงเส้นตามค่าระดับ  $z_1$

ข) สำหรับสภาพน้ำลึก (Deepwater condition)

ในกรณีของเขตน้ำลึก หรือ  $kh > \pi$  จึงทำให้  $\cosh kh \approx \sinh kh \approx e^{kh}$  ดังนั้นแกนเอก  $A$  และแกนโท  $B$  ลดรูปเป็น

$$A = \frac{H}{2} \frac{e^{kh} e^{kz_1}}{e^{kh}} = \frac{H}{2} e^{kz_1} \quad (4.17)$$

$$B = \frac{H}{2} e^{kz_1} = A \quad (4.18)$$

สมการ (4.18) แสดงให้เห็นว่าวิถีการเคลื่อนที่ของอนุภาคน้ำจะกลายเป็นวงกลมในสภาพน้ำลึก

สำหรับทฤษฎีคลื่นเชิงเส้น อนุภาคน้ำเคลื่อนที่ในรูปร่างวงรีในเขตน้ำตื้นและเขตช่วงเปลี่ยนแปลง และเคลื่อนที่เป็นรูปร่างวงกลมมากขึ้นในเขตน้ำลึก รูปที่ 4.2 แสดงภาพร่างของวิถีการเคลื่อนที่ของอนุภาคน้ำในคลื่นที่เคลื่อนที่ไปข้างหน้า (Progressive wave) ในเขตน้ำลึก (Deepwater) เขตน้ำปานกลาง (Intermediate depth) และเขตน้ำตื้น (Shallow water)



ภาพที่ 4.2 วิถีการเคลื่อนที่ของอนุภาคน้ำในคลื่นในเขตน้ำลึก เขตน้ำปานกลาง และเขตน้ำตื้น

**ตัวอย่างที่ 4.2** คลื่นที่มีความสูง 3 m และคาบเวลา 10 s กำลังเคลื่อนที่ในน้ำลึก 12 m ค่าความสูงคลื่น ณ เขตน้ำลึกของคลื่นนี้ ( $H_o$ ) เท่ากับ 3.13 m

- ก. จงหาการกระจัดสูงสุดในแนวราบและแนวตั้งของอนุภาคน้ำ ณ ตำแหน่งพื้นท้องน้ำ และตำแหน่งความลึก  $z = -7.5$  m เมื่อคลื่นอยู่ ณ ตำแหน่งที่มีความลึก 12 m.
- ข. จงหาการกระจัดสูงสุดในแนวราบและแนวตั้งของอนุภาคน้ำ ณ ตำแหน่งพื้นท้องน้ำ และตำแหน่งความลึก  $z = -7.5$  m เมื่อคลื่นอยู่ ณ ตำแหน่งเขตน้ำลึก

**วิธีทำ**

ก) ณ ความลึก 12 m:  $H = 3.13$  m,  $T = 10$  s, และ  $h = 12$  m

จากความสัมพันธ์การแพร่กระจาย (Dispersion relation),

$$\sigma^2 = gk \tanh kh$$

$$\left(\frac{2\pi}{10}\right)^2 = 9.8 \cdot k \tanh(k \cdot 12)$$

โดยวิธีการทำซ้ำ (Iteration) จะได้  $k = 0.0063 \text{ m}^{-1}$

ณ ตำแหน่งพื้นท้องน้ำ,  $z = -h$

$$A = \frac{H}{2} \frac{\cosh k(h + z_1)}{\sinh kh} = \frac{3}{2} \frac{\cosh[0.063(12 - 12)]}{\sinh[0.063(12)]} = 1.81 \text{ m} \quad \text{ตอบ}$$

$$B = \frac{H}{2} \frac{\sinh k(h + z_1)}{\sinh kh} = \frac{3}{2} \frac{\sinh[0.063(12 - 12)]}{\sinh[0.063(12)]} = 0 \text{ m} \quad \text{ตอบ}$$

ณ ตำแหน่งความลึก  $z = -7.5$  m

$$A = \frac{H}{2} \frac{\cosh k(h + z_1)}{\sinh kh} = \frac{3}{2} \frac{\cosh[0.063(12 - 7.5)]}{\sinh[0.063(12)]} = 1.88 \text{ m} \quad \text{ตอบ}$$

$$B = \frac{H}{2} \frac{\sinh k(h + z_1)}{\sinh kh} = \frac{3}{2} \frac{\sinh[0.063(12 - 7.5)]}{\sinh[0.063(12)]} = 0.52 \text{ m} \quad \text{ตอบ}$$

ข) ณ น้ำลึก:  $H_o = 3.13$  m และ  $T = 10$  s

จากความสัมพันธ์การแพร่กระจาย (Dispersion relation),

$$\sigma^2 = gk \tanh kh$$

$$k = \frac{\sigma^2}{g} = \frac{(2\pi/T)^2}{g} = \frac{(2\pi/10)^2}{9.8} = 0.040 \text{ m}^{-1}$$

ณ ตำแหน่งพื้นท้องน้ำ,  $z = -h$  เมื่อความลึกมีค่ามาก ๆ ดังนั้น

$$A = B = \frac{H_o}{2} e^{kz} = \frac{3.13}{2} e^{0.04(-h)} = 0 \text{ m} \quad \text{ตอบ}$$

ณ ตำแหน่งความลึก  $z = -7.5 \text{ m}$

$$A = B = \frac{H_o}{2} e^{kz} = \frac{3.13}{2} e^{0.04(-7.5)} = 1.16 \text{ m} \quad \text{ตอบ}$$

### 4.3 ความดันของคลื่น (Wave Pressure)

สมการความดันของคลื่น (Wave pressure) สามารถหาได้จากสมการเบอร์นูลลีแบบไม่คงที่ (Unsteady Bernoulli equation) ดังสมการ (2.66) เนื่องจาก  $C(t) = 0$  (สมการ (3.16)) และพจน์  $(u^2 + w^2)/2$  มีค่าน้อยมากเมื่อเทียบกับพจน์อื่น สมการ (2.66) จึงทำให้ง่ายได้เป็น

$$-\frac{\partial \phi}{\partial t} + \frac{p}{\rho} + gz = 0 \quad (4.19)$$

หรือ

$$p = -\rho gz + \rho \frac{\partial \phi}{\partial t} \quad (4.20)$$

เมื่อแทน  $\phi$  จากสมการ (4.2) ลงในสมการ (4.20) ได้

$$p = -\rho gz + \rho g \frac{H}{2} \frac{\cosh k(h+z)}{\cosh kh} \cos(kx - \sigma t) \quad (4.21)$$

**ตัวอย่างที่ 4.3** เครื่องวัดความดันใต้น้ำ (Subsurface pressure gage) ถูกติดตั้งอยู่ใต้ทะเลเหนือพื้นท้องน้ำ 0.6 m และความลึกน้ำเท่ากับ 12 m วัดความดันเฉลี่ยได้เท่ากับ 124 kN/m<sup>2</sup> ด้วยความถี่เฉลี่ยเท่ากับ 0.0666 s<sup>-1</sup> ความหนาแน่นของน้ำทะเลเท่ากับ 1,030 kg/m<sup>3</sup> จงหา ก) ความสูงคลื่น และ ข) การเปลี่ยนแปลงความดันที่วัดได้จากเครื่องวัดความดัน

**วิธีทำ**

จากความสัมพันธ์การแพร่กระจาย (Dispersion relation),

$$\sigma^2 = gk \tanh kh$$

วิศวกรรมชายฝั่งทะเลเบื้องต้น

$$\left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 = (2\pi f)^2 = (2\pi \cdot 0.0666)^2 = 9.8 \cdot k \tanh(k \cdot 12)$$

โดยวิธีการทำซ้ำ (Iteration) จะได้  $k = 0.040 \text{ m}^{-1}$

จากสมการ (4.21),

$$p = -\rho g z + \rho g \frac{H}{2} \frac{\cosh k(h+z)}{\cosh kh} \cos(kx - \sigma t)$$

ก) กรณีการหาความสูงคลื่น

ความดันสูงสุด (Maximum pressure):

$$p_m = -\rho g z + \rho g \frac{H}{2} \frac{\cosh k(h+z)}{\cosh kh}$$

$$124,000 = -1030(9.8)(-11.4) + 1030(9.8) \frac{H}{2} \frac{\cosh[0.04(12-11.4)]}{\cosh[0.04(12)]}$$

$$H = 2 \text{ m}$$

ตอบ

ข) กรณีการเปลี่ยนแปลงความดัน

$$p = -1030(9.8)(-11.4) + 1030(9.8) \frac{2}{2} \frac{\cosh[0.04(12-11.4)]}{\cosh[0.04(12)]} \cos[0.04x - (2\pi \cdot 0.0666)t]$$

$$p = 115.07 + 9.04 \cos(0.04x - 0.42t) \text{ kPa}$$

ตอบ

**ตัวอย่างที่ 4.4** คลื่นมีความสูง 0.477 m คาบคลื่น 3 s เคลื่อนที่ในน้ำจืดที่มีความลึก 3 m จงหาคุณสมบัติของคลื่นดังต่อไปนี้

- ความเร็ววงโคจรสูงสุด (Maximum orbital velocity) ในแนว  $x$
- การกระจัดวงโคจรสูงสุด (Maximum orbital displacement) ในแนว  $x$  หรือแอมพลิจูดของวงโคจร (Orbital amplitude)
- ความดันของคลื่นสูงสุด โดยไม่รวมความดันอุทกสถิต (Hydrostatic pressure)

วิธีทำ

จากความสัมพันธ์การแพร่กระจาย (Dispersion relation),

$$\sigma^2 = gk \tanh kh$$

$$\left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 = \left(\frac{2\pi}{3}\right)^2 = 9.8 \cdot k \tanh(k \cdot 3)$$

โดยวิธีการทำซ้ำ (Iteration) จะได้  $k = 0.496 \text{ m}^{-1}$

$$c = \frac{\sigma}{k} = \frac{2\pi}{T \cdot k} = \frac{2\pi}{3(0.496)} = 4.222 \text{ m/s}$$

ก. ความเร็วสูงสุดของวงโคจรในแนว  $x$

จากสมการ (4.4)

$$u = \frac{H}{2} \sigma \frac{\cosh k(h+z)}{\sinh kh} \cos(kx - \sigma t)$$

ความเร็วสูงสุดของวงโคจรในแนว  $x$ ,  $u_{\max}$  เกิดขึ้นที่  $z=0$  เมื่อ  $\cos(kx - \sigma t) = 1$  ดังนั้น

$$u_{\max} = \frac{H}{2} \sigma \frac{\cosh kh}{\sinh kh} = \frac{0.477}{2} \left(\frac{2\pi}{3}\right) \frac{\cosh[0.496(3)]}{\sinh[0.496(3)]} = 0.553 \text{ m/s} \quad \text{ตอบ}$$

ข. การกระจัดสูงสุดของวงโคจรในแนว  $x$  (แอมพลิจูดของวงโคจร)

จากสมการ (4.8)

$$\zeta(x_1, z_1) = -\frac{H}{2} \frac{\cosh k(h+z_1)}{\sinh kh} \sin(kx_1 - \sigma t)$$

การกระจัดสูงสุดของวงโคจรในแนว  $x$ ,  $\zeta_{\max}$  เกิดขึ้นที่  $z_1=0$  เมื่อ  $\cos(kx_1 - \sigma t) = 1$  ดังนั้น

$$\zeta_{\max} = \frac{H}{2} \frac{\cosh kh}{\sinh kh} = \frac{0.477}{2} \frac{\cosh[0.496(3)]}{\sinh[0.496(3)]} = 0.264 \text{ m} \quad \text{ตอบ}$$

ค. ความดันของคลื่นสูงสุด (ไม่รวมความดันอุทกสถิต (Hydrostatic pressure))

จากสมการ (4.21)

$$p = -\rho g z + \frac{\rho g H \cosh k(h+z)}{2 \cosh kh} \cos(kx - \sigma t)$$

ความดันของคลื่น ไม่รวมความดันอุทกสถิต เท่ากับ

$$p_w = \frac{\rho g H \cosh k(h+z)}{2 \cosh kh} \cos(kx - \sigma t)$$

ความดันของคลื่นสูงสุด,  $p_{w,\max}$  เกิดขึ้นที่  $z=0$  เมื่อ  $\cos(kx - \sigma t) = 1$  ดังนั้น

$$p_{w,\max} = \frac{\rho g H}{2} = \frac{9800(0.477)}{2} = 2,337.3 \text{ N/m}^2 \quad \text{ตอบ}$$

#### 4.4 ความหนาแน่นของพลังงานคลื่น (Wave Energy Density)

พลังงานรวมของระบบคลื่น คือ ผลรวมของพลังงานศักย์ (Potential energy) และพลังงานจลน์ (Kinetic energy) ของคลื่น เมื่อพิจารณาองค์ประกอบของของไหลขนาดเล็กในด้าน  $dx$  และ  $dz$  พลังงานศักย์ ( $dE_p$ ) และพลังงานจลน์ ( $dE_k$ ) ต่อหน่วยความกว้าง (ในทิศทาง  $y$ ) สามารถแสดงได้เป็น

$$dE_p = dm g(z+h) = \rho dx dz g(z+h) \quad (4.22)$$

$$dE_k = dm \frac{u^2 + w^2}{2} = \rho dx dz \frac{u^2 + w^2}{2} \quad (4.23)$$

พลังงานศักย์และพลังงานจลน์ตลอดความลึกสามารถหาได้จาก

$$\int_{-h}^{\eta} dE_p = \int_{-h}^{\eta} \rho g(z+h) dz dx = \rho g \frac{(h+\eta)^2}{2} dx \quad (4.24)$$

$$\int_{-h}^{\eta} dE_k = \int_{-h}^{\eta} \rho \frac{u^2 + w^2}{2} dz dx \quad (4.25)$$

พลังงานศักย์และพลังงานจลน์เฉลี่ยตลอดความยาวคลื่น คือ

$$\bar{E}_p = \frac{1}{L} \int_x^{x+L} \int_{-h}^{\eta} dE_p = \frac{1}{L} \int_x^{x+L} \rho g \frac{(h+\eta)^2}{2} dx \quad (4.26)$$

$$\bar{E}_k = \frac{1}{L} \int_x^{x+L} \int_{-h}^{\eta} dE_k = \frac{1}{L} \int_x^{x+L} \int_{-h}^{\eta} \rho \frac{u^2 + w^2}{2} dz dx \quad (4.27)$$

เมื่อแทนค่า  $\eta$  จากสมการ (4.1) ลงในสมการ (4.26) แล้วอินทิเกรต จะได้

$$\bar{E}_p = \frac{1}{2} \rho g h^2 + \frac{1}{16} \rho g H^2 \quad (4.28)$$

เมื่อแทนค่า  $u$  จากสมการ (4.4) และ  $w$  จากสมการ (4.5) ลงในสมการ (4.27) แล้วอินทิเกรต จะได้

$$\bar{E}_k = \frac{1}{16} \rho g H^2 \quad (4.29)$$

ควรทราบว่า  $\bar{E}_p$  และ  $\bar{E}_k$  คือพลังงานเฉลี่ยต่อหนึ่งหน่วยพื้นที่ผิว พลังงานที่เกิดจากคลื่น คือ ความแตกต่างของพลังงานระหว่างมีคลื่นและพลังงานระหว่างไม่มีคลื่นอยู่ ดังนั้น พลังงานศักย์และพลังงานจลน์ที่เกิดจากคลื่นสามารถแสดงได้เป็น

$$\bar{E}_{pw} = \frac{1}{16} \rho g H^2 \quad (4.30)$$

$$\bar{E}_{kw} = \frac{1}{16} \rho g H^2 \quad (4.31)$$

พลังงานเฉลี่ยทั้งหมดต่อหนึ่งหน่วยพื้นที่ผิว หรือความหนาแน่นของพลังงาน คือ

$$E = \bar{E}_{pw} + \bar{E}_{kw} = \frac{1}{8} \rho g H^2 \quad (4.32)$$

พลังงานเฉลี่ยทั้งหมดต่อหนึ่งหน่วยความกว้าง คือ

$$E_L = \frac{1}{8} \rho g H^2 L \quad (4.33)$$

#### 4.5 ฟลักซ์ของพลังงานคลื่น (Wave Energy Flux)

ตามที่ได้กล่าวก่อนหน้านี้ว่า คลื่นเชิงเส้นไม่ส่งผ่านมวลในขณะที่กำลังเคลื่อนที่ผ่านของไหล วิธีการโคจรของอนุภาคน้ำเป็นวงรอบปิด แต่อย่างไรก็ตาม คลื่นส่งผ่านพลังงานผ่านของไหล อัตราการส่งผ่านพลังงานของคลื่น เรียกว่า “ฟลักซ์ของพลังงาน (Energy flux)” ฟลักซ์พลังงานเป็นผลคูณของพลังงานและความเร็ว ดังแสดง

$$F_E = \int_{-h}^{\eta} \left( p + \frac{\rho}{2} (u^2 + w^2) + \rho g z \right) u dz \quad (4.34)$$

ซึ่ง  $F_E$  คือ ฟลักซ์ของพลังงาน

ฟลักซ์ของพลังงานเฉลี่ยตลอดคาบคลื่นหนึ่ง ๆ เท่ากับ

$$\bar{F}_E = \frac{1}{T} \int_t^{t+T} \int_{-h}^{\eta} \left( p + \frac{\rho}{2} (u^2 + w^2) + \rho g z \right) u dz dt \quad (4.35)$$

เมื่อ  $\bar{F}_E$  คือ ฟลักซ์ของพลังงานเฉลี่ย เนื่องจากพจน์  $\frac{\rho}{2} (u^2 + w^2)$  มีค่าน้อยมากเมื่อเทียบกับพจน์อื่น ๆ สมการ (4.35) จึงเขียนให้ง่ายขึ้นได้เป็น

$$\bar{F}_E = \frac{1}{T} \int_t^{t+T} \int_{-h}^{\eta} (p + \rho g z) u dz dt \quad (4.36)$$

เมื่อแทนค่า  $p$  จากสมการ (4.21) และ  $u$  จากสมการ (4.4) ลงในสมการ (4.36) แล้วอินทิเกรต จะได้

วิศวกรรมชายฝั่งทะเลเบื้องต้น

$$\bar{F}_E = \left( \frac{1}{8} \rho g H^2 \right) \frac{\sigma}{k} \left[ \frac{1}{2} \left( 1 + \frac{2kh}{\sinh 2kh} \right) \right] = Ec_n = Ec_g \quad (4.37)$$

เมื่อ  $n = \frac{1}{2} \left( 1 + \frac{2kh}{\sinh 2kh} \right)$  และ  $c_g = cn$  โดยที่  $c_g$  คือ ความเร็วกลุ่ม สังเกตว่าสำหรับสภาพเขตน้ำตื้น  $n$  จะเท่ากับ 1 และสำหรับเขตน้ำลึก  $n$  จะเท่ากับ 1/2

ในกรณีของไหลในอุดมคติและไม่มีการสูญเสียพลังงาน พลังค์ของพลังงานระหว่างน้ำลึก (สถานี 0) และ ณ สถานี 1 ใด ๆ จะมีความเท่ากัน

$$E_o c_{g_o} = E_1 c_{g_1} \quad (4.38)$$

สมการ (4.38) สามารถเขียนในรูปของความสูงคลื่น  $H$  ได้เป็น

$$\frac{1}{8} \rho g H_o^2 c_o n_o = \frac{1}{8} \rho g H_1^2 c_1 n_1 \quad (4.39)$$

หรือ

$$H_1 = H_o \sqrt{\frac{c_o n_o}{c_1 n_1}} = H_o \sqrt{\frac{c_o}{2c_1 n_1}} \quad (4.40)$$

จากความสัมพันธ์การแพร่กระจาย (Dispersion relation)

$$\sigma^2 = gk \tanh kh$$

$$ck\sigma = gk \tanh kh$$

$$c = \frac{T}{2\pi} g \tanh kh = c_o \tanh kh \quad (4.41)$$

เมื่อแทนค่าสมการ (4.41) และสมการของ  $n$  ลงในสมการ (4.40) จะได้

$$H_1 = H_o \sqrt{\frac{c_o}{2c_o (\tanh k_1 h_1) \frac{1}{2} \left( 1 + \frac{2k_1 h_1}{\sinh 2k_1 h_1} \right)}}$$

$$H_1 = \frac{H_o}{\sqrt{(\tanh k_1 h_1) \left( 1 + \frac{2k_1 h_1}{\sinh 2k_1 h_1} \right)}} \quad (4.42a)$$

หรือ

$$H_o = H_1 \sqrt{(\tanh k_1 h_1) \left( 1 + \frac{2k_1 h_1}{\sinh 2k_1 h_1} \right)} \quad (4.42b)$$

ปริมาณความหนาแน่นของพลังคลื่น (Wave energy density) และฟลักซ์พลังงานคลื่น (Wave energy flux) เป็นปัจจัยสำคัญในกระบวนการทางชายฝั่งทะเลและในมหาสมุทร ไม่ว่าจะเป็น ปัจจัยขับเคลื่อนสำคัญในการเคลื่อนที่ของตะกอนชายฝั่ง (ดูเพิ่มเติมในบทที่ 9) และการแปลงพลังงานเป็นพลังงานไฟฟ้า เป็นต้น

**ตัวอย่างที่ 4.5** สมการความดันของคลื่นดังแสดงข้างล่างเป็นค่าความดันที่วัดด้วยเครื่องวัดความดัน ณ ตำแหน่งพื้นท้องน้ำที่ความลึก 2.0 m ซึ่งเป็นน้ำจืด

$$p = 19600 + \frac{9800}{\cosh(0.60)} \cos(0.30x - 1.2566t)$$

จงหา

- ก) ความเร็วอนุภาคในแนวทิศทาง  $x$
- ข) การกระจัดของอนุภาคในแนวทิศทาง  $x$
- ค) ฟลักซ์ของพลังงานคลื่น
- ง) ความชันคลื่น (Wave steepness) ณ เขตน้ำลึก

**วิธีทำ**

จากสมการที่โจทย์กำหนดเปรียบเทียบกับสมการความดันของคลื่นหรือสมการ (4.21) ณ ตำแหน่ง  $z = -h$  จะได้ว่า

ณ  $z = -h,$  
$$p = \rho gh + \frac{\rho gH}{2 \cosh kh} \cos(kx - \sigma t)$$

สมการที่โจทย์กำหนดให้คือ 
$$p = 19600 + \frac{9800}{\cosh(0.60)} \cos(0.30x - 1.2566t)$$

จะได้ว่า 
$$\rho gh = 19600 \quad (i)$$

$$\rho gH / 2 = 9800 \quad (ii)$$

$$kh = 0.6 \quad (iii)$$

$$k = 0.3 \quad (iv)$$

$$\sigma = 1.2566 \quad (v)$$

จากสมการ (ii) จะได้ 
$$H = 2 \text{ m}$$

วิศวกรรมชายฝั่งทะเลเบื้องต้น

จากสมการ (v) จะได้

$$T = 5 \text{ s}$$

ก) ความเร็วอนุภาคในแนวทิศทาง  $x$

จากสมการที่ (4.4) จะได้

$$u = \frac{H}{2} \sigma \frac{\cosh k(h+z)}{\sinh kh} \cos(kx - \sigma t) = \frac{1.2566}{\sinh 0.6} \cos(0.3x - 1.2566t)$$

$$u = 1.974 \cos(0.3x - 1.2566t)$$

ตอบ

ข) การกระจัดของอนุภาคในแนวทิศทาง  $x$

จากสมการ (4.8) จะได้

$$\zeta(x_1, z_1) = -\frac{H}{2} \frac{\cosh k(h+z_1)}{\sinh kh} \sin(kx_1 - \sigma t) = -\frac{1}{\sinh 0.6} \sin(0.3x_1 - 1.2566t)$$

$$\zeta(x_1) = -1.571 \sin(0.3x_1 - 1.2566t)$$

ตอบ

ค) พลังค์ของพลังงานคลื่น

จากสมการ (4.37) จะได้

$$\bar{F}_E = Ecn = \frac{1}{8} \rho g H^2 \frac{\sigma}{k} \frac{1}{2} \left( 1 + \frac{2kh}{\sinh 2kh} \right)$$

$$\bar{F}_E = \frac{1}{8} (9800)^2 \frac{1.2566}{0.3} \frac{1}{2} \left( 1 + \frac{1.2}{\sinh 1.2} \right) = 18420 \text{ N/s}$$

ตอบ

ง) ความชันคลื่น (Wave steepness) ณ เขตน้ำลึก

ความชันคลื่นมีค่าเท่ากับ  $H/L$  ดังนั้น ความชันคลื่น ณ เขตน้ำลึก จึงเท่ากับ

$$\frac{H_o}{L_o} = \frac{H \sqrt{\tanh kh(1 + 2kh/\sinh 2kh)}}{gT^2/(2\pi)} = \frac{2 \sqrt{\tanh 0.6(1 + 1.2/\sinh 1.2)}}{(9.8)^2/(2\pi)} = 0.050$$

ตอบ

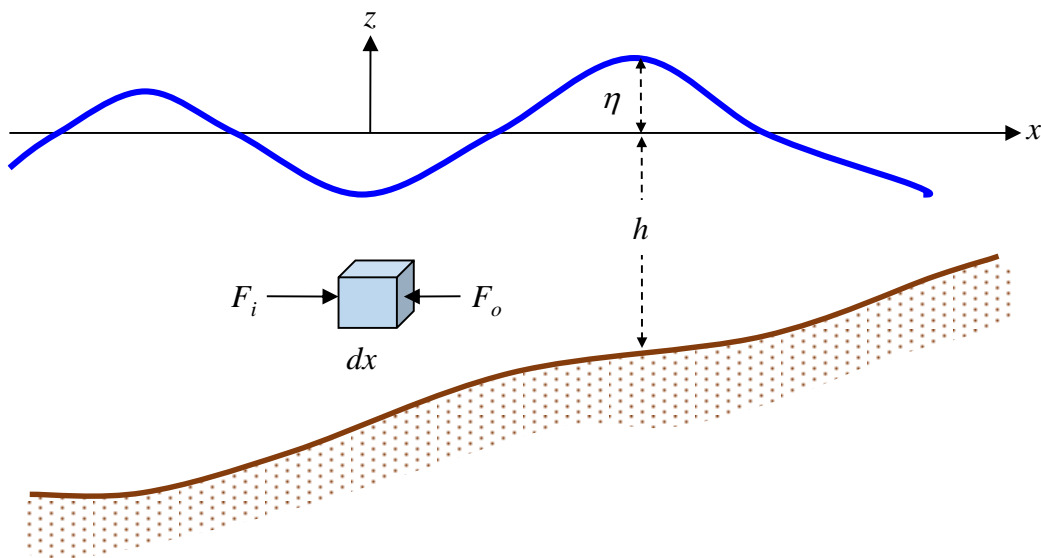
(สังเกตว่า ความชันคลื่นเป็นพารามิเตอร์ไร้มิติ หรือ Dimensionless parameter)

---

## 4.6 ฟลักซ์ของโมเมนตัม หรือ ความเค้นของรังสีคลื่น (Momentum Flux or Radiation Stress)

ฟลักซ์ของโมเมนตัมหรือความเค้นของรังสีคลื่น (Radiation stress) เกิดขึ้นจากการเคลื่อนที่แบบวงโคจรของอนุภาคน้ำของคลื่น การเคลื่อนที่ของอนุภาคน้ำเหล่านี้สร้างแรงสุทธิในทิศทางขนานชายฝั่ง (Longshore) และทิศทางขวางชายฝั่ง (Cross-shore) หลักการของ Radiation stress ได้รับการนำเสนอเป็นครั้งแรกโดย Longuet-Higgins and Stewart (1964) ซึ่งสามารถพิจารณาได้เป็นสองกรณี คือ กรณีคลื่นเคลื่อนที่ตั้งฉากกับชายฝั่ง และ กรณีคลื่นเคลื่อนที่ทำมุมกับชายฝั่ง แต่ละกรณีมีรายละเอียดดังต่อไปนี้

ก) กรณีคลื่นเคลื่อนที่ตั้งฉากกับชายฝั่ง (ดูภาพที่ 4.3)



ภาพที่ 4.3 ความสมดุลของโมเมนตัมแนวราบในทิศทาง  $x$

เมื่อพิจารณาสมการโมเมนตัมในทิศทาง  $x$  บนชิ้นส่วนของไหลขนาดเล็กซึ่งมีขนาดความกว้าง ความยาว และความสูง เท่ากับ  $dx$ ,  $dy$  และ  $dz$  ตามลำดับ จะได้ว่า

$$\sum dF_x = dmu_o - dmu_i \quad (4.43)$$

$$(pdydz)_i - (pdydz)_o = (\rho u dydz)_o - (\rho u dydz)_i \quad (4.44)$$

$$(pdydz + \rho u^2 dydz)_i = (pdydz + \rho u^2 dydz)_o \quad (4.45)$$

สมการ (4.45) อาจเรียกได้ว่าเป็นสมการความสมดุลของแรงที่กระทำบนชิ้นส่วนของไหลขนาดเล็ก

เมื่อพิจารณาแรงต่อหนึ่งหน่วยความกว้าง สมการ (4.45) สามารถเขียนให้ง่ายขึ้นได้เป็น

$$(pdz + \rho u^2 dz)_i = (pdz + \rho u^2 dz)_o \quad (4.46)$$

วิศวกรรมชายฝั่งทะเลเบื้องต้น

เมื่อหาผลรวมตลอดความลึกของของไหลและหาค่าเฉลี่ยตลอดคาบคลื่นแล้ว สมการ (4.46) จะกลายเป็น

$$\left[ \frac{1}{T} \int_0^T \int_{-h}^{\eta} (p + \rho u^2) dz dt \right]_i = \left[ \frac{1}{T} \int_0^T \int_{-h}^{\eta} (p + \rho u^2) dz dt \right]_o \quad (4.47)$$

หรือ 
$$I_{xx,i} = I_{xx,o} \quad (4.48)$$

เมื่อ  $I_{xx} = \frac{1}{T} \int_0^T \int_{-h}^{\eta} (p + \rho u^2) dz dt$  คือ แรงต่อหนึ่งหน่วยความกว้างของการเคลื่อนที่ของคลื่น หรือเรียกอีก

อย่างหนึ่งว่า ความดันพลวัต (Dynamic pressure)

Radiation stress คือ แรงต่อหนึ่งหน่วยความกว้างของคลื่นเท่านั้น ซึ่งคือความแตกต่างระหว่างแรงต่อหนึ่งหน่วยความกว้างกรณีที่มีคลื่น ( $I_{xx}$ ) และแรงต่อหนึ่งหน่วยความกว้างกรณีที่ไม่มีคลื่น หรือที่เรา รู้จักกันในชื่อแรงอุทกสถิต (Hydrostatic force) ดังนั้น Radiation stress สามารถเขียนได้เป็น

$$S_{xx} = I_{xx} - \int_{-h}^0 \rho g z dz = \frac{1}{T} \int_0^T \int_{-h}^{\eta} (p + \rho u^2) dz dt - \frac{1}{2} \rho g h^2 \quad (4.49)$$

เมื่อ  $S_{xx}$  คือ Radiation stress บนพื้นผิว  $x$  ในทิศทาง  $x$  และเมื่อแทนค่า  $p$  จากสมการ (4.21) และ  $u$  จากสมการ (4.4) ลงในสมการ (4.49) จากนั้นอินทิเกรต จะได้

$$S_{xx} = E \left( 2n - \frac{1}{2} \right) \quad (4.50)$$

ในทำนองเดียวกัน Radiation stress ในทิศทางอื่น ๆ จะได้

$$S_{yy} = \frac{1}{T} \int_0^T \int_{-h}^{\eta} (p + \rho v^2) dz dt - \frac{1}{2} \rho g h^2 = E \left( n - \frac{1}{2} \right) \quad (4.51)$$

$$S_{xy} = S_{yx} = \frac{1}{T} \int_0^T \int_{-h}^{\eta} \rho u v dz dt - \frac{1}{2} \rho g h^2 = 0 \quad (4.52)$$

เมื่อ  $S_{yy}$  คือ Radiation stress บนพื้นผิว  $y$  ในทิศทาง  $y$ ,  $S_{xy}$  คือ Radiation stress บนพื้นผิว  $x$  ในทิศทาง  $y$  และ  $S_{yx}$  คือ Radiation stress บนพื้นผิว  $y$  ในทิศทาง  $x$

ข) กรณีคลื่นเคลื่อนที่ท่ามุม  $\alpha$  กับเส้นตั้งฉากกับชายฝั่ง (ดูภาพที่ 4.4)

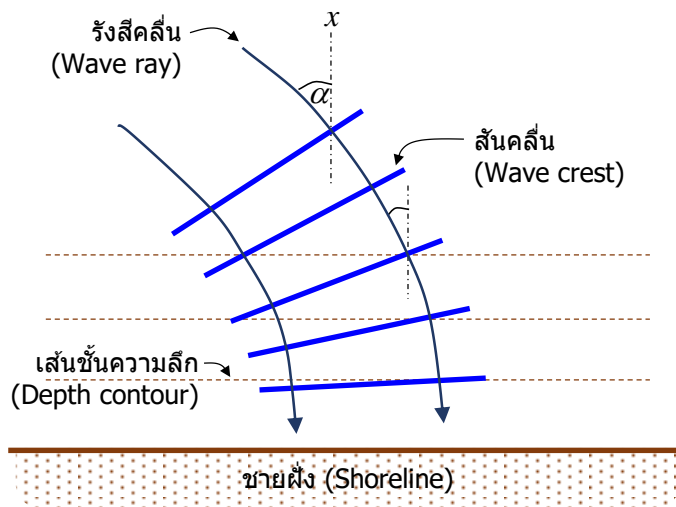
การพิจารณา Radiation stress สามารถทำได้ในทำนองเดียวกับกรณี ก) ข้างต้น ซึ่งเราจะได้ว่า

$$S_{xx} = E \left[ n(\cos^2 \alpha + 1) - \frac{1}{2} \right] \quad (4.53)$$

$$S_{yy} = E \left[ n(\sin^2 \alpha + 1) - \frac{1}{2} \right] \quad (4.54)$$

$$S_{xy} = \frac{E}{2} n \sin 2\alpha \quad (4.55)$$

จะเห็นได้ว่ากรณีนี้ Radiation stress จะแปรผันกับความสูงคลื่นยกกำลังสองซึ่งแฝงอยู่ในค่าพลังงาน ( $E$ ) ในหลักการสมดุลโมเมนตัม ปริมาณ Radiation stress มีความสำคัญมาก จึงมักประยุกต์ Radiation stress ในการศึกษาพลวัตใกล้ฝั่ง (Nearshore dynamics) ศึกษาเพิ่มเติมจาก เช่น Holthuijsen (2010)



ภาพที่ 4.4 ลักษณะพิเศษของคลื่นที่เคลื่อนที่ท่ามกับเส้นตั้งฉากกับแนวชายฝั่ง

**ตัวอย่างที่ 4.6** ขบวนคลื่น (Wave train) ขบวนหนึ่งกำลังเคลื่อนที่เข้าหาชายฝั่งโดยท่ามุม  $\alpha$  ค่าหนึ่ง หากพื้นที่ตื้นน้ำมีความลาดชันแบบคงที่เป็นเส้นตรง ณ ความลึก 5 เมตร คลื่นมีความสูง ( $H$ ) เท่ากับ 1.5 m และมีคาบคลื่น ( $T$ ) เท่ากับ 8 s ความหนาแน่นของน้ำเท่ากับ  $1,000 \text{ kg/m}^3$  จงหา Radiation stress ณ ความลึกนี้ เมื่อ ก) เมื่อมุม  $\alpha$  เท่ากับ 60 องศา และ ข) เมื่อมุม  $\alpha$  เท่ากับ 0 องศา

**วิธีทำ**

จากความสัมพันธ์การแพร่กระจาย (Dispersion relation)

$$\sigma^2 = gk \tanh kh$$

$$\left( \frac{2\pi}{T} \right)^2 = \left( \frac{2\pi}{8} \right)^2 = (9.81)k \tanh k(5)$$

วิศวกรรมชายฝั่งทะเลเบื้องต้น

คำนวณหา  $k$  ด้วยวิธีทำซ้ำ (Iteration) จะได้  $k = 0.118 \text{ m}^{-1}$  และจะได้

$$n = \frac{1}{2} \left( 1 + \frac{2kh}{\sinh 2kh} \right) = 0.900$$

$$E = \frac{1}{8} \rho g H^2 = \frac{1}{8} 1000(9.81)1.5^2 = 2756.25 \text{ N}\cdot\text{m}/\text{m}^2$$

ก) หา Radiation stress เมื่อ  $\alpha$  เท่ากับ  $60^\circ$

จากสมการ (4.53), สมการ (4.54) และสมการ (4.55) จะได้

$$S_{xx} = E \left[ n(\cos^2 \alpha + 1) - \frac{1}{2} \right] = 2756.25 \left[ 0.9(\cos^2 60 + 1) - \frac{1}{2} \right] = 1722.7 \text{ N}\cdot\text{m}/\text{m}^2 \quad \text{ตอบ}$$

$$S_{yy} = E \left[ n(\sin^2 \alpha + 1) - \frac{1}{2} \right] = 2756.25 \left[ 0.9(\sin^2 60 + 1) - \frac{1}{2} \right] = 2963.0 \text{ N}\cdot\text{m}/\text{m}^2 \quad \text{ตอบ}$$

$$S_{xy} = \frac{E}{2} n \sin 2\alpha = \frac{2756.25}{2} 0.9 \sin[2(60)] = 1074.1 \text{ N}\cdot\text{m}/\text{m}^2 \quad \text{ตอบ}$$

ข) หา Radiation stress เมื่อ  $\alpha$  เท่ากับ  $0^\circ$

เช่นเดียวกัน จากสมการ (4.53), สมการ (4.54) และสมการ (4.55) จะได้

$$S_{xx} = E \left[ n(\cos^2 \alpha + 1) - \frac{1}{2} \right] = 2756.25 \left[ 0.9(\cos^2 0 + 1) - \frac{1}{2} \right] = 3583.1 \text{ N}\cdot\text{m}/\text{m}^2 \quad \text{ตอบ}$$

$$S_{yy} = E \left[ n(\sin^2 \alpha + 1) - \frac{1}{2} \right] = 2756.25 \left[ 0.9(\sin^2 0 + 1) - \frac{1}{2} \right] = 1102.5 \text{ N}\cdot\text{m}/\text{m}^2 \quad \text{ตอบ}$$

$$S_{xy} = \frac{E}{2} n \sin 2\alpha = \frac{2756.25}{2} 0.9 \sin[2(0)] = 0 \text{ N}\cdot\text{m}/\text{m}^2 \quad \text{ตอบ}$$

---

**ตัวอย่างที่ 4.7** ศักย์ความเร็ว (Velocity potential) ของคลื่นที่เคลื่อนที่ไปข้างหน้าสามารถอธิบายได้ด้วยสมการข้างล่าง

$$\phi = -20.4531 \frac{\cosh(1.1520 + 0.0768z)}{\sinh(1.1520)} \sin(0.0768x - 0.7854t)$$

ถ้ามุมของคลื่น  $\alpha$  เท่ากับ 0 องศา จงหาคุณสมบัติของคลื่นดังต่อไปนี้

- ก) ความเร็ววงโคจรสูงสุด (Maximum orbital velocity) ในทิศทาง  $x$
- ข) ความเร็ววงโคจรสูงสุด (Maximum orbital velocity) ในทิศทาง  $x$  ณ ตำแหน่งพื้นท้องน้ำ
- ค) การกระจัดวงโคจรสูงสุด (Maximum orbital displacement) ในทิศทาง  $x$  ณ ตำแหน่งพื้นท้องน้ำ
- ง) ความดันสูงสุด ณ ตำแหน่งพื้นท้องน้ำ
- จ) ความหนาแน่นของพลังงานคลื่น
- ฉ) ฟลักซ์ของพลังงานคลื่น
- ช) Radiation stress  $S_{xx}$ ,  $S_{xy}$ , และ  $S_{yy}$

**วิธีทำ**

จากสมการศักย์ความเร็ว สมการ (4.3) เปรียบเทียบกับสมการที่โจทย์กำหนด จะได้ว่า

สมการ (4.3), 
$$\phi = -\frac{H}{2} c \frac{\cosh k(h+z)}{\sinh kh} \sin(kx - \sigma t)$$

สมการที่โจทย์กำหนดให้, 
$$\phi = -20.4531 \frac{\cosh(1.1520 + 0.0768z)}{\sinh(1.1520)} \sin(0.0768x - 0.7854t)$$

- จะได้ 
$$\frac{Hc}{2} = 20.4531 \tag{i}$$
- $$kh = 1.1520 \tag{ii}$$
- $$k = 0.0768 \tag{iii}$$
- $$\sigma = 0.7854 \tag{iv}$$

จากสมการ (ii) และ (iii) จะได้ 
$$h = \frac{kh}{k} = \frac{1.1520}{0.0768} = 15 \text{ m}$$

จากสมการ (iv) จะได้ 
$$T = \frac{2\pi}{\sigma} = \frac{2\pi}{0.7854} = 8.0 \text{ s}$$

จากสมการ (iii) และ (iv) จะได้ 
$$c = \frac{\sigma}{k} = \frac{0.7854}{0.0768} = 10.23 \text{ m/s}$$

จากสมการ (i) 
$$H = \frac{Hc}{2} \frac{2}{c} = 20.4531 \frac{2}{10.23} = 4.0 \text{ m}$$

วิศวกรรมชายฝั่งทะเลเบื้องต้น

ก) ความเร็ววงโคจรสูงสุด (Maximum orbital velocity) ในทิศทาง  $x$

จากสมการ (4.4), 
$$u = \frac{H}{2} \sigma \frac{\cosh k(h+z)}{\sinh kh} \cos(kx - \sigma t)$$

ความเร็ว  $u$  จะมีค่าสูงสุด เมื่อ  $z=0$  และ  $\cos(kx - \sigma t) = 1$  ดังนั้น

$$u = \frac{H}{2} \sigma \frac{\cosh k(h-0)}{\sinh kh} = \frac{4}{2} (0.7854) \frac{\cosh(1.152)}{\sinh(1.152)} = 1.92 \text{ m/s} \quad \text{ตอบ}$$

ข) ความเร็ววงโคจรสูงสุด (Maximum orbital velocity) ในทิศทาง  $x$  ณ ตำแหน่งพื้นท้องน้ำ

จากสมการ (4.4) เช่นกัน, 
$$u = \frac{H}{2} \sigma \frac{\cosh k(h+z)}{\sinh kh} \cos(kx - \sigma t)$$

ณ ตำแหน่งพื้นท้องน้ำ  $z = -h$  ความเร็ว  $u$  สูงสุดจะเท่ากับ

$$u_b = \frac{H}{2} \sigma \frac{1}{\sinh kh} = \frac{4}{2} (0.7854) \frac{1}{\sinh(1.152)} = 1.10 \text{ m/s} \quad \text{ตอบ}$$

ค) การกระจัดวงโคจรสูงสุด (Maximum orbital displacement) ในทิศทาง  $x$  ณ ตำแหน่งพื้นท้องน้ำ

จากสมการ (4.8), 
$$\zeta(x_1, z_1) = -\frac{H}{2} \frac{\cosh k(h+z_1)}{\sinh kh} \sin(kx_1 - \sigma t)$$

ณ ตำแหน่งพื้นท้องน้ำ  $z = -h$  การกระจัด  $\zeta$  สูงสุดจะเท่ากับ

$$A_b = \frac{H}{2} \frac{1}{\sinh kh} = \frac{4}{2} \frac{1}{\sinh(1.152)} = 1.40 \text{ m} \quad \text{ตอบ}$$

ง) ความดันสูงสุด ณ ตำแหน่งพื้นท้องน้ำ

จากสมการ (4.21), 
$$p = -\rho g z + \rho g \frac{H}{2} \frac{\cosh k(h+z)}{\cosh kh} \cos(kx - \sigma t)$$

ณ ตำแหน่งพื้นท้องน้ำ  $z = -h$  ความดัน  $p$  สูงสุดจะเท่ากับ

$$p_{\max} = \rho g h + \rho g \frac{H}{2} \frac{1}{\cosh kh}$$
$$p_{\max} = 1000(9.8)15 + 1000(9.8) \frac{4}{2} \frac{1}{\cosh(1.152)} = 158263 \text{ N/m}^2 \quad \text{ตอบ}$$

จ) ความหนาแน่นของพลังงานคลื่น

จากสมการ (4.32), 
$$E = \frac{1}{8} \rho g H^2 = \frac{1}{8} (9800) 4^2 = 19600 \text{ N}\cdot\text{m}/\text{m}^2$$
 ตอบ

ฉ) พลักซ์ของพลังงานคลื่น

จากสมการพารามิเตอร์ความเร็วกลุ่ม ตารางที่ 3.2 สมการ (12)

$$n = \frac{1}{2} \left( 1 + \frac{2kh}{\sinh 2kh} \right) = \frac{1}{2} \left( 1 + \frac{2(1.152)}{\sinh [2(1.152)]} \right) = 0.732$$

และจากสมการ (4.37), 
$$\bar{F}_E = Ecn = 19600(10.23)(0.732) = 146850 \text{ N/s}$$
 ตอบ

ช) Radiation stress

จากสมการ (4.50), (4.51), และ (4.52) จะได้

$$S_{xx} = E \left( 2n - \frac{1}{2} \right) = 19600 \left( 2(0.732) - \frac{1}{2} \right) = 18894 \text{ N/m}$$
 ตอบ

$$S_{xy} = 0 \text{ N/m}$$
 ตอบ

$$S_{yy} = E \left( n - \frac{1}{2} \right) = 19600(0.732 - 0.5) = 4547.2 \text{ N/m}$$
 ตอบ


---

## 4.7 สรุปท้ายบทที่ 4 (Summary of Chapter 4)

สมการควบคุมของทฤษฎีคลื่นเชิงเส้นในบทที่ 3 ได้รับการหาผลเฉลยซึ่งอธิบายคุณลักษณะต่าง ๆ ของคลื่นเชิงเส้น ตารางที่ 4.1 สรุปสมการของคลื่นเชิงเส้นทั้งในส่วนของพารามิเตอร์พื้นฐาน ลักษณะพิเศษ และคุณสมบัติของคลื่นเชิงเส้น ทั้งที่อธิบายรายละเอียดให้บทที่ 3 และในส่วนที่อธิบายในบทนี้

ตารางที่ 4.1 สรุปสมการของคลื่นเชิงเส้น

พารามิเตอร์	สมการ
<b>พารามิเตอร์พื้นฐาน</b>	
a) ความยาวคลื่น (wavelength)	$L = cT$ $L_o = \frac{gT^2}{2\pi}$ (เขตนน้ำลึก)
b) ความถี่เชิงมุม (Angular frequency)	$\sigma = \frac{2\pi}{T}$
c) เลขคลื่น (Wave number)	$k = \frac{2\pi}{L}$
d) ความเร็วเฟส (Phase velocity)	$c = \frac{\sigma}{k}$ $c = \frac{gT}{2\pi} \tanh kh$ $c_o = \frac{gT}{2\pi}$ (เขตนน้ำลึก) $c = \sqrt{gh}$ (เขตนน้ำตื้น)
e) ความเร็วกลุ่ม (Group velocity)	$c_g = cn$
f) พารามิเตอร์ความเร็วกลุ่ม (Group velocity parameter)	$n = \frac{1}{2} \left( 1 + \frac{2kh}{\sinh 2kh} \right)$

ตารางที่ 4.1(ต่อ) สรุปสมการของคลื่นเชิงเส้น

พารามิเตอร์	สมการ
<b>ลักษณะพิเศษและคุณสมบัติของคลื่น</b>	
a) ศักย์ความเร็ว (Velocity potential)	$\phi = -\frac{H}{2} c \frac{\cosh k(h+z)}{\sinh kh} \sin(kx - \sigma t)$
b) การกระจัดของพื้นผิวน้ำ (Water surface displacement)	$\eta(x,t) = \frac{H}{2} \cos(kx - \sigma t)$
c) ความสัมพันธ์การแพร่กระจาย (Dispersion relation)	$\sigma^2 = gk \tanh kh$
d) ความเร็วอนุภาค (Particle velocity)	$u = \frac{H}{2} \sigma \frac{\cosh k(h+z)}{\sinh kh} \cos(kx - \sigma t)$ $w = \frac{H}{2} \sigma \frac{\sinh k(h+z)}{\sinh kh} \sin(kx - \sigma t)$
e) ความเร่งอนุภาค (Particle acceleration)	$a_x = \frac{H}{2} \sigma^2 \frac{\cosh k(h+z)}{\sinh kh} \sin(kx - \sigma t)$ $a_z = -\frac{H}{2} \sigma^2 \frac{\sinh k(h+z)}{\sinh kh} \cos(kx - \sigma t)$
f) การกระจัดของอนุภาค (Particle displacement)	$\zeta(x_1, z_1) = -\frac{H}{2} \frac{\cosh k(h+z_1)}{\sinh kh} \sin(kx_1 - \sigma t)$ $\xi(x_1, z_1) = \frac{H}{2} \frac{\sinh k(h+z_1)}{\sinh kh} \cos(kx_1 - \sigma t)$
g) ความดันของคลื่น (Wave pressure)	$p = -\rho g z + \rho g \frac{H}{2} \frac{\cosh k(h+z)}{\cosh kh} \cos(kx - \sigma t)$
h) ความหนาแน่นของพลังงานคลื่น (Wave energy density)	$E = \frac{1}{8} \rho g H^2$
i) ฟลักซ์ของพลังงานคลื่น (Wave energy flux)	$\bar{F}_E = E c_g$
j) ความเค้นของรังสีคลื่น (Radiation stress)	$S_{xx} = E \left[ n(\cos^2 \alpha + 1) - \frac{1}{2} \right]$ $S_{yy} = E \left[ n(\sin^2 \alpha + 1) - \frac{1}{2} \right]$ $S_{xy} = \frac{E}{2} n \sin 2\alpha$
k) ความสูงคลื่น ณ น้ำลึก (Deepwater wave height)	$H_o = H_1 \sqrt{(\tanh k_1 h_1) \left( 1 + \frac{2k_1 h_1}{\sinh 2k_1 h_1} \right)}$

## คำถามท้ายบทที่ 4

- 4.1 สมการความดันคลื่นดังแสดงใช้ในการหาค่าความดันซึ่งได้จากเครื่องวัดคลื่นแบบวัดความดัน (Pressure-type wave gauge) ซึ่งติดตั้งที่พื้นท้องน้ำในน้ำทะเล ถ้ามุมคลื่น ( $\alpha$ ) เท่ากับ 0 องศา จงหาค่า  $\bar{F}_E$ ,  $S_{xx}$  และสมการของ  $u$

$$p = 29400 + \frac{7350}{\cosh 1.488} \cos(-2.094 t) \text{ N}\cdot\text{m}/\text{m}^2$$

- 4.2 ความดันสูงสุดเฉลี่ยมีค่าเท่ากับ 100 kN/m<sup>2</sup> ซึ่งวัดในเขตนอกชายฝั่งโดยเครื่องวัดคลื่นที่ติดตั้งอยู่ใต้น้ำ เครื่องวัดคลื่นถูกติดตั้งที่ระดับ 0.5 m เหนือพื้นท้องน้ำซึ่งมีความลึกของน้ำทะเลเท่ากับ 10 m คาบคลื่นเท่ากับ 8 s จงหา ก) ความสูงคลื่น, ข) ความเร็วของคลื่น, ค) ความยาวคลื่น, ง) ความสูงคลื่น ณ เขตน้ำลึก, จ) ความยาวคลื่น ณ เขตน้ำลึก, และ ฉ) ความแตกต่างของความดัน
- 4.3 คลื่นน้ำลึกมีความยาวคลื่น ( $L_o$ ) เท่ากับ 156 m ความสูง ( $H_o$ ) เท่ากับ 2 m และความเร็ว ( $c_o$ ) เท่ากับ 15.6 m/s กำลังเคลื่อนที่ตั้งฉากกับแนวชายฝั่ง จงคำนวณหาความสูงคลื่นดังกล่าว ณ ตำแหน่งที่มีความลึกเท่ากับ 3 m.

## เอกสารอ้างอิงบทที่ 4

- Falnes, J., 2007. A review of wave-energy extraction. *Marine Structures*, 20(4), pp. 85-201.
- Holthuijsen, L.H., 2010. *Waves in Oceanic and Coastal Waters*. Cambridge University Press
- Longuet-Higgins, M.S. and Stewart, R.W., 1964. Radiation stress in water waves: a physical discussion with application. *Deep-Sea Research*, 11(4), pp. 529–563.
- Reeve, D., Chadwick, A., Fleming, C., 2018, *Coastal Engineering: Processes, Theory and Design Practice*. CRC Press, Taylor & Francis Group.
- Shibayama, T., 2008. *Coastal Processes: Concepts in Coastal Engineering and Their Applications to Multifarious Environments*, World Scientific.
- Sorensen, R.M., 2006. *Basic Coastal Engineering*, Springer.
- Thorpe, S.A., 2012. *The Turbulent Ocean*, Cambridge University Press.



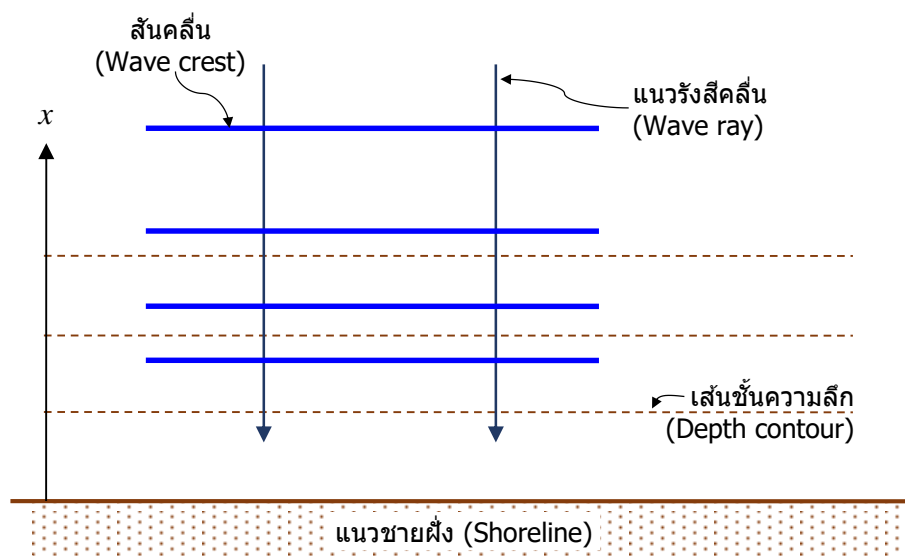
## บทที่ 5

# การเปลี่ยนแปลงรูปร่างของคลื่นแบบสม่ำเสมอ (Transformation of Regular Waves)

เมื่อคลื่นเคลื่อนที่จากบริเวณนอกชายฝั่งเข้าสู่ชายฝั่งจนเข้าสู่เขตน้ำตื้น (Shallow water zone,  $h/L < 1/20$  หรือคลื่นปะทะกับสิ่งกีดขวาง เช่น เกาะ คลื่นจะมีการเสียรูปตามการเปลี่ยนแปลงของภูมิประเทศของพื้นที่ตื้น การเปลี่ยนแปลงรูปร่างของคลื่นมีอยู่ด้วยกันหลายลักษณะ อาทิ การเข้าสู่เขตน้ำตื้น การหักเห การสะท้อน การเลี้ยวเบน การแตกตัว และการสลายตัว ในบทนี้จะอธิบายถึงการเปลี่ยนแปลงของคลื่นที่มีลักษณะเป็นคลื่นสม่ำเสมอ (Regular waves) ซึ่งลักษณะของคลื่นแต่ละลูกมีลักษณะเหมือนกัน ความยาวคลื่น ความสูงคลื่น และความถี่คลื่น มีค่าเท่ากันทุกลูก

### 5.1 การเข้าสู่ตื้นของคลื่น (Wave Shoaling)

เมื่อคลื่นเคลื่อนที่เข้าสู่เขตน้ำลึกปานกลาง (Intermediate depth) และเขตน้ำตื้น (Shallow water) คลื่นจะได้รับผลกระทบจากความลึกที่ลดลง ความเสียหายที่พื้นที่ตื้นจะมีผลต่อการเคลื่อนที่ของอนุภาคน้ำของคลื่น ทำให้คลื่นมีการเปลี่ยนแปลงความสูงตามความลึกของน้ำที่เปลี่ยนแปลง ปรากฏการณ์นี้เรียกว่า “การเข้าสู่ตื้นของคลื่น (Wave shoaling)” ในกรณีที่คลื่นเคลื่อนที่ตั้งฉากกับแนวชายฝั่ง แนวรังสีของคลื่น (Wave ray) จะตั้งฉากกับแนวชายฝั่ง ขณะที่แนวสันคลื่น (Wave crest) จะขนานกับแนวชายฝั่ง และแนวเส้นชั้นความลึกของพื้นที่ตื้น (Depth contour) ที่มีความลาดชันสม่ำเสมอ ดังแสดงในรูปที่ 5.1



ภาพที่ 5.1 ลักษณะของแนวรังสีคลื่นและแนวสันคลื่น  
ในขณะเคลื่อนที่เข้าสู่ตื้นบนชายฝั่งที่มีความลาดชันสม่ำเสมอ

ตั้งอธิบายไปในบทที่ 4 ว่า คลื่นที่เคลื่อนที่ผ่านชั้นน้ำไม่มีการส่งผ่านมวล แต่มีการส่งผ่านพลังงาน สำหรับคลื่นที่กำลังเคลื่อนที่จากสถานี 1 ไปยังสถานี 2 ตามระยะทาง  $\Delta x$  ในทิศทางตั้งฉากกับแนวชายฝั่ง ถ้าไม่มีการสูญเสียพลังงานใด ๆ เลย พลักซ์ของพลังงานคลื่นระหว่างสองสถานียังกล่าวต้องมีค่าเท่ากัน ดังแสดง

$$E_1 c_{g1} = E_2 c_{g2} \quad (5.1)$$

เมื่อ  $E$  คือ ความหนาแน่นของพลังงานคลื่น,  $c_g$  คือ ความเร็วกลุ่ม, และตัวห้อย 1 และ 2 แสดงถึงคุณสมบัติของคลื่น ณ สถานี 1 และสถานี 2 ตามลำดับ

สมการ (5.1) สามารถเขียนใหม่ในรูปของสมการเชิงอนุพันธ์ ได้เป็น

$$\frac{\partial E c_g}{\partial x} = 0 \quad (5.2)$$

เมื่อ  $x$  คือ ระยะทางตามแนวขวางชายฝั่ง

เมื่อแทนค่า  $E = \frac{1}{8} \rho g H^2$  และ  $c_g = cn$  ลงในสมการ (5.1) จะได้

$$\frac{1}{8} \rho g H_1^2 c_1 n_1 = \frac{1}{8} \rho g H_2^2 c_2 n_2 \quad (5.3)$$

หรือ

$$H_2 = H_1 \sqrt{\frac{c_1 n_1}{c_2 n_2}} \quad (5.4)$$

เมื่อ  $\rho$  คือ ความหนาแน่นของน้ำ,  $g$  คือ ความเร่งเนื่องจากแรงโน้มถ่วงของโลก,  $H$  คือ ความสูงคลื่น,  $c$  คือ ความเร็วเฟสของคลื่น,  $n = \frac{1}{2} \left( 1 + \frac{2kh}{\sinh 2kh} \right)$ ,  $k$  คือ เลขคลื่น, และ  $h$  คือ ความลึกน้ำ

สมการ (5.4) สามารถใช้เพื่อคำนวณความสูงคลื่น ณ สถานี 2,  $H_2$  เมื่อทราบความสูงคลื่น ณ สถานี 1,  $H_1$  สาเหตุของความสูงคลื่นที่เปลี่ยนแปลงไปเนื่องจากความแตกต่างของความเร็วของการเคลื่อนที่ของพลังงานคลื่นตามความลึกที่เปลี่ยนแปลง กรณีน้ำลึกความเร็วของการเคลื่อนที่ของพลังงานคลื่นมากกว่ากรณีของน้ำตื้นนั่นเอง เมื่อประยุกต์ใช้สมการ (5.4) ระหว่างบริเวณน้ำลึกกับสถานี  $i$  ในเขตนอกชายฝั่ง ทำให้ได้

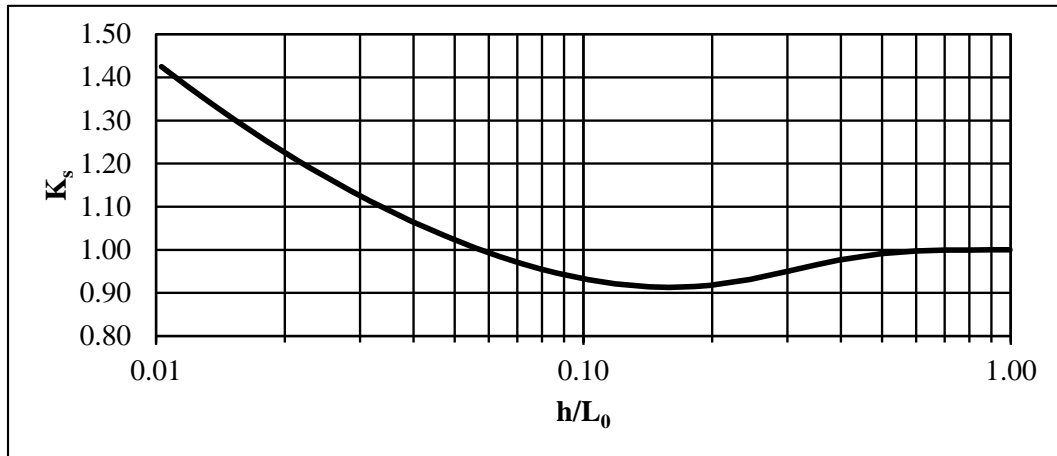
$$H_i = H_o \sqrt{\frac{c_o n_o}{c_i n_i}} = K_{s,i} H_o \quad (5.5)$$

โดย

$$K_{s,i} = \sqrt{\frac{c_o n_o}{c_i n_i}} \quad (5.6)$$

เมื่อตัวห้อย  $o$  แทนคุณสมบัติของคลื่น ณ เขตน้ำลึก,  $K_s$  คือ สัมประสิทธิ์การเข้าสู่หน้าตื้น (Shoaling coefficient) ภาพที่ 5.2 แสดงการเปลี่ยนแปลงของค่า  $K_s$  ตามค่า  $h/L_o$  จากรูปดังกล่าวเราสามารถสังเกตเห็นว่า คลื่นที่เคลื่อนที่จากเขตน้ำลึกเข้าสู่เขตน้ำตื้น ความสูงคลื่น (หรือ  $K_s$ ) ลดลงก่อนในช่วงแรก

(พิจารณาแกน จากขวามาซ้าย หรือ เขตน้ำลึกอยู่ทางขวาและเขตน้ำตื้นอยู่ทางซ้าย) จากนั้นเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็ว นักวิจัยจำนวนมาก (เช่น Shuto, 1974; Isobe, 1985; Tsai et al., 2007 และ Svendsen et al., 2003) แสดงให้เห็นว่า ทฤษฎีคลื่นเชิงเส้น ตามสมการ (5.4) ให้ค่าความสูงคลื่นที่ต่ำกว่าความจริง ณ ตำแหน่งที่มีพารามิเตอร์ Ursell (Ursell parameter,  $U_s = gT^2H/h^2$ ) สูงและใกล้ถึงจุดแตกตัว



ภาพที่ 5.2 สัมประสิทธิ์การเข้าสู่ที่ตื้น (Shoaling coefficient)

**ตัวอย่างที่ 5.1** ขบวนคลื่นแบบสม่ำเสมอขบวนหนึ่งมีคาบคลื่นเท่ากับ 9 s กำลังเคลื่อนที่ตั้งฉากกับแนวชายฝั่ง ความลึกน้ำ  $h$  และระยะทาง  $X$  จากเส้นแนวชายฝั่ง (shoreline) แสดงดังตารางข้างล่าง หากความสูงคลื่นเข้ากระทบ (Incident wave height) ที่  $X = 30$  m มีค่าเท่ากับ 1.0 m ไม่ต้องพิจารณาการสูญเสียพลังงานและการสะท้อนของคลื่น จงหาการเปลี่ยนแปลงความสูงของคลื่นนี้

$X$ (m)	30.0	28.0	26.0	24.0	22.0	20.0	18.0	16.0	14.0	12.0
$h$ (m)	3.5	3.3	3.1	2.9	2.7	2.5	2.3	2.1	1.9	1.7

### วิธีทำ

ก) ณ ตำแหน่ง  $X = 30$  m (กำหนดให้ตัวห้อย คือ 1)

จากความสัมพันธ์การแพร่กระจาย (Dispersion relation),

$$\sigma^2 = gk \tanh kh$$

$$\left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 = \left(\frac{2\pi}{9}\right)^2 = 9.8k_1 \tanh [k_1(3.5)]$$

ทำการหาค่า  $k_1$  ด้วยวิธีทำซ้ำ (iteration) จะได้  $k_1 = 0.123 \text{ m}^{-1}$

$$c_1 = \frac{\sigma}{k_1} = \frac{2\pi}{Tk_1} = \frac{2\pi}{9(0.123)} = 5.686 \text{ m/s}$$

วิศวกรรมชายฝั่งทะเลเบื้องต้น

$$n_1 = \frac{1}{2} \left( 1 + \frac{2k_1 h_1}{\sinh 2k_1 h_1} \right) = \frac{1}{2} \left( 1 + \frac{2(0.123)3.5}{\sinh[2(0.123)3.5]} \right) = 0.943$$

โจทย์กำหนดให้

$$H_1 = 1.0 \text{ m}$$

ข) ณ ตำแหน่ง  $X = 28 \text{ m}$  (กำหนดให้ตัวห้อย คือ 2)

จากความสัมพันธ์การแพร่กระจาย (Dispersion relation),

$$\sigma^2 = gk \tanh kh$$

$$\left( \frac{2\pi}{9} \right)^2 = 9.8k_2 \tanh[k_2(3.3)]$$

ทำการหาค่า  $k_2$  ด้วยวิธีทำซ้ำ (Iteration) จะได้  $k_2 = 0.126 \text{ m}^{-1}$

$$c_2 = \frac{\sigma}{k_2} = \frac{2\pi}{Tk_2} = \frac{2\pi}{9(0.126)} = 5.531 \text{ m/s}$$

$$n_2 = \frac{1}{2} \left( 1 + \frac{2k_2 h_2}{\sinh 2k_2 h_2} \right) = \frac{1}{2} \left( 1 + \frac{2(0.126)3.3}{\sinh[2(0.126)3.3]} \right) = 0.947$$

$$H_2 = H_1 \sqrt{\frac{c_1 n_1}{c_2 n_2}} = 1.0 \sqrt{\frac{5.686(0.943)}{5.531(0.947)}} = 1.012 \text{ m}$$

ค) ณ ตำแหน่ง  $X = 26 \text{ m}$  (กำหนดให้ตัวห้อย คือ 3)

จากความสัมพันธ์การแพร่กระจาย (Dispersion relation),

$$\sigma^2 = gk \tanh kh$$

$$\left( \frac{2\pi}{9} \right)^2 = 9.8k_3 \tanh[k_3(3.1)]$$

ทำการหาค่า  $k_3$  ด้วยวิธีทำซ้ำ (Iteration) จะได้  $k_3 = 0.130 \text{ m}^{-1}$

$$c_3 = \frac{\sigma}{k_3} = \frac{2\pi}{Tk_3} = \frac{2\pi}{9(0.130)} = 5.370 \text{ m/s}$$

$$n_3 = \frac{1}{2} \left( 1 + \frac{2k_3 h_3}{\sinh 2k_3 h_3} \right) = \frac{1}{2} \left( 1 + \frac{2(0.130)3.1}{\sinh[2(0.130)3.1]} \right) = 0.950$$

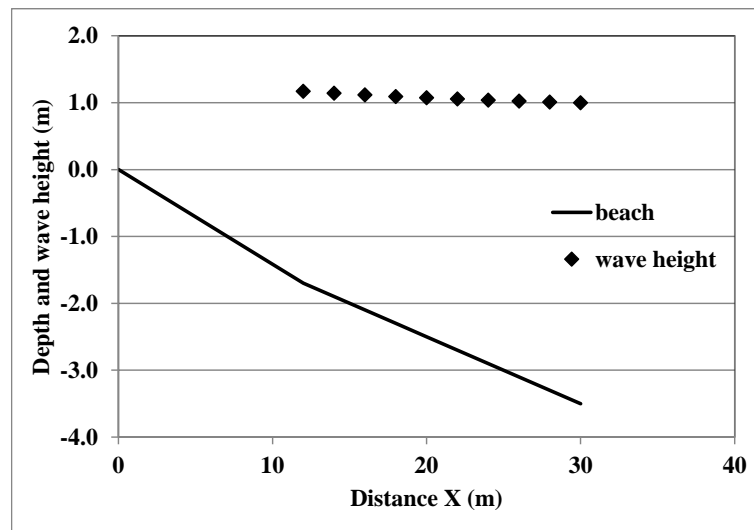
$$H_3 = H_2 \sqrt{\frac{c_2 n_2}{c_3 n_3}} = 1.012 \sqrt{\frac{5.531(0.947)}{5.370(0.950)}} = 1.026 \text{ m}$$

ง) สำหรับตำแหน่งอื่น สามารถคำนวณได้ด้วยวิธีเดียวกับ ค)

ผลการคำนวณการเปลี่ยนแปลงความสูงของคลื่นสำหรับทุกสถานีแสดงดังตารางข้างล่าง

Index No	$X$ (m)	$h$ (m)	$k$ ( $m^{-1}$ )	$c$ (m/s)	$n$	$H$ (m)
1	30.0	3.50	0.123	5.686	0.943	1.000
2	28.0	3.30	0.126	5.531	0.947	1.012
3	26.0	3.10	0.130	5.370	0.950	1.026
4	24.0	2.90	0.134	5.203	0.953	1.040
5	22.0	2.70	0.139	5.029	0.956	1.056
6	20.0	2.50	0.144	4.847	0.959	1.074
7	18.0	2.30	0.150	4.657	0.962	1.094
8	16.0	2.10	0.157	4.457	0.966	1.116
9	14.0	1.90	0.164	4.247	0.969	1.142
10	12.0	1.70	0.173	4.024	0.972	1.171

ความสูงของคลื่นที่คำนวณได้ในแต่ละตำแหน่ง สามารถพล็อตได้ดังภาพข้างล่าง

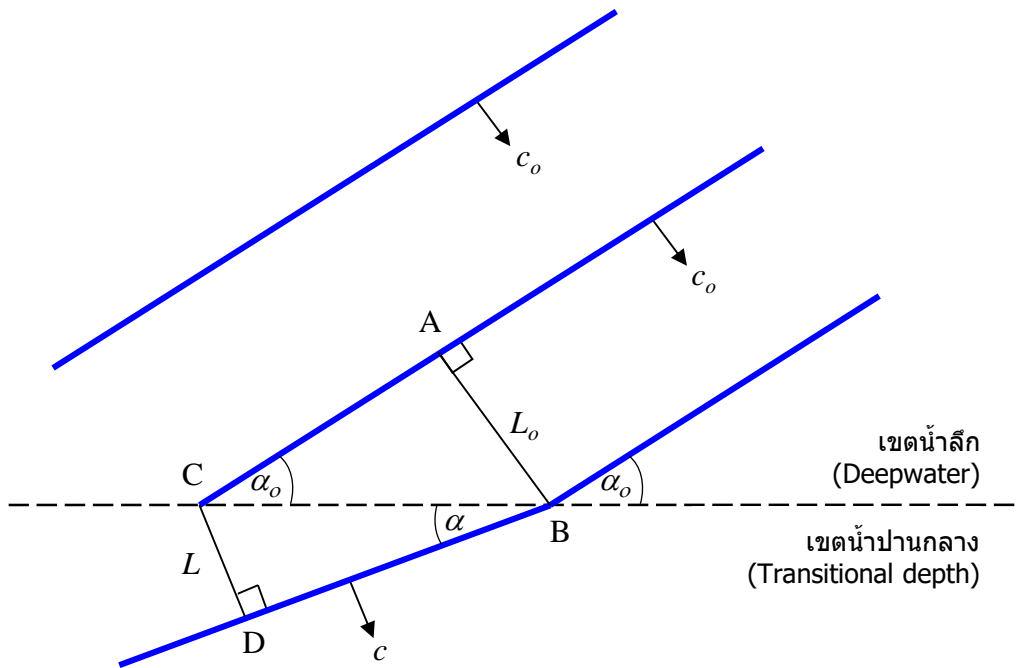


ตอบ

## 5.2 การหักเหของคลื่น (Wave Refraction)

การหักเหของคลื่น (Wave refraction) เกิดขึ้นเมื่อคลื่นเคลื่อนที่เข้าชายฝั่งโดยพื้นที่ตื้นน้ำมีความลึกลดลง โดยแนวรังสีของคลื่นไม่ได้ตั้งฉากกับแนวชายฝั่งแต่ทำมุมเอียงค่าหนึ่ง ปรากฏการณ์นี้ทำให้แนวสันคลื่นเปลี่ยนแปลงทิศทางเมื่อคลื่นกำลังเคลื่อนที่เข้าสู่บริเวณที่น้ำตื้นกว่า

เมื่อพิจารณาคลื่นที่กำลังเคลื่อนที่จากบริเวณเขตน้ำลึกเข้าสู่เขตน้ำตื้นปานกลางดังภาพที่ 5.3 คลื่นที่กำลังเดินทางจาก A ไป B บนเส้นทางที่มีระยะทาง  $L$ , ด้วยคาบคลื่นใด ๆ ค่าหนึ่ง และเคลื่อนที่จาก C ไป D บนเส้นทางที่มีระยะทางสั้นลง  $L$  มุมคลื่น  $\alpha$  แทนมุมที่แนวสันคลื่นทำมุมกับเส้นชั้นความสูงของความลึกน้ำหรือแนวรังสีของคลื่นทำมุมกับแนวขวางฝั่ง ดังนั้น



ภาพที่ 5.3 ลักษณะของมุมคลื่นของแนวสันคลื่นระหว่างการหักเห

$$\frac{\overline{BC}}{\sin \alpha_o} = \frac{L_o}{\sin \alpha} = \frac{L}{\sin \alpha} \quad (5.7)$$

$$\frac{\sin \alpha}{\sin \alpha_o} = \frac{L}{L_o} = \frac{c}{c_o} \quad (5.8)$$

$$\frac{\sin \alpha_o}{c_o} = \frac{\sin \alpha}{c} = \text{ค่าคงที่} \quad (5.9)$$

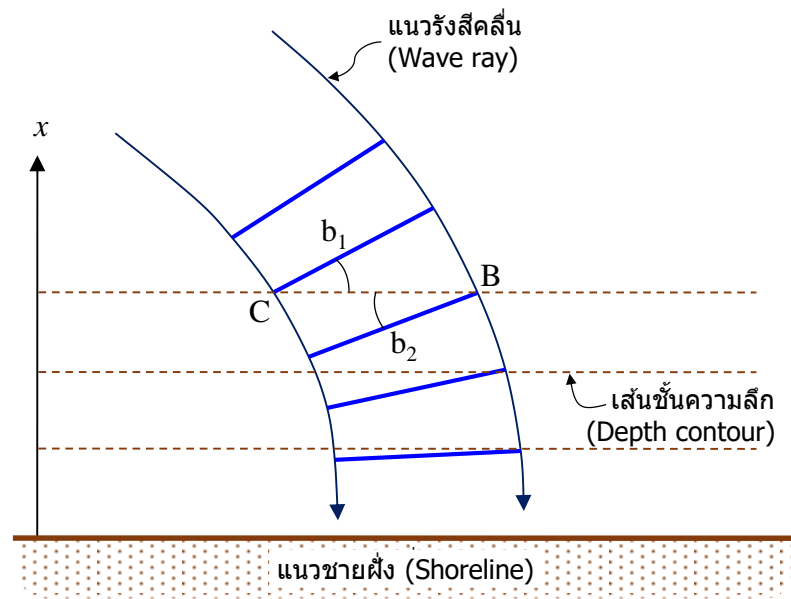
สมการ (5.9) เรียกว่า “กฎของสเนลล์ (Snell’s law)” ซึ่งใช้ในการคำนวณหามุมคลื่น เมื่อความเร็วคลื่นลดลงในขณะที่กำลังเคลื่อนที่เข้าสู่บริเวณที่มีความลึกลดลงนั้น ทิศทางของคลื่นจะเปลี่ยนแปลงด้วยตามความลึกน้ำที่ลดลง มุมคลื่นระหว่างแนวสันคลื่นกับแนวชายฝั่งจะลดลง หรือมุมระหว่างแนวรังสีคลื่นกับแนวตั้งฉากกับชายฝั่งจะลดลง หรืออีกนัยหนึ่ง คือ ทิศทางคลื่นจะพยายามตั้งฉากกับแนวชายฝั่งมากขึ้น

ภาพที่ 5.4 แสดงแนวสันคลื่นที่กำลังเดินทางเข้าหาชายฝั่งโดยทำมุมเอียงค่าหนึ่ง เนื่องจากไม่มีฟลักซ์ของพลังงานคลื่นข้ามแนวรังสีของคลื่น ดังนั้น ฟลักซ์ของพลังงานคลื่นตามแนว  $b_1$  มีค่าเท่ากับฟลักซ์ของพลังงานคลื่นตามแนว  $b_2$  สมการการอนุรักษ์ฟลักซ์ของพลังงานคลื่นสามารถเขียนได้เป็น

$$E_1 c_{g1} b_1 = E_2 c_{g2} b_2 \quad (5.10)$$

$$E_1 c_{g1} \overline{CB} \cos \alpha_1 = E_2 c_{g2} \overline{CB} \cos \alpha_2 \quad (5.11)$$

$$E_1 c_{g1} \cos \alpha_1 = E_2 c_{g2} \cos \alpha_2 \quad (5.12)$$



ภาพที่ 5.4 ลักษณะของแนวรังสีคลื่นระหว่างการหักเหบนเส้นชั้นความลึกที่ขนานกัน

สมการ (5.12) สามารถเขียนในรูปสมการเชิงอนุพันธ์ได้เป็น

$$\frac{\partial E c_g \cos \alpha}{\partial x} = 0 \quad (5.13)$$

เมื่อแทนสมการความหนาแน่นของพลังงานคลื่น  $E$  และความเร็วกลุ่ม  $c_g$  ลงในสมการ (5.12) จะได้

$$\frac{1}{8} \rho g H_1^2 c_1 n_1 \cos \alpha_1 = \frac{1}{8} \rho g H_2^2 c_2 n_2 \cos \alpha_2 \quad (5.14)$$

หรือ

$$H_2 = H_1 \sqrt{\frac{c_1 n_1}{c_2 n_2}} \sqrt{\frac{\cos \alpha_1}{\cos \alpha_2}} \quad (5.15)$$

นำสมการ (5.15) ไปใช้กับเขตน้ำลึกและสถานี  $i$  ใด ๆ ในเขตนอกชายฝั่ง จะได้

$$H_i = H_o \sqrt{\frac{c_o n_o}{c_i n_i}} \sqrt{\frac{\cos \alpha_o}{\cos \alpha_i}} = K_{s,i} K_{r,i} H_o \quad (5.16)$$

โดยที่

$$K_{r,i} = \sqrt{\frac{\cos \alpha_o}{\cos \alpha_i}} \quad (5.17)$$

เมื่อ  $K_r$  คือ สัมประสิทธิ์การหักเห (Refraction coefficient)

**ตัวอย่างที่ 5.2** คลื่นน้ำลึกมีความเร็ว ( $c_o$ ) เท่ากับ 4.679 m/s มุมคลื่น ( $\alpha_o$ ) เท่ากับ 40 องศา และความสูง ( $H_o$ ) เท่ากับ 1.5 m จงหาความสูงคลื่น ณ ตำแหน่งความลึกน้ำ 10 m และ 5 m นอกชายฝั่ง

**วิธีทำ**

ก) หาคาบคลื่น

จากสมการ (3.27) 
$$c_o = \frac{gT}{2\pi}$$

ดังนั้น 
$$T = \frac{2\pi c_o}{g} = \frac{2\pi \cdot 4.679}{9.8} = 3 \text{ s} \quad \text{ตอบ}$$

ข) หาความสูงคลื่น ณ ตำแหน่งความลึกน้ำเท่ากับ 10 m

จากความสัมพันธ์การแพร่กระจาย (Dispersion relation),

$$\sigma^2 = gk \tanh kh$$

$$\left(\frac{2\pi}{3}\right)^2 = (9.8)k \tanh k(10)$$

ด้วยวิธีทำซ้ำ (Iteration) จะได้  $k = 0.448 \text{ m}^{-1}$

$$c = \frac{\sigma}{k} = \frac{2\pi}{Tk} = \frac{2\pi}{3(0.448)} = 4.675 \text{ m/s}$$

$$n = \frac{1}{2} \left( 1 + \frac{2kh}{\sinh 2kh} \right) = \frac{1}{2} \left( 1 + \frac{2(0.448)10}{\sinh[2(0.448)10]} \right) = 0.501$$

จากกฎของสเนลล์ สมการ (5.9) จะได้

$$\alpha = \sin^{-1} \left( \frac{c \sin \alpha_o}{c_o} \right) = \sin^{-1} \left( \frac{4.675 \sin 40}{4.679} \right) = 39.96^\circ$$

จากการอนุรักษ์ฟลักซ์ของพลังงานคลื่น สมการ (5.16) จะได้

$$H = H_o \sqrt{\frac{c_o}{2cn}} \sqrt{\frac{\cos \alpha_o}{\cos \alpha}}$$

$$H = 1.5 \sqrt{\frac{4.679}{2(4.675)0.501}} \sqrt{\frac{\cos 40}{\cos 39.96}} = 1.50 \text{ m} \quad \text{ตอบ}$$

ค) หาความสูงคลื่น ณ ตำแหน่งความลึกน้ำเท่ากับ 5 m

จากความสัมพันธ์การแพร่กระจาย (Dispersion relation),

$$\sigma^2 = gk \tanh kh$$

$$\left(\frac{2\pi}{9}\right)^2 = 9.8k \tanh[k(5)]$$

ทำการหาค่า  $k_2$  ด้วยวิธีทำซ้ำ (iteration) จะได้  $k_2 = 0.458 \text{ m}^{-1}$

$$c = \frac{\sigma}{k} = \frac{2\pi}{Tk} = \frac{2\pi}{3(0.458)} = 4.575 \text{ m/s}$$

$$n = \frac{1}{2} \left( 1 + \frac{2kh}{\sinh 2kh} \right) = \frac{1}{2} \left( 1 + \frac{2(0.458)5}{\sinh[2(0.458)5]} \right) = 0.547$$

จากกฎของสเนลล์ สมการ (5.9) จะได้,

$$\alpha = \sin^{-1} \left( \frac{c \sin \alpha_o}{c_o} \right) = \sin^{-1} \left( \frac{4.575 \sin 40}{4.679} \right) = 38.94^\circ$$

จากการอนุรักษ์พลังงานของพลังงานคลื่น สมการ (5.16) จะได้

$$H = H_o \sqrt{\frac{c_o}{2cn}} \sqrt{\frac{\cos \alpha_o}{\cos \alpha}}$$

$$H = 1.5 \sqrt{\frac{4.679}{2(4.575)0.547}} \sqrt{\frac{\cos 40}{\cos 38.94}} = 1.44 \text{ m}$$

ตอบ

$$n_3 = \frac{1}{2} \left( 1 + \frac{2k_3 h_3}{\sinh 2k_3 h_3} \right) = \frac{1}{2} \left( 1 + \frac{2(0.130)3.1}{\sinh[2(0.130)3.1]} \right) = 0.950$$

$$H_3 = H_2 \sqrt{\frac{c_2 n_2}{c_3 n_3}} = 1.012 \sqrt{\frac{5.5531(0.947)}{5.370(0.950)}} = 1.026 \text{ m}$$

### 5.3 การสะท้อนของคลื่น (Wave Reflection)

คลื่นเกิดการสะท้อน (Wave reflection) เมื่อคลื่นที่ปะทะโครงสร้างหรือแม้กระทั่งคลื่นที่เข้าสู่ชายหาดที่ลาดเอียงก็ยังคงมีการสะท้อนซึ่งมากหรือน้อยแล้วแต่กรณี ความสูงของคลื่นสะท้อน ( $H_R$ ) โดยทั่วไปจะเขียนอยู่ในรูปของคลื่นเข้ากระทบ (Incident wave height,  $H_I$ ) ได้เป็น

$$H_R = K_R H_I \quad (5.18)$$

เมื่อ  $K_R$  คือ สัมประสิทธิ์การสะท้อนของคลื่น (Reflection coefficient) ค่าของ  $K_R$  จะเปลี่ยนแปลงตามชนิดของโครงสร้าง ตัวอย่างเช่น โครงสร้างพื้นเอียงผิวเรียบ หินเรียง หรือก้อนคอนกรีตชั้นเกราะ (Armor unit) งานวิจัยจำนวนมากพยายามนำเสนอสูตรเชิงประจักษ์ (Empirical formulas)<sup>1</sup> เพื่อคำนวณค่า  $K_R$  เช่น สูตรของ Battjes (1974), Seelig and Ahren (1981), Allsop and Hettiarachchi (1988), Zanuttigh and van der Meer (2006) โดยสูตรเหล่านี้มักเป็นสมการที่อยู่ในพจน์ของพารามิเตอร์ความคล้ายคลึงการแตกตัว (Surf similarity parameter) ตัวอย่างเช่น สูตรของ USACE (2002) ซึ่งนำเสนอสูตรเชิงประจักษ์เพื่อคำนวณค่า  $K_R$  สำหรับโครงสร้าง ดังต่อไปนี้

$$K_R = \frac{a\xi^2}{b + \xi^2} \quad (5.19)$$

เมื่อ  $\xi$  คือ พารามิเตอร์ความคล้ายคลึงการแตกตัว (Surf similarity parameter) ซึ่งเท่ากับ  $\xi = m_s / \sqrt{H_i / L_o}$ ,  $m_s$  เมื่อ ความลาดชันของโครงสร้าง,  $H_i$  คือ ความสูงคลื่นเข้ากระทบ ณ ตำแหน่งฐานโครงสร้าง,  $L_o$  คือ ความยาวคลื่น ณ เขตน้ำลึก,  $a$  และ  $b$  คือ สัมประสิทธิ์ ซึ่งมีงานวิจัยหลายเรื่องที่นำเสนอค่าสัมประสิทธิ์ทั้งสอง ตารางที่ 5.1 แสดงค่าสัมประสิทธิ์ ได้รวบรวมจากการศึกษาของ Seelig and Ahren (1981), Seelig (1983) และ Allsop and Hettiarachchi (1988)

ตารางที่ 5.1 ค่าแนะนำของสัมประสิทธิ์  $a$  และ  $b$  สำหรับโครงสร้างประเภทต่าง ๆ

โครงสร้างและประเภทคลื่น	ค่า $a$	ค่า $b$
โครงสร้างพื้นเอียงผิวราบ – คลื่นแบบสม่ำเสมอ (Plane slope – regular waves)	1.0	5.5
โครงสร้างพื้นเอียงผิวราบ – คลื่นแบบไม่สม่ำเสมอ (Plane slope – irregular waves)	1.1	5.7
เขื่อนกันคลื่นแบบหินทิ้ง (Rubble-mound breakwater)	0.6	6.6
เขื่อนกันคลื่นแบบโดลอส – คลื่นแบบสม่ำเสมอ (Dolos-armored breakwater – regular waves)	0.56	10.0
เขื่อนกันคลื่นแบบเตตราพอด – คลื่นแบบไม่สม่ำเสมอ (Tetrapod-armored breakwater – irregular waves)	0.48	9.6
ชายหาด (Beach)	0.5	5.5

<sup>1</sup> สูตรที่สร้างขึ้นจากชุดข้อมูลที่ได้มาจากการทดลองในห้องปฏิบัติการ การตรวจวัดในภาคสนาม หรือข้อมูลทางสถิติ

**ตัวอย่างที่ 5.3** คลื่นเข้ากระทบลูกหนึ่งที่มีคาบคลื่น  $T$  เท่ากับ 8 s และความสูงคลื่น  $H_i$  เท่ากับ 2 m เคลื่อนที่เข้ากระทบเขื่อนกันคลื่นหินทิ้งซึ่งถูกก่อสร้าง ณ ตำแหน่งที่มีความลึกของน้ำเท่ากับ 4 m ความลาดชันด้านหน้าของเขื่อนเท่ากับ 1:2 จงหาความสูงของคลื่นสะท้อนของคลื่นนี้

**วิธีทำ**

จากตารางที่ 5.1 กรณีเขื่อนกันคลื่นหินทิ้ง จะได้สัมประสิทธิ์  $a = 0.6$  และ  $b = 6.6$

$$L_o = \frac{gT^2}{2\pi} = \frac{9.8(8^2)}{2\pi} = 99.82 \quad \text{m}$$

$$\xi = \frac{m_s}{\sqrt{H_i/L_o}} = \frac{1}{2\sqrt{2/99.82}} = 3.53$$

$$K_R = \frac{a\xi^2}{b + \xi^2} = \frac{0.6(3.53^2)}{6.6 + 3.53^2} = 0.39$$

$$H_R = K_R H_I = 0.39(2) = 0.78 \quad \text{m}$$

**ตอบ**

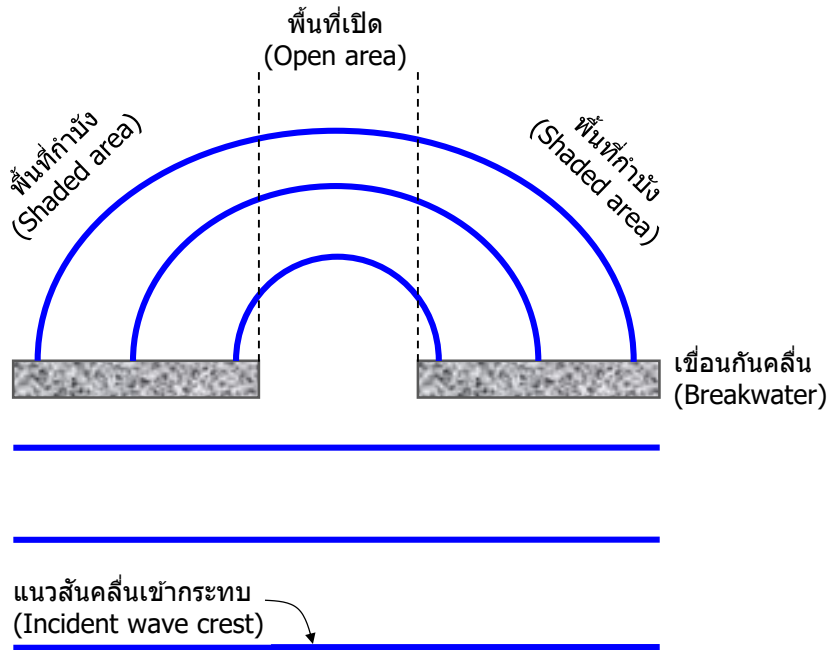
### 5.4. การเลี้ยวเบนของคลื่น (Wave Diffraction)

เมื่อคลื่นเข้ากระทบเคลื่อนที่ชนสิ่งกีดขวางที่อยู่กลางน้ำ เช่น เขื่อนกันคลื่นไม่ติดฝั่ง (Detached breakwater) พลังงานคลื่นเกือบทั้งหมดจะสะท้อนกลับ (ดังอธิบายในหัวข้อที่ 5.3) พลังงานบางส่วนจะสลายลงและทำให้เกิดพื้นที่กำบัง (Shaded area) บริเวณหลังเขื่อนกันคลื่น พลังงานบางส่วนในพื้นที่เปิด (Open area) จะส่งผ่านกระจายไปยังพื้นที่กำบัง ทำให้เหมือนปลายเขื่อนกันคลื่นเป็นจุดกำเนิดคลื่น กระบวนการนี้เรียกว่า “การเลี้ยวเบนของคลื่น (Wave diffraction)” ดังภาพที่ 5.5

เมื่อคลื่นเลี้ยวเบนเข้าไปในเขตกำบังหลังสิ่งกีดขวาง ความสูงของคลื่นเลี้ยวเบนจะลดลงจากความสูงคลื่นเข้ากระทบ เพราะพลังงานของคลื่นเข้ากระทบกระจายออกไปทั่วพื้นที่กำบัง ในทำนองเดียวกับการสะท้อนของคลื่น ความสูงคลื่นเลี้ยวเบน ( $H_d$ ) มักเขียนอยู่ในรูปของความสูงคลื่นเข้ากระทบ ( $H_i$ ) ดังนี้

$$H_d(x, y) = K_d H_i \tag{5.20}$$

เมื่อ  $K_d$  คือ สัมประสิทธิ์การเลี้ยวเบนของคลื่น (Diffraction coefficient) ค่าของ  $K_d$  ขึ้นกับชนิดของสิ่งกีดขวาง ในช่วงแรกของการศึกษาเรื่องการเลี้ยวเบนของคลื่น การศึกษามักนำเสนอแผนภาพที่แสดงค่าของ  $K_d$  ซึ่งผลการศึกษามากมายได้มาจากการทดลองในห้องปฏิบัติการตามสภาพต่าง ๆ เช่น แผนภาพของ Goda et al. (1978)



ภาพที่ 5.5 การเลี้ยวเบนของคลื่น

โดยอีกทางเลือกหนึ่ง การเลี้ยวเบนของคลื่นสามารถคำนวณได้เชิงตัวด้วยการใช้สมการคลื่นสองมิติ เช่น สมการอนุรักษ์ฟลักซ์พลังงาน (Energy flux conservation equation) สมการคลื่นบนพื้นท้องน้ำที่มีความลาดชันน้อยที่ขึ้นกับเวลา (Time-dependent mild-slope equations) และสมการของบูซึนเนสก์ (Boussinesq equation) สมการเหล่านี้สามารถคำนวณไม่เฉพาะการเลี้ยวเบนของคลื่นเท่านั้น ยังคำนวณการเข้าสู่หาด การหักเห และการสะท้อนของคลื่นได้ด้วย หลายรูปแบบของสมการเหล่านี้ได้รับการเสนอตั้งตัวอย่างที่แสดงต่อไปนี้

ก) สมการอนุรักษ์ฟลักซ์พลังงาน (Perlin and Dean, 1983)

$$\frac{\partial(Ec_g \sin \alpha)}{\partial x} + \frac{\partial(Ec_g \cos \alpha)}{\partial y} = 0 \quad (5.21)$$

เมื่อ  $y$  คือ ระยะทางตามแนวขนานชายฝั่ง

ข) สมการคลื่นบนพื้นท้องน้ำที่มีความลาดชันน้อยที่ขึ้นกับเวลา (Watanabe and Maruyama, 1986)

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{\partial Q_x}{\partial x} + \frac{\partial Q_y}{\partial y} = 0 \quad (5.22)$$

$$\frac{\partial Q_x}{\partial t} + \frac{1}{n} c^2 \frac{\partial}{\partial x} (n \eta) = 0 \quad (5.23)$$

$$\frac{\partial Q_y}{\partial t} + \frac{1}{n} c^2 \frac{\partial}{\partial y} (n\eta) = 0 \quad (5.24)$$

เมื่อ  $\eta$  คือ ค่าระดับของพื้นผิวน้ำ,  $t$  คือ เวลา,  $Q_x$  คือ อัตราการไหลในทิศทาง  $x$  และ  $Q_y$  คือ อัตราการไหลในทิศทาง  $y$

ค) สมการ Boussinesq (Sorensen et al., 2004)

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{\partial Q_x}{\partial x} + \frac{\partial Q_y}{\partial y} = 0 \quad (5.25)$$

$$\frac{\partial Q_x}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{Q_x^2}{h} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( \frac{Q_x Q_y}{h} \right) + gh \frac{\partial \eta}{\partial x} + \psi_x = 0 \quad (5.26)$$

$$\frac{\partial Q_y}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{Q_x Q_y}{h} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( \frac{Q_y^2}{h} \right) + gh \frac{\partial \eta}{\partial y} + \psi_y = 0 \quad (5.27)$$

เมื่อ

$$\psi_x = - \left( B + \frac{1}{3} \right) h^2 \left( \frac{\partial^3 Q_x}{\partial x^2 \partial t} + \frac{\partial^3 Q_y}{\partial x \partial y \partial t} \right) - \frac{h}{6} \frac{\partial h}{\partial x} \left( 2 \frac{\partial^2 Q_x}{\partial x \partial t} + \frac{\partial^2 Q_y}{\partial y \partial t} \right) - \frac{h}{6} \frac{\partial h}{\partial y} \left( \frac{\partial^2 Q_y}{\partial x \partial t} \right) - Bgh^2 \frac{\partial w}{\partial x} \quad (5.28)$$

$$\psi_y = - \left( B + \frac{1}{3} \right) h^2 \left( \frac{\partial^3 Q_x}{\partial x \partial y \partial t} + \frac{\partial^3 Q_y}{\partial y^2 \partial t} \right) - \frac{h}{6} \frac{\partial h}{\partial x} \left( \frac{\partial^2 Q_x}{\partial y \partial t} \right) - \frac{h}{6} \frac{\partial h}{\partial y} \left( \frac{\partial^2 Q_x}{\partial x \partial t} + 2 \frac{\partial^2 Q_y}{\partial y \partial t} \right) - Bgh^2 \frac{\partial w}{\partial y} \quad (5.29)$$

$$w = \frac{\partial}{\partial x} \left( h \frac{\partial \eta}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( h \frac{\partial \eta}{\partial y} \right) \quad (5.30)$$

เมื่อ  $\psi_x$  และ  $\psi_y$  คือ พจน์การแพร่กระจายแบบบูซินเนสก์ (Dispersive Boussinesq-type terms),  $w$  คือ ตัวแปรเสริม (Auxiliary variable) และ  $B$  คือ พารามิเตอร์การแพร่กระจายความถี่ (Frequency dispersion parameter)

## 5.5 การแตกตัวของคลื่น (Wave Breaking)

เมื่อคลื่นเคลื่อนที่จากนอกชายฝั่ง (Offshore) เข้าสู่บริเวณใกล้ฝั่ง (Nearshore zone) คลื่นจะมีการเปลี่ยนแปลงรูปร่างโดยความยาวคลื่นจะลดลงและความสูงคลื่นจะเพิ่มขึ้น หรือกล่าวอีกนัยหนึ่งว่า คลื่นจะชันมากขึ้น ความชันคลื่น (Wave steepness) จะเพิ่มขึ้นไปเรื่อย ๆ จนกระทั่งคลื่นแตกตัว การแตกตัวของคลื่นทำให้เกิดการเคลื่อนที่ของตะกอนบริเวณชายฝั่งหรือแรงกระทำต่อโครงสร้างชายฝั่ง คุณลักษณะที่สำคัญของการแตกตัวของคลื่นประกอบไปด้วย ชนิดของคลื่นแตกตัว (Breaker type) ความสูงคลื่นแตกตัว (Breaker height) และความลึกน้ำของคลื่นแตกตัว (Breaker depth)

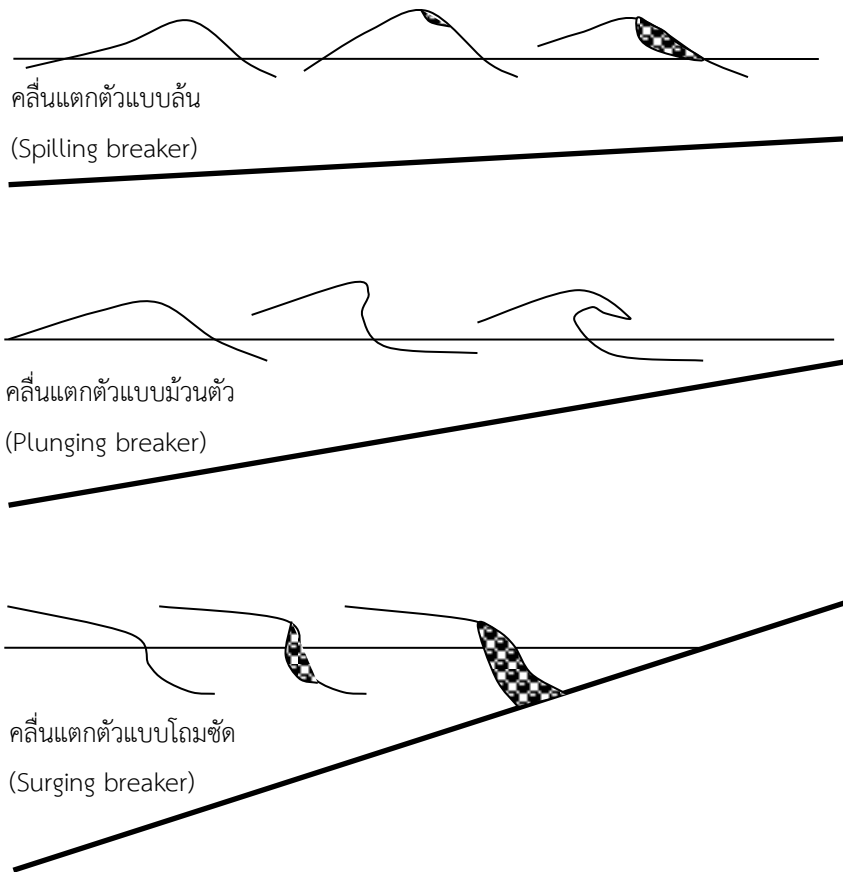
### 5.5.1 ชนิดของคลื่นแตกตัว (Breaker Types)

คลื่นแตกตัว (Breaking waves) สามารถแบ่งออกได้เป็น 3 ชนิดหลัก ได้แก่ คลื่นแตกตัวแบบปลิ้น (Spilling breaker) คลื่นแตกตัวแบบม้วนตัว (Plunging breaker) และคลื่นแตกตัวแบบโถมซัด (Surging breaker) ดังภาพที่ 5.6 การเกิดขึ้นของคลื่นแตกตัวแต่ละชนิดขึ้นกับลักษณะของคลื่นเข้ากระทบชายฝั่ง (Incident wave characters) และความลาดชันของชายหาด (Beach slope)

คลื่นแตกตัวแบบปลิ้น เกิดขึ้นในสภาพที่ชายหาดหรือบริเวณหน้าชายฝั่งมีความลาดชันไม่มาก และคลื่นเข้ากระทบมีความชันคลื่น (Wave steepness,  $H/L$ ) มาก ผิวหน้าบริเวณยอดคลื่นค่อย ๆ แตกตัวและทะลักล้นลงมาบริเวณหน้าคลื่น สังเกตเห็นฟองขาวบริเวณสันของคลื่นทะลักล้นลง พลังงานของคลื่นค่อย ๆ สลายตัวตามแนวทิศทางการเคลื่อนที่เป็นระยะทางที่ค่อนข้างยาว

คลื่นแตกตัวแบบม้วนตัว เกิดขึ้นบริเวณชายหาดที่มีความลาดชันมากกว่าและคลื่นเข้ากระทบมีความชันคลื่นน้อยกว่าเมื่อเทียบกับกรณีของคลื่นแตกตัวแบบปลิ้น ยอดคลื่นจะม้วนตัวพุ่งลงมาด้านท้องคลื่นทำให้เกิดช่องว่างหรือพื้นที่ของอากาศภายใน กระแสน้ำวนเนื่องจากการม้วนตัวเกิดขึ้นบริเวณจุดแตกตัว จนกระทั่งคลื่นม้วนตัวตกลงมายังพื้นน้ำทำให้การกระแทกที่รุนแรงสังเกตเห็นได้ชัดเจน จากนั้นคลื่นจะแตกตัวคล้ายคลึงกับคลื่นแตกตัวแบบปลิ้น รวมถึงการสลายพลังงานของคลื่นด้วย

คลื่นแตกตัวแบบโถมซัด พบได้เมื่อความลาดชันของชายหาดมีความชันมากกว่ามาก ตลอดจนความชันของคลื่นเข้ากระทบก็มีขนาดมากกว่ามาก คลื่นแตกตัวชนิดนี้มักเกิดขึ้นบริเวณใกล้ชายฝั่ง หรือกรณีของคลื่นที่เกิดจากลมพายุ



ภาพที่ 5.6 ชนิดของคลื่นแตกตัว

Battjes (1974) นำเสนอการจัดกลุ่มชนิดการแตกตัวของคลื่นด้วยการใช้พารามิเตอร์ความคล้ายคลึงการแตกตัว ณ เขตน้ำลึก (Surf similarity parameter at deepwater,  $\zeta_o$ ) หรือ พารามิเตอร์ความคล้ายคลึงการแตกตัว ณ จุดแตกตัว (Surf similarity parameter at deepwater,  $\zeta_b$ ) ดังต่อไปนี้

Spilling breaker:	$\zeta_o < 0.5$	หรือ	$\zeta_b < 0.4$
Plunging breaker:	$0.5 < \zeta_o < 3.3$	หรือ	$0.4 < \zeta_b < 2.0$
Surging breaker:	$\zeta_o > 3.3$	หรือ	$\zeta_b > 2.0$

$$\text{เมื่อ } \zeta_o = \frac{m_b}{\sqrt{H_o/L_o}} \text{ และ } \zeta_b = \frac{m_b}{\sqrt{H_b/L_b}}$$

และ  $m_b$  คือ ความลาดชันของพื้นที่ตื้นน้ำ  $H_o$  คือ ความสูงคลื่น ณ เขตน้ำลึก  $L_o$  คือ ความยาวคลื่น ณ เขตน้ำลึก  $H_b$  คือ ความสูงคลื่นแตกตัว และ  $L_b$  คือ ความยาวคลื่นแตกตัว

**ตัวอย่างที่ 5.4** คลื่นเข้ากระทบที่มีความสูง 0.18 m เคลื่อนที่เข้าหาชายฝั่งในทิศทางตั้งฉากกับแนวชายฝั่ง ชายฝั่งมีความลาดชันของพื้นที่ท้องน้ำเป็นเส้นตรง ระยะห่างจากแนวชายฝั่ง ความลึกน้ำ ตัวเลขคลื่น ความเร็วคลื่น และพารามิเตอร์ความเร็วกลุ่ม แสดงดังตารางข้างล่าง จงหาชนิดของคลื่นแตกตัวโดยใช้สูตรของ Battjes (1974)

$X$ (m)	$h$ (m)	$k$ (1/m)	$c$ (m/s)	$n$
5.0	0.30	1.930	1.628	0.904
4.5	0.25	2.095	1.499	0.919
4.0	0.20	2.322	1.353	0.935
3.5	0.15	2.658	1.182	0.951
3.0	0.10	3.228	0.973	0.967
2.5	0.05	4.526	0.694	0.983

**วิธีทำ**

หาคาบคลื่น  $T$  จาก 
$$\sigma^2 = \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 = gk \tanh kh = 9.8(1.93) \tanh [1.93(0.3)]$$

จะได้ 
$$T = 2 \text{ s}$$

ความลาดชันของพื้นที่ท้องน้ำ 
$$m_b = \frac{\Delta h}{\Delta X} = \frac{0.3 - 0}{5 - 2} = 0.1$$

ความสูงคลื่น ณ เขตน้ำลึก

$$H_o = H \sqrt{\tanh kh \left(1 + \frac{2kh}{\sinh 2kh}\right)} = 0.18 \sqrt{\tanh(1.93(0.3)) \left(1 + \frac{2(1.93)0.3}{\sinh(2(1.93)0.3)}\right)} = 0.175 \text{ m}$$

ความยาวคลื่น ณ เขตน้ำลึก 
$$L_o = \frac{gT^2}{2\pi} = \frac{9.8(2^2)}{2\pi} = 6.24 \text{ m}$$

พารามิเตอร์ความคล้ายคลึงการแตกตัว ณ เขตน้ำลึก

$$\xi_o = \frac{m_b}{\sqrt{H_o / L_o}} = \frac{0.1}{\sqrt{0.175 / 6.24}} = 0.6$$

พารามิเตอร์ความคล้ายคลึงการแตกตัว ณ เขตน้ำลึก อยู่ในช่วง  $0.5 < \xi_o < 3.3$  แสดงว่าคลื่นแตกตัวเป็นแบบม้วนตัว (Plunging breaker) ตอบ

### 5.5.2 ความสูงของคลื่นแตกตัว (Breaker Height)

ความสูงคลื่นแตกตัวเป็นพารามิเตอร์ที่สำคัญมากต่อการออกแบบโครงสร้างชายฝั่งทะเล การศึกษากระบวนการชายฝั่งทะเล การเคลื่อนที่ของตะกอนบริเวณชายฝั่ง การพยากรณ์การเปลี่ยนแปลงรูปร่างของคลื่น และการเปลี่ยนแปลงรูปร่างของชายหาด การศึกษาเกี่ยวกับการประมาณค่าความสูงของคลื่นแตกตัวมีจุดเริ่มต้นมาเป็นระยะเวลามากกว่าหนึ่งร้อยปี การศึกษาและการทดลองจำนวนมากในช่วงเวลาที่ผ่านมามีมุ่งพัฒนาสูตรที่ใช้ในการหาค่าความสูงคลื่นแตกตัว แต่ด้วยความสลับซับซ้อนของกลไกการแตกตัวของคลื่น จึงเป็นเรื่องยากที่จะใช้ทฤษฎีที่มีอยู่ในปัจจุบันในการอธิบายกลไกการแตกตัวของคลื่น ดังนั้นการทำนายความสูงคลื่นแตกตัวเกือบทั้งหมดอยู่บนพื้นฐานของสูตรเชิงประสพการณ์ (Empirical formulas) หรือสูตรกึ่งประสพการณ์ (Semi-Empirical Formulas) ซึ่งปรับเทียบกับข้อมูลการทดลองในแต่ละชุดการศึกษาวิจัย

ด้วยการหาค่าความสูงคลื่นแตกตัวมีความสำคัญมากในหลายมิติ จึงทำให้มีการศึกษาและนำเสนอสูตรที่ใช้ในการหาค่าความสูงคลื่นแตกตัวจำนวนมาก ซึ่งบางครั้งทำให้เกิดความสับสนหรือลังเลในการเลือกใช้สูตรเหล่านั้นพอสมควร ตารางที่ 5.2 แสดงสูตรความสูงคลื่นแตกตัวที่มีการนำเสนอพร้อมทั้งตัวย่อเพื่อทำให้ง่ายในการอ้างอิง ในการศึกษาของ Rattanapitikon and Shibayama (2000) มีการทบทวนสูตรเหล่านั้นและให้ความเห็นในการใช้ สูตรส่วนใหญ่มักแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง ความสูงคลื่นแตกตัว (Breaking wave height,  $H_b$ ) และตัวแปร ณ สภาพแตกตัวหรือสภาพน้ำลึกอย่างใดอย่างหนึ่ง นั่นคือ ความลึกน้ำนิ่ง ณ ตำแหน่งแตกตัว (Still water at breaking,  $h_b$ ) ความยาวคลื่น ณ ตำแหน่งแตกตัว (Wavelength at breaking,  $L_b$ ) ความลาดชันของพื้น ณ บริเวณพิจารณา (Local bottom slope,  $m$ ) ความยาวคลื่น ณ น้ำลึก (Deepwater wavelength,  $L_o$ ) และความสูงคลื่น ณ น้ำลึก (Deepwater wave height,  $H_o$ )

คำศัพท์ที่เรียกว่า “ดัชนีคลื่นแตกตัว (Breaker index)” ใช้ในการอธิบายตัวแปรความสูงคลื่นแบบไร้มิติ สูตรความสูงคลื่นแตกตัวสามารถจัดได้เป็นสามกลุ่มตามดัชนีคลื่นแตกตัว นั่นคือ อัตราส่วนความสูงคลื่นกับความลึก ณ สภาพแตกตัว ( $H_b / h_b$ ) ความชันคลื่นแตกตัว ( $H_b / L_b$ ) และอัตราส่วนความสูงคลื่นแตกตัวต่อความสูงคลื่น ณ น้ำลึก ( $H_b / H_o$ )

ไม่ว่าจะเป็นสภาพตำแหน่งที่พิจารณาหรือสภาพน้ำลึกจะถูกใช้ในการอธิบายดัชนีคลื่นแตกตัวก็ตาม จะมีพารามิเตอร์ไร้มิติสี่ตัวที่ใช้บ่อยในการอธิบายดัชนีคลื่นแตกตัวนั้น ซึ่งได้แก่  $m$ ,  $h_b / L_b$ ,  $h_b / L_o$ , และ  $H_o / L_o$  ดังนั้นดัชนีคลื่นแตกตัวสามารถจัดได้เป็นสามกลุ่มตามฟังก์ชันกันไป ดังนี้

$$\frac{H_b}{h_b} = f_1 \left\{ m, \frac{h_b}{L_b}, \frac{h_b}{L_o}, \frac{H_o}{L_o} \right\} \quad (5.31)$$

$$\frac{H_b}{L_b} = f_2 \left\{ m, \frac{h_b}{L_b}, \frac{h_b}{L_o}, \frac{H_o}{L_o} \right\} \quad (5.32)$$

$$\frac{H_b}{H_o} = f_3 \left\{ m, \frac{h_b}{L_b}, \frac{h_b}{L_o}, \frac{H_o}{L_o} \right\} \quad (5.33)$$

เมื่อ  $f_1$ ,  $f_2$ , และ  $f_3$  คือ ฟังก์ชันทางคณิตศาสตร์ทั่วไป

ตารางที่ 5.2 สูตรความสูงคลื่นแตกตัว

สูตรความสูงคลื่นแตกตัว	นักวิจัย	สมการ
$\frac{H_b}{h_b} = 0.78$	McCowan (1894)	(5.34)
$\frac{H_b}{L_b} = 0.142 \tanh\left(\frac{2\pi h_b}{L_b}\right)$	Miche (1944)	(5.35)
$\frac{H_b}{H_o} = 0.76\left(\frac{H_o}{L_o}\right)^{-1/4} m^{1/7}$	Le Mehaute and Koh (1967)	(5.36)
$\frac{H_b}{h_b} = \frac{1}{1.40 - 6.85m}$ สำหรับ $m \leq 0.07$	Galvin (1969)	(5.37)
$\frac{H_b}{h_b} = \frac{1}{0.92}$ สำหรับ $m > 0.07$		
$\frac{H_b}{h_b} = (0.72 + 5.6m)$	Collins and Weir (1969)	(5.38)
$\frac{H_b}{h_b} = 0.17 \frac{L_o}{h_b} \left\{ 1 - \exp\left[-1.5 \frac{\pi h_b}{L_o} (1 + 15m^{4/3})\right] \right\}$	Goda (1970)	(5.39)
$\frac{H_b}{h_b} = \frac{gT^2 1.56 / [1 + \exp(-19.5m)]}{gT^2 + h_b 43.75 [1 - \exp(-19m)]}$	Weggel (1972)	(5.40)
$\frac{H_b}{H_o} = 0.56\left(\frac{H_o}{L_o}\right)^{-1/5}$	Komar and Gaughan (1972)	(5.41)
$\frac{H_b}{H_o} = m^{0.2}\left(\frac{H_o}{L_o}\right)^{-0.25}$	Sunamura and Horikawa (1974)	(5.42)
$\frac{H_b}{h_b} = 0.72(1 + 6.4m)$	Madsen (1976)	(5.43)
$\frac{H_b}{L_b} = 0.14 \tanh\left(\frac{0.8}{0.88} \frac{2\pi h_b}{L_b}\right)$	Battjes and Janssen (1978)	(5.44)
$\frac{H_b}{L_b} = 0.14 \tanh\left[\frac{(0.8 + 5m) 2\pi h_b}{L_b}\right]$ สำหรับ $m \leq 0.1$	Ostendorf and Madsen (1979)	(5.45)
$\frac{H_b}{L_b} = 0.14 \tanh\left[\frac{(0.8 + 5(0.1)) 2\pi h_b}{L_b}\right]$ สำหรับ $m > 0.1$		
$\frac{H_b}{h_b} = 1.1\left(\frac{m}{\sqrt{H_o/L_o}}\right)^{1/6}$	Sunamura (1980)	(5.46)
$\frac{H_b}{H_o} = 0.575m^{0.031}\left(\frac{H_o}{L_o}\right)^{-0.254}$	Singamsetti and Wind (1980)	(5.47)
$\frac{H_b}{h_b} = 0.937m^{0.155}\left(\frac{H_o}{L_o}\right)^{-0.13}$	Singamsetti and Wind (1980)	(5.48)

ตารางที่ 5.2 (ต่อ) สูตรความสูงคลื่นแตกตัว

สูตรความสูงคลื่นแตกตัว	นักวิจัย	สมการ
$\frac{H_b}{H_o} = 0.68m^{0.09} \left( \frac{H_o}{L_o} \right)^{-0.25}$	Ogawa and Shuto (1984)	(5.49)
$\frac{H_b}{L_b} = 0.14 \tanh \left\{ \left[ 0.5 + 0.4 \tanh \left( 33 \frac{H_o}{L_o} \right) \right] \frac{2\pi h_b}{0.88L_b} \right\}$	Battjes and Stive (1985)	(5.50)
$\frac{H_b}{h_b} = 1.25 \left\{ \frac{0.16L_o}{h_b} \left[ 1 - \exp \left[ - \frac{0.8\pi h_b}{L_o} (1 + 15m^{4/3}) \right] \right\} - 0.96m + 0.2 \right\}$	Seyama and Kimura (1988)	(5.51)
$\frac{H_b}{h_b} = 1.14 \left( \frac{m}{\sqrt{H_o/L_o}} \right)^{0.21}$	Larson and Kraus (1989)	(5.52)
$\frac{H_b}{H_o} = 0.53 \left( \frac{H_o}{L_o} \right)^{-0.24}$	Larson and Kraus (1989)	(5.53)
$\frac{H_b}{h_b} = 1.05 \left( m \frac{L_b}{h_b} \right)^{0.2}$	Hansen (1990)	(5.54)
$\frac{H_b}{h_b} = \left\{ \frac{1.12}{1 + \exp(-60m)} - 5[1 - \exp(-43m)] \frac{H_o}{L_o} \right\}$	Smith and Kraus (1990)	(5.55)
$\frac{H_b}{H_o} = (0.34 + 2.47m) \left( \frac{H_o}{L_o} \right)^{-0.30+0.88m}$	Smith and Kraus (1990)	(5.56)
$\frac{H_b}{L_b} = 0.127 \exp(4m) \tanh \left( \frac{2\pi h_b}{L_b} \right)$	Kamphuis (1991)	(5.57)
$\frac{H_b}{H_o} = 0.478 \left( \frac{H_o}{L_o} \right)^{-0.28}$	Gourlay (1992)	(5.58)
$\frac{H_b}{H_o} = (10.02m^3 - 7.46m^2 + 1.32m + 0.55) \left( \frac{H_o}{L_o} \right)^{-1/5}$	Rattanapitikon and Shibayama (2000)	(5.59)
$\frac{H_b}{h_b} = 0.17 \frac{L_o}{h_b} \left\{ 1 - \exp \left[ \frac{\pi h_b}{L_o} (16.21m^2 - 7.07m - 1.55) \right] \right\}$	Rattanapitikon and Shibayama (2000)	(5.60)
$\frac{H_b}{L_b} = 0.14 \tanh \left[ \left( -11.21m^2 + 5.01m + 0.91 \right) \frac{2\pi h_b}{L_b} \right]$	Rattanapitikon and Shibayama (2000)	(5.61)
$\frac{H_b}{L_b} = \left( -1.40m^2 + 0.57m + 0.23 \right) \left( \frac{H_o}{L_o} \right)^{0.35}$	Rattanapitikon et al. (2003)	(5.62)

**ตารางที่ 5.2 (ต่อ) สูตรความสูงคลื่นแตกตัว**

สูตรความสูงคลื่นแตกตัว	นักวิจัย	สมการ
$\frac{H_b}{h_b} = 0.17 \frac{L_o}{h_b} \left\{ 1 - \exp \left[ -1.5 \frac{\pi h_b}{L_o} (1 + 11m^{4/3}) \right] \right\}$	Goda (2010)	(5.63)
$\psi'_b = \left( 1.21 - 3.30 \frac{H_b}{L_b} \right) \left( 1.48 - 0.54 \frac{H_b}{h_b} \right) \left( \frac{gH_b}{C_b^2} \right), \psi'_b = 0.69$	Liu, Niu, Yu (2011)	(5.64)
$\frac{H_b}{h_b} = \frac{0.1938 \beta_c^{1/5}}{h_b/L_o} \left\{ 1 - \exp \left[ -1.5 \pi \frac{h_b}{L_o} (1 + 11m^{4/3}) \right] \right\}$ $\beta'_c = \beta_c \left( -1.27 \frac{h_b}{L_o} = 1.088 \right),$ $\beta_c = \left[ -19.06 \left( \frac{h_b}{L_o} \right)^2 + 1.07 \frac{h_b}{L_o} + 0.49 \right] (-9.59m^2 + 4.09m + 0.82)$	Kim, Lee, Hong (2022)	(5.65)

**ตัวอย่างที่ 5.5** คลื่นน้ำลึก (deepwater wave) ที่มีคาบคลื่น ( $T$ ) เท่ากับ 6 วินาที และความสูงคลื่น ( $H_o$ ) เท่ากับ 1.5 เมตร เคลื่อนที่ในแนวตั้งฉากเข้าหาฝั่งที่มีความลาดเอียงเป็นเส้นตรง จงใช้สูตรหาความสูงคลื่นแตกตัวของ Miche (1944) เพื่อหาความลึกของน้ำ ความสูงของคลื่น และความเร็วของคลื่น ณ จุดที่คลื่นแตกตัว (breaking point)

**วิธีทำ**

**I. สมการพื้นฐาน**

การเข้าสู่หน้าตื้นของคลื่น (Wave shoaling): 
$$H = \frac{H_o}{\sqrt{\tanh kh(1 + 2kh / \sinh 2kh)}} \quad (1)$$

การแตกตัวของคลื่น (Wave breaking): 
$$H_b = 0.14L \tanh(kh) = 0.14 \frac{2\pi}{k} \tanh(kh) \quad (2)$$

ณ จุดคลื่นแตกตัว,  $H = H_b$ : 
$$\frac{H_o}{\sqrt{\tanh kh(1 + 2kh / \sinh 2kh)}} = 0.14 \frac{2\pi}{k} \tanh(kh) \quad (3)$$

หาค่า  $k$  จาก 
$$\sigma^2 = \left( \frac{2\pi}{T} \right)^2 = gk \tanh kh \quad (4)$$

สมการ (3) และ (4) สามารถใช้เพื่อหาค่าตัวแปรที่ไม่ทราบค่าทั้งสองตัว ได้แก่  $k$  และ  $h$  ณ จุดที่คลื่นแตกตัว แต่เนื่องจากสมการมีความซับซ้อน จึงต้องใช้วิธีประมาณด้วยการลองผิดลองถูก (Trial-and-error)

## II. คำนวณหาค่า $h$ ด้วยวิธีลองผิดลองถูก

a) กำหนดค่าเริ่มต้นเพื่อลองผิดลองถูก

สมมติว่าคลื่นตื้นในตัวในเขตน้ำตื้น (Shallow water):

$$\text{สมการ (3) กลายเป็น: } \frac{H_o}{\sqrt{2kh}} = (0.14)2\pi h \quad (5)$$

$$\text{สมการ (4) กลายเป็น: } \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 = gk^2 h \quad (6)$$

$$\text{จากสมการ (5) และ (6), } k^2 = \frac{H_o^4}{0.28^4 \pi^4 h^6 2^2} = \frac{2^2 \pi^2}{T^2 gh}$$

$$\text{ดังนั้น } h = \left(\frac{H_o^4 T^2 g}{0.28^4 \pi^6 2^4}\right)^{1/5} = \left(\frac{1.5^4 (6^2) 9.8}{0.28^4 \pi^6 2^4}\right)^{1/5} = 1.80 \text{ m}$$

b) การลองครั้งที่ 1: สมมติ  $h = 1.9 \text{ m}$

$$\text{จากสมการ (4) } \left(\frac{2\pi}{6}\right)^2 = 9.8k \tanh(k1.9)$$

โดยวิธีทำซ้ำ (Iteration)  $k = 0.252 \text{ m}^{-1}$

แทนค่าตัวแปรที่ทราบค่าลงในสมการ (1) จะได้

$$H = \frac{1.5}{\sqrt{\tanh[0.252(1.9)] \left[1 + \frac{2(0.252)1.9}{\sinh 2(0.252)1.9}\right]}} = 1.647 \text{ m}$$

$$\text{สมการ (2) จะเป็น } 1.647 = 0.14 \frac{2\pi}{0.252} \tanh(0.252h)$$

แก้สมการได้  $h = 2.0 \text{ m}$  ไม่เท่ากับ  $1.9 \text{ m}$  ตามที่สมมติไว้

c) การทดลองครั้งที่ 2: สมมติ  $h = 2.0 \text{ m}$

$$\text{จากสมการ (4) } \left(\frac{2\pi}{6}\right)^2 = 9.8k \tanh(k2)$$

โดยวิธีทำซ้ำ (Iteration)  $k = 0.246 \text{ m}^{-1}$

แทนค่าตัวแปรที่ทราบค่าลงในสมการ (1) จะได้

$$H = \frac{1.5}{\sqrt{\tanh[0.246(2)] \left[ 1 + \frac{2(0.246)^2}{\sinh 2(0.246)^2} \right]}} = 1.631 \text{ m}$$

สมการ (2) จะเป็น  $1.631 = 0.14 \frac{2\pi}{0.246} \tanh(0.246h)$

แก้สมการได้  $h = 2.0 \text{ m}$  เท่ากับที่สมมติไว้

ดังนั้น  $h_b = 2.0 \text{ m}$ ,  $H_b = 1.63 \text{ m}$ , และ  $c_b = \frac{\sigma}{k} = \frac{2\pi}{Tk} = \frac{2\pi}{2(0.246)} = 4.26 \text{ m/s}$  ตอบ

### 5.5.2 ความลึกน้ำของคลื่นแตกตัว (Breaker Depth)

ความลึกของบริเวณคลื่นแตก (Breaker depth) มักนำมาใช้ในกรณีที่ไม่ได้มีข้อมูลค่าความสูงของคลื่นเฉพาะที่ (local wave height) หรือมีแต่ไม่แม่นยำเพียงพอ สูตรของความลึกบริเวณคลื่นแตกบางส่วนรวบรวมไว้ในตารางที่ 5.3 สูตรส่วนใหญ่ที่มีอยู่แสดงถึงความสัมพันธ์ระหว่างความลึกของบริเวณคลื่นแตก (Breaking depth,  $h_b$ ) กับตัวแปรภายใต้สภาวะน้ำลึก (Deepwater conditions) ได้แก่ ความยาวคลื่นในน้ำลึก (Deepwater wavelength,  $L_o$ ) และ ความสูงคลื่นในน้ำลึก (Deepwater wave height,  $H_o$ )

ตารางที่ 5.3 สูตรความลึกน้ำ ณ คลื่นแตกตัว

สูตรความลึกน้ำ ณ คลื่นแตกตัว	นักวิจัย	สมการ
$h_b = 0.46H_o m^{-0.12} \left( \frac{H_o}{L_o} \right)^{-0.2}$	Ogawa and Shuto (1984)	(5.66)
$h_b = 0.64H_o \left( \frac{H_o}{L_o} \right)^{-0.2}$	Dean and Dalrymple (1984)	(5.67)
$h_b = 0.259H_o m^{-0.34} \left( \frac{H_o}{L_o} \right)^{-0.17}$	Gourlay (1992)	(5.68)
$h_b = (3.86m^2 - 1.98m + 0.88)H_o \left( \frac{H_o}{L_o} \right)^{-0.16}$ สำหรับ $\frac{H_o}{L_o} \leq 0.1$	Rattanapitikon and Shibayama (2006)	(5.69)
$h_b = (3.86m^2 - 1.98m + 0.88)H_o \left( \frac{H_o}{L_o} \right)^{-0.34}$ สำหรับ $\frac{H_o}{L_o} > 0.1$		

**ตัวอย่างที่ 5.6** คลื่นในน้ำลึกที่มีคาบ ( $T$ ) เท่ากับ 6 s และมีความสูง ( $H_o$ ) เท่ากับ 1.5 m เคลื่อนที่เข้าชายฝั่งในแนวตั้งฉากกับชายฝั่งที่มีความลาดชัน  $1/20$  จงใช้สูตรความลึกของคลื่นแตกตัวของ Ogawa และ Shuto (1984) เพื่อหาความลึกของน้ำ ณ จุดที่คลื่นเริ่มแตก

วิธีทำ

$$L_o = \frac{gT^2}{2\pi} = \frac{9.8(6^2)}{2\pi} = 56.15 \text{ m}$$

จาก Ogawa and Shuto (1984) สมการ (5.49),

$$h_b = 0.46H_o m^{-0.12} \left( \frac{H_o}{L_o} \right)^{-0.2} = 0.46(1.5)0.05^{-0.12} \left( \frac{1.5}{56.15} \right)^{-0.2} = 2.04 \text{ m}$$

ดังนั้น

$$T = \frac{2\pi c_o}{g} = \frac{2\pi 4.679}{9.8} = 3 \text{ s}$$

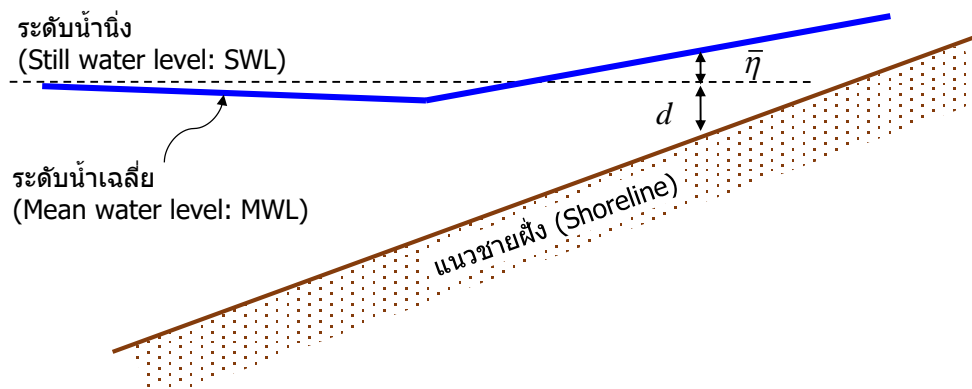
ตอบ

## 5.6 การยกตัวของคลื่น (Wave Setup)

เมื่อคลื่นเคลื่อนที่จากนอกชายฝั่งเข้าหาชายฝั่ง คลื่นจะทำให้ระดับน้ำนิ่ง (Still water level; SWL) เกิดการยกตัวขึ้น (Setup) หรือลดลง (Setdown) ได้ ความลึกเฉลี่ยของน้ำ (Mean water depth) จะเป็นผลรวมระหว่างความลึกน้ำนิ่งกับค่าการยกตัวของน้ำ (ดูภาพที่ 5.7) และสมการ

$$h = d + \bar{\eta} \tag{5.70}$$

เมื่อ  $h$  คือ ความลึกเฉลี่ยของน้ำ,  $d$  คือ ความลึกของน้ำนิ่ง, และ  $\bar{\eta}$  คือ การยกตัวของน้ำ (Wave setup)



ภาพที่ 5.7 นิยามของการยกตัวของคลื่น (Wave setup) หรือการลดตัวของคลื่น (Wave setdown)

Longuet-Higgins และ Stewart (1964) ได้เสนอสมการสำหรับการยกตัวของระดับน้ำเนื่องจากคลื่น โดยพิจารณาสมดุลของแรงในแนวนอนบนปริมาตรควบคุมขนาดเล็ก (ดูภาพที่ 5.8) และสมการ

$$\sum F_x = 0 = F_h + S_{xx} - F_h - S_{xx} - \frac{\partial(F_h + S_{xx})}{\partial x} dx - F_f \quad (5.71)$$

หรือ 
$$0 = \frac{\partial F_h}{\partial x} dx + \frac{\partial S_{xx}}{\partial x} dx \quad (5.72)$$

เมื่อ  $F_h$  คือ แรงอุทกสถิต (Hydrostatic force) ต่อหนึ่งหน่วยความกว้าง และ  $F_f$  คือ แรงเสียดทานต่อหนึ่งหน่วยความกว้าง ซึ่งในกรณีนี้ยังไม่พิจารณาและให้สมมติว่าเป็นศูนย์

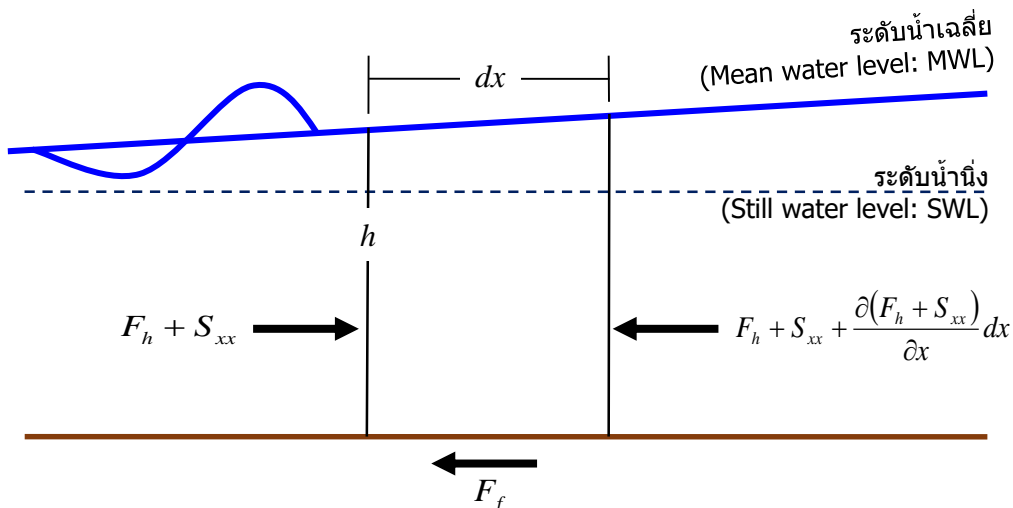
เมื่อแทนค่า  $F_h = \frac{1}{2} \rho g (d + \bar{\eta})^2$  ลงในสมการ (5.72) จะได้

$$0 = \frac{\partial \left[ \frac{1}{2} \rho g (d + \bar{\eta})^2 \right]}{\partial x} dx + \frac{\partial S_{xx}}{\partial x} dx \quad (5.73)$$

หรือ 
$$\frac{d\bar{\eta}}{dx} = - \frac{1}{\rho g (d + \bar{\eta})} \frac{dS_{xx}}{dx} \quad (5.74)$$

โดยที่  $S_{xx}$  คำนวณได้จากสมการ (4.50) ซึ่งคือ

$$S_{xx} = E \left( 2n - \frac{1}{2} \right) \quad (4.50)$$



ภาพที่ 5.8 การสมดุลของแรงในแนวนอน

วิธีแบบ Finite Difference สามารถใช้แก้สมการ (5.74) ได้ดังนี้

$$\frac{\bar{\eta}_2 - \bar{\eta}_1}{\Delta x} = -\frac{1}{\rho g(d_1 + \bar{\eta}_1)} \frac{S_{xx,2} - S_{xx,1}}{\Delta x} \quad (5.75)$$

หรือ

$$\bar{\eta}_2 = \bar{\eta}_1 - \frac{S_{xx,2} - S_{xx,1}}{\rho g(d_1 + \bar{\eta}_1)} = \bar{\eta}_1 - \frac{S_{xx,2} - S_{xx,1}}{\rho g h_1} \quad (5.76)$$

เนื่องด้วยสมการ (5.76) เป็นสมการโดยปริยาย (Implicit equation) จำเป็นต้องใช้วิธีทำซ้ำ (Iteration technique) ในการคำนวณ  $\bar{\eta}$  ขั้นตอนการคำนวณการเปลี่ยนแปลงความสูงของคลื่นและการยกตัวของระดับน้ำ (wave setup) มีดังนี้

- 1) ป้อนข้อมูลเริ่มต้น ได้แก่ รูปตัดชายฝั่ง (Beach profile;  $X$  และ  $d$ ) และข้อมูลคลื่นเข้ากระทบ (Incident wave;  $H_i$ ,  $T_i$ ,  $\alpha_i$ , และ  $\bar{\eta}_i$ )
- 2) คำนวณ  $k$ ,  $c$ ,  $n$ ,  $\alpha$ ,  $H_b$ , และ  $S_{xx}$ .
- 3) คำนวณความสูงคลื่นจากสมการอนุรักษ์พลังงาน
- 4) หา  $D_B$  โดยตรวจสอบการแตกของคลื่น หาก  $H > H_b$  แล้วให้คำนวณ  $D_B$  จากสูตรที่เลือกใช้ มิฉะนั้นให้  $D_B = 0$
- 5) คำนวณค่า  $S_{xx}$  และ  $\bar{\eta}$
- 6) ทำซ้ำขั้นตอนที่ 2 ถึง 5 จนได้ค่าความสูงคลื่นที่สถานีสุดท้าย
- 7) คำนวณความลึกของน้ำ ( $h = d + \bar{\eta}$ ) สำหรับทุกสถานี
- 8) ทำซ้ำขั้นตอนที่ 2 ถึง 7 จนกว่าค่าการยกตัวของน้ำหรือความสูงคลื่นจะไม่เปลี่ยนแปลงอย่างมีนัยสำคัญ

**ตัวอย่างที่ 5.7** คลื่นเคลื่อนที่เข้าหาชายฝั่งในแนวตั้งฉากกับชายฝั่งซึ่งมีลาดเอียงน้อยและคงที่ ตารางที่กำหนดให้แสดงระยะทางจากชายฝั่ง  $X$  และความลึกน้ำนิ่ง  $d$  ถ้าความสูงคลื่นเข้ากระทบ  $H_i = 0.14$  m คาบคลื่น  $T = 2$  s และการยกตัวของคลื่น  $\bar{\eta}_i = 0$  ให้ใช้สมการ ของ Dally et al. (1985) และสูตรความสูงคลื่นแตกตัวของ Miche (1944) จงหาการยกตัวของระดับน้ำตลอดแนวชายหาด

$X$ (m)	$d$ (m)
5.0	0.200
4.6	0.180
4.2	0.160
3.8	0.140
3.4	0.120

**วิธีทำ**

รายการสมการพื้นฐานที่จำเป็น

$$\sigma^2 = gk \tanh kh \tag{1}$$

$$c = \frac{\sigma}{k} = \frac{2\pi}{Tk} \tag{2}$$

$$n = \frac{1}{2} \left( 1 + \frac{2kh}{\sinh 2kh} \right) \tag{3}$$

$$H_b = 0.14L \tanh(kh) \tag{4}$$

$$H_2 = \sqrt{\frac{\frac{1}{8} \rho g H_1^2 c_1 n_1 - D_{B1} \Delta X}{\frac{1}{8} \rho g c_2 n_2}} \tag{5}$$

$$D_B = 0.15 \frac{\rho g c_g}{8h} [H^2 - (0.4h)^2] \tag{6}$$

$$S_{xx} = E \left( 2n - \frac{1}{2} \right) = \frac{1}{8} \rho g H^2 \left( 2n - \frac{1}{2} \right) \tag{7}$$

$$\bar{\eta}_2 = \bar{\eta}_1 - \frac{S_{xx,2} - S_{xx,1}}{\rho g h_1} \tag{8}$$

$$h = d + \bar{\eta} \tag{9}$$

ขั้นตอนการคำนวณการเปลี่ยนแปลงรูปร่างของคลื่น (Wave transformation) และการยกตัวของคลื่น (Wave setup) เป็นดังนี้

วิธีการทำซ้ำ รอบที่ 1

- 1) สมมติความลึกน้ำเฉลี่ยมีค่าเท่ากับความลึกน้ำนิ่ง ( $h_a = d$ ) สำหรับทุกสถานี
- 2) สำหรับ  $X = 5.0$  m โจทย์กำหนดค่า  $H$  และ  $\bar{\eta}$  ให้แล้ว คำนวณหา  $k, c, n, H_b, D_B$  และ  $S_{xx}$  จากสมการ (1) ถึง (4) และสมการ (6) ถึง (7) ตามลำดับ
- 3) สำหรับค่า  $X$  อื่น คำนวณหา คำนวณหา  $k, c, n, H_b, D_B, S_{xx}$  และ  $\bar{\eta}$  จากสมการ (1) ถึง (7) ตามลำดับ

การคำนวณการยกตัวของคลื่นในการทำซ้ำ รอบที่ 1 ดังแสดง

$X$	$h_a$	$k$	$c$	$n$	$H_b$	$H_c$	$D_B$	$S_{xx}$	$\bar{\eta}_a$
5.0	0.200	2.322	1.353	0.935	0.16	<b>0.140</b>	0.00	32.88	<b>0.000</b>
4.6	0.180	2.439	1.288	0.941	0.15	0.143	0.00	34.62	-0.001
4.2	0.160	2.578	1.218	0.947	0.13	0.147	23.03	36.69	-0.002
3.8	0.140	2.747	1.144	0.954		0.126	18.17	27.29	0.004
3.4	0.120	2.957	1.063	0.960		0.105	13.75	19.33	0.010

วิธีการทำซ้ำ รอบที่ 2

- 1) คำนวณค่าความลึกทุกสถานีใหม่ โดย  $h_b = d + \bar{\eta}_a$
- 2) สำหรับ  $X = 5.0$  m โจทย์กำหนดค่า  $H$  และ  $\bar{\eta}$  ให้แล้ว คำนวณหา  $k, c, n, H_b, D_B$  และ  $S_{xx}$  จากสมการ (1) ถึง (4) และสมการ (6) ถึง (7) ตามลำดับ
- 3) สำหรับค่า  $X$  อื่น คำนวณหา คำนวณหา  $k, c, n, H_b, D_B, S_{xx}$  และ  $\bar{\eta}$  จากสมการ (1) ถึง (7) ตามลำดับ

การคำนวณการยกตัวของคลื่นในการทำซ้ำ รอบที่ 2 ดังแสดง

$X$	$h_a$	$k$	$c$	$n$	$H_b$	$H_c$	$D_B$	$S_{xx}$	$\bar{\eta}_a$
5.0	0.200	2.322	1.353	0.935	0.16	<b>0.140</b>	0.00	32.88	<b>0.000</b>
4.6	0.180	2.439	1.288	0.941	0.15	0.143	0.00	34.62	-0.001
4.2	0.160	2.578	1.218	0.947	0.13	0.147	23.03	36.69	-0.002
3.8	0.140	2.747	1.144	0.954		0.126	18.17	27.29	0.004
3.4	0.120	2.957	1.063	0.960		0.105	13.75	19.33	0.010

วิธีการทำซ้ำ รอบที่ 3

- 1) คำนวณค่าความลึกทุกสถานีใหม่ โดย  $h_b = d + \bar{\eta}_a$
- 2) สำหรับ  $X = 5.0$  m โจทย์กำหนดค่า  $H$  และ  $\bar{\eta}$  ให้แล้ว คำนวณหา  $k, c, n, H_b, D_B$  และ  $S_{xx}$  จากสมการ (1) ถึง (4) และสมการ (6) ถึง (7) ตามลำดับ
- 3) สำหรับค่า  $X$  อื่น คำนวณหา คำนวณหา  $k, c, n, H_b, D_B, S_{xx}$  และ  $\bar{\eta}$  จากสมการ (1) ถึง (7) ตามลำดับ

การคำนวณการยกตัวของคลื่นในการทำซ้ำ รอบที่ 3 ดังแสดง

$X$	$h_a$	$k$	$c$	$n$	$H_b$	$H_c$	$D_B$	$S_{xx}$	$\bar{\eta}_a$
5	0.200	2.322	1.353	0.935	0.16	<b>0.140</b>	0.00	32.88	0.000
4.6	0.179	2.445	1.285	0.941	0.15	0.143	0.00	34.71	-0.001
4.2	0.158	2.595	1.211	0.948	0.13	0.147	23.53	36.94	-0.002
3.8	0.144	2.706	1.161	0.952		0.124	17.06	26.62	0.004
3.4	0.130	2.846	1.104	0.957		0.104	12.27	18.91	0.010

วิธีการทำซ้ำ รอบที่ 4

- 1) คำนวณค่าความลึกทุกสถานีใหม่ โดย  $h_b = d + \bar{\eta}_a$
- 2) สำหรับ  $X = 5.0$  m โจทย์กำหนดค่า  $H$  และ  $\bar{\eta}$  ให้แล้ว คำนวณหา  $k, c, n, H_b, D_B$  และ  $S_{xx}$  จากสมการ (1) ถึง (4) และสมการ (6) ถึง (7) ตามลำดับ
- 3) สำหรับค่า  $X$  อื่น คำนวณหา คำนวณหา  $k, c, n, H_b, D_B, S_{xx}$  และ  $\bar{\eta}$  จากสมการ (1) ถึง (7) ตามลำดับ

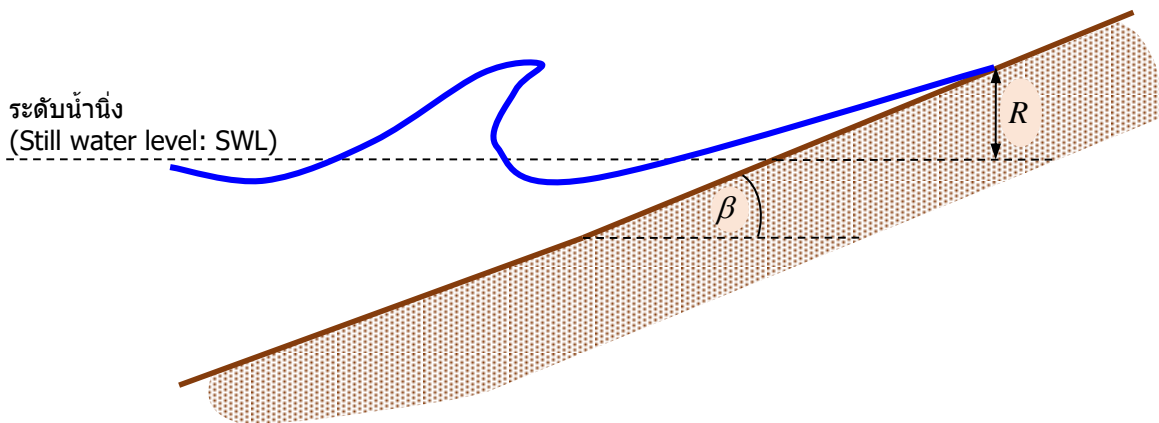
การคำนวณการยกตัวของคลื่นในการทำซ้ำ รอบที่ 3 ดังแสดง

$X$	$h_a$	$k$	$c$	$n$	$H_b$	$H_c$	$D_B$	$S_{xx}$	$\bar{\eta}_a$
5	0.200	2.322	1.353	0.935	0.16	<b>0.140</b>	0.00	32.88	<b>0.000</b>
4.6	0.179	2.445	1.285	0.941	0.15	0.143	0.00	34.71	-0.001
4.2	0.158	2.595	1.211	0.948	0.13	0.147	23.54	36.94	-0.002
3.8	0.144	2.706	1.161	0.952		0.124	17.05	26.61	0.004
3.4	0.130	2.846	1.104	0.957		0.104	12.27	18.91	0.010

การคำนวณในรอบที่ 3 และรอบที่ 4 พบว่า ค่าการยกตัวของคลื่นและความสูงคลื่นไม่เปลี่ยนแปลงอย่างมีนัยสำคัญ ดังนั้นผลการคำนวณในรอบที่ 4 ถือเป็นคำตอบสุดท้ายของการยกตัวของคลื่น ตอบ

### 5.7 การซัดขึ้นของคลื่น (Wave Runup)

เมื่อคลื่นเคลื่อนเข้าสู่ชายฝั่ง พลังงานส่วนใหญ่จะสูญเสียไปในเขตคลื่นแตกตัว (Surf zone) ส่วนพลังงานที่เหลือจะถูกเปลี่ยนเป็นพลังงานศักย์ในรูปของการซัดขึ้นของคลื่น (Wave runup) บนชายหาด การกระทำนี้เป็นสาเหตุสำคัญของการกัดเซาะเนินทรายและชายหาด ความสูงคลื่นซัด (Wave runup height,  $R$ ) หมายถึง ระยะทางในแนวดิ่งที่วัดจากระดับน้ำนิ่งไปจนถึงระดับสูงสุดของการซัดขึ้นของคลื่นบนชายหาด (ดูภาพที่ 5.9)



ภาพที่ 5.9 นิยามของการซัดขึ้นของคลื่น (Wave runup) และความสูงคลื่นซัด

ค่าความสูงคลื่นซัด เป็นพารามิเตอร์สำคัญในการออกแบบโครงสร้างชายฝั่งและการวิเคราะห์กระบวนการชายฝั่งทะเล (Coastal processes) เช่น การกำหนดระดับสันเขื่อน (rest level) ที่เหมาะสม การกำหนดขอบเขตบนของรูปตัดชายหาดในแบบจำลองการเปลี่ยนรูปชายฝั่ง การกำหนดแนวถอยร่นชายฝั่ง (Setback line) เพื่อจำกัดพื้นที่สำหรับสิ่งก่อสร้างหรือโครงสร้างพื้นฐานต่าง ๆ

ค่าความสูงคลื่นซัดขึ้นอยู่กับหลายปัจจัย เช่น ความลาดชันและรูปร่างชายหาด ความสูงและคาบคลื่นที่เข้ากระทบ ประเภทของคลื่นแตกตัว การสะท้อนของคลื่น ความขรุขระ ความพรุน และการซึมผ่านของ

ผิวชายหาด และระดับน้ำใต้ดิน ด้วยปัจจัยที่เกี่ยวข้องจำนวนมากเหล่านี้ การคำนวณหาความสูงคลื่นชัดตามทฤษฎีทางพลศาสตร์ของไหลให้แม่นยำเป็นไปได้จำกัด การประมาณค่าความสูงคลื่นชัดมักอาศัยสมการเชิงประสพการณ์ (Empirical formulas) ที่ได้จากข้อมูลการทดลอง

### 5.7.1 สูตรความสูงคลื่นชัดบนพื้นเอียงผิวเรียบ (Wave runup formulas on smooth slope)

สมการเชิงประสพการณ์เพื่อประมาณค่าความสูงคลื่นชัดในยุคแรกเริ่มต้นจากการทดลองในห้องปฏิบัติการซึ่งจำลองคลื่นชัดบนพื้นเอียงหรือชายหาดจำลองผิวเรียบ สูตรความสูงคลื่นชัดที่นิยมใช้ได้แก่

ก) Hunt (1959) นำเสนอสูตรคำนวณความสูงคลื่นบนชายหาดเรียบที่ไม่ซึมน้ำซึ่งวิเคราะห์จากข้อมูลในห้องปฏิบัติการ โดยแสดงเป็นฟังก์ชันของความลาดชันชายหาด ความสูงคลื่นเข้ากระทบ และคาบคลื่น Battjes (1975) ได้เขียนสูตรนี้ใหม่ให้อยู่ในรูปของพารามิเตอร์ความคล้ายคลึงของการแตกตัว (Surf similarity parameter) ดังนี้

$$R = \frac{m_b}{\sqrt{H_o / L_o}} H_o = \xi_o H_o \quad (5.77)$$

เมื่อ  $\xi_o = m_b / \sqrt{H_o / L_o}$  คือ พารามิเตอร์ความคล้ายคลึงการแตกตัวของคลื่น,  $m_b = \tan \beta$  คือ ความลาดชันของชายหาด,  $\beta$  คือ มุมของชายหาด,  $H_o$  คือ ความสูงคลื่นในน้ำลึก,  $L_o$  ความยาวคลื่นในน้ำลึก

บ) Walton et al. (1989) ปรับสูตรของ Hunt เพื่อให้ใช้ได้กับชายฝั่งที่มีความลาดชันสูง โดยแทนค่าความลาดชัน หรือ  $\tan \beta$  ในพารามิเตอร์ความคล้ายคลึงการแตกตัวด้วยค่า  $\sin \beta$  จะได้

$$R = \frac{\sin \beta}{\sqrt{H_o / L_o}} H_o \quad (5.78)$$

สูตรนี้ได้รับการตรวจสอบด้วยข้อมูลจากห้องปฏิบัติการจากสองแหล่งการทดลอง ซึ่งใช้พื้นเอียงที่มีความลาดชันตั้งแต่ 1/10 จนถึงกำแพงแนวตั้ง

ค) Smith and Kraus (1990) ทำการทดลองในห้องปฏิบัติการเพื่อศึกษาการเปลี่ยนแปลงของคลื่นรวมถึงการชัดขึ้นของคลื่นบนชายหาดเรียบ ชายหาดมีสันดอน (Barred beach) และชายหาดมีแนวปะการัง (Reefed beach) พบว่า สันดอนมีอิทธิพลต่อความสูงคลื่นชัดน้อยมาก และสูตรของ Hunt ให้ค่ามากเกินไปจริง จึงเสนอสูตรที่เหมาะสมกว่า คือ

$$R = 0.76 \frac{m_b}{\sqrt{H_o / L_o}} H_o = 0.76 \xi_o H_o \quad (5.79)$$

โดยที่  $m_b$  คือ ความลาดชันชายหาด (ไม่ใช่ความลาดชันสันดอน)

### 5.7.2 สูตรความสูงคลื่นซัดบนพื้นเอียงผิวไม่เรียบ

#### (Wave runup formulas on non-smooth slope)

การศึกษาความสูงคลื่นซัดในหัวข้อย่อย 5.7.1 ส่วนใหญ่เป็นการศึกษาเกี่ยวกับความสูงคลื่นซัดบนพื้นเอียงผิวเรียบและน้ำซึมผ่านไม่ได้ นอกจากการศึกษาความสูงคลื่นซัดบนพื้นเอียงผิวเรียบแล้วยังมีการศึกษาความสูงคลื่นซัดบนพื้นเอียงผิวขรุขระด้วย เช่น Van der Meer and Stam (1992) ทำการทดลองความสูงคลื่นซัดบนพื้นเอียงที่วางด้วยหินเป็นชั้น ๆ ทั้งหมด 4 ลักษณะการเรียง พร้อมทั้งแนะนำค่าแฟกเตอร์การซึมผ่านที่แตกต่างกันสำหรับใช้พยากรณ์ความสูงคลื่นซัด Shankar and Jayaratne (2003) ได้ทดลองหาความสูงคลื่นซัดบนพื้นเอียงที่เป็นลาดตาข่ายและกรวด Neelamani and Sandhya (2004) ทำการทดลองเกี่ยวกับความสูงคลื่นซัดโดยใช้พื้นเอียงผิวขรุขระแบบผิวยื่นสลับฟันปลา (Serrated) และผิวหลุมสลับฟันปลา (Dentated) เป็นต้น

ชุดการศึกษาของธรรมบุญ รัศมีมาสเมือง (Rasmeemasuang, 2010; Rasmeemasuang et al., 2014; ธรรมบุญ รัศมีมาสเมือง และคณะ, 2553; ธรรมบุญ รัศมีมาสเมือง, 2554; วณิชย์ ชื่นใจ และคณะ, 2556; ณัฐพงษ์ ลิ้มกุล และคณะ, 2557) ที่เกี่ยวกับการทดลองความสูงคลื่นซัดของคลื่นแบบสม่ำเสมอบนพื้นเอียงผิวไม่เรียบแบบต่าง ๆ ได้แก่ พื้นเอียงหินเรียง (Rock slopes) พื้นเอียงขั้นบันได (Stepped slopes) พื้นเอียงถุงทราย (Sand-bag slopes) และพื้นเอียงก้อนลูกบาศก์ (Cube slopes) ดังภาพที่ 5.10 ได้นำข้อมูลในการทดสอบมาสร้างสมการเชิงประสพการณ์ในการพยากรณ์ความสูงคลื่นซัด สมการความสูงคลื่นซัดบนพื้นเอียงผิวไม่เรียบดังกล่าวเป็นฟังก์ชันของตัวแปรไร้มิติ (Dimensionless parameters) กล่าวคือ ความสูงคลื่นซัดสัมพันธ์กับความสูงคลื่น (Relative wave run-up height;  $R/H$ ) เป็นฟังก์ชันของความชันของคลื่น (Wave steepness;  $H/L$ ) และความลาดชันของหาดหรือโครงสร้างพื้นเอียง (Beach or Structure slope;  $\tan \beta$ ) ซึ่งสามารถรวมอยู่ในรูปของพารามิเตอร์ความคล้ายคลึงการแตกตัว หรือ Surf similarity parameter  $\zeta = \tan \beta / \sqrt{H/L}$  เช่นเดียวกับสมการ (5.77) และ (5.79) นอกจากตัวแปรไร้มิติพื้นฐานแล้ว ผลกระทบเนื่องจากความขรุขระของผิวพื้นเอียงได้ถูกนำไปพิจารณาในสมการผ่านค่าความสูงขรุขระของผิวสัมพันธ์กับความสูงคลื่น (Relative roughness height;  $h_r/H$ ) ดังแสดง

$$\frac{R}{H} = f^n \left( \frac{H}{L}, \tan \beta, \frac{h_r}{H} \right) \quad (5.80)$$

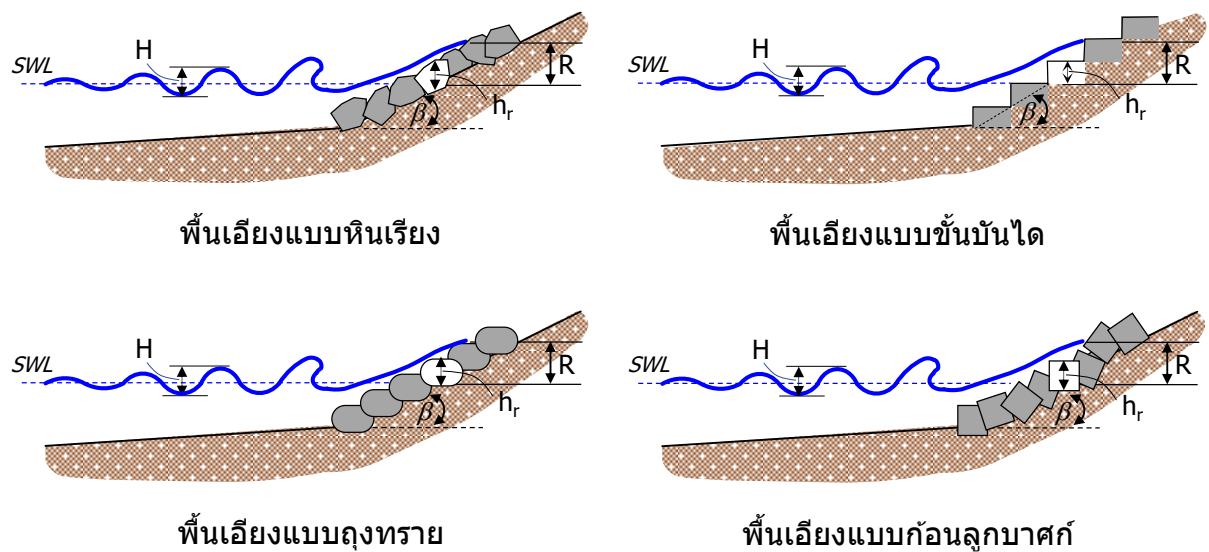
เมื่อ  $h_r$  คือ ความสูงขรุขระของผิวพื้นเอียง (Roughness height) โดยให้นิยามดังภาพที่ 5.10 จากนั้นสร้างสมการเชิงประสพการณ์ในรูปแบบของสมการเลขยกกำลัง จะได้

$$\frac{R}{H} = a_1 \zeta^{b_1} \left[ 1 - a_2 \left( \frac{h_r}{H} \right)^{b_2} \right] \quad (5.81)$$

ค่าของ  $a_1$ ,  $a_2$ ,  $b_1$  และ  $b_2$  สำหรับพื้นเอียงแบบต่าง ๆ แสดงไว้ดังตารางที่ 5.4 พร้อมช่วงค่าที่ใช้ในการทดลอง หรือช่วงค่าแนะนำสำหรับการใช้สมการ (5.81) สำหรับค่า  $\beta$ ,  $H/L$ , และ  $h_r/H$

ตารางที่ 5.4 พารามิเตอร์เชิงประสบการณ์สำหรับสูตรความสูงคลื่นซัดบนพื้นเอียงผิวไม่เรียบ

ชนิดของพื้นเอียง	$a_1$	$b_1$	$a_2$	$b_2$	$\beta$	$H/L$	$h_r/H$
แบบหินเรียง	0.98	0.94	0.53	0.12	$15^\circ - 25^\circ$	0.01 - 0.14	0.30 - 3.0
แบบชั้นบันได	0.98	0.94	0.46	0.12	$14^\circ - 27^\circ$	0.01 - 0.19	0.17 - 3.0
แบบถู่ทราย	0.98	0.94	0.34	0.15	$15^\circ - 25^\circ$	0.01 - 0.14	0.15 - 1.7
แบบก้อนลูกบาศก์	0.98	0.94	0.50	0.64	$15^\circ - 25^\circ$	0.01 - 0.07	0.57 - 3.4



ภาพที่ 5.10 คลื่นซัดบนพื้นเอียงผิวไม่เรียบ

สมการ (5.81) สามารถประยุกต์ใช้กับกรณีพื้นเรียบได้ด้วย เมื่อค่าความสูงขรุขระของผิวเท่ากับศูนย์ ค่า  $h_r/H$  จะเท่ากับศูนย์ และพจน์  $[1 - a_2(h_r/H)^{b_2}]$  จะเท่ากับ 1 ทำให้สมการสามารถใช้กับกรณีพื้นเอียงผิวเรียบได้ด้วย สังเกตว่าสมการ (5.81) เมื่อลดรูปสำหรับกรณีพื้นเอียงผิวเรียบแล้ว เปรียบเทียบกับสมการ (5.77) ของ Hunt (1959) แล้ว ค่า  $a_1$  และ  $b_1$  ของสมการ (5.81) ไม่เท่ากับศูนย์ เนื่องจากสมการ (5.81) ใช้ความสูงคลื่นบริเวณตีนของโครงสร้างหรือพื้นเอียง ซึ่งมักมีค่ามากกว่าความสูงคลื่นบริเวณน้ำลึกที่ใช้ในสมการ (5.77)

**ตัวอย่างที่ 5.8** คลื่นเคลื่อนที่ในแนวตั้งฉากเข้าหาชายหาดแบบเรียบที่มีความลาดชัน 1/10 ถ้าความสูงคลื่นเข้ากระทบ ( $H_i$ ) เท่ากับ 0.18 m คาบคลื่น ( $T$ ) เท่ากับ 2 s และความลึกน้ำ ( $h$ ) เท่ากับ 0.3 m จงหาความสูงคลื่นซัดโดยใช้สูตรของ Hunt (1959) และสูตร Walton et al. (1989)

**วิธีทำ**

ก) หาตัวแปรที่จำเป็นต้องใช้ในสูตรของ Hunt (1959) และสูตร Walton et al. (1989)  
จากความสัมพันธ์การแพร่กระจาย (Dispersion relation),

$$\sigma^2 = gk \tanh kh$$

$$\left(\frac{2\pi}{2}\right)^2 = 9.8k \tanh[k(0.30)]$$

ด้วยวิธีทำซ้ำ (Iteration) จะได้  $k = 1.930 \text{ m}^{-1}$

$$H_o = H \sqrt{\tanh kh \left(1 + \frac{2kh}{\sinh 2kh}\right)} = 0.18 \sqrt{\tanh(1.93(0.3)) \left(1 + \frac{2(1.93)0.3}{\sinh(2(1.93)0.3)}\right)} = 0.175 \text{ m}$$

$$L_o = \frac{gT^2}{2\pi} = \frac{9.8(2^2)}{2\pi} = 6.24 \text{ m}$$

$$\beta = \tan^{-1}\left(\frac{1}{10}\right) = 5.72^\circ$$

ข) คำนวณหาความสูงคลื่นซัดจากสูตรของ Hunt (1959)

$$R = \frac{m_b}{\sqrt{H_o/L_o}} H_o = \frac{0.1}{\sqrt{0.175/6.24}} 0.175 = 0.105 \text{ m}$$

ค) คำนวณหาความสูงคลื่นซัดจากสูตรของ Walton et al. (1989)

$$R = \frac{\sin \beta}{\sqrt{H_o/L_o}} H_o = \frac{\sin(5.72)}{\sqrt{0.175/6.24}} 0.175 = 0.104 \text{ m}$$

**ตอบ**

**ตัวอย่างที่ 5.9** จงหาความสูงคลื่นชดบนพื้นเอียงแบบขั้นบันไดลงชายหาดที่มีลูกตั้ง 30 cm ลูกนอน 60 cm โดยความสูงคลื่น ณ บริเวณโครงสร้าง ( $H$ ) เท่ากับ 0.70 m คาบคลื่น ( $T$ ) เท่ากับ 2 s ความลึกน้ำ ( $h$ ) เท่ากับ 0.5 m

**วิธีทำ**

คำนวณหาความยาวคลื่นจากสูตรของ Hunt (1979) หรือสมการที่ 3.29 (ดูตัวอย่างที่ 3.1) จะได้

$$(kh)^2 = y^2 + \frac{y}{1 + \sum_{n=1}^6 d_n y^n} \quad (i)$$

$$\sigma = \frac{2\pi}{T} = \frac{2\pi}{2} = 3.1416 \quad \text{s}^{-1} \quad (ii)$$

$$y = \frac{\sigma^2 h}{g} = \frac{(3.1416)^2 (0.5)}{9.81} = 0.5030 \quad (iii)$$

แทนค่า (iii) ลงใน (i) จะได้

$$(kh)^2 = y^2 + \frac{y}{1 + \sum_{n=1}^6 d_n y^n} = y^2 + \frac{y}{1 + d_1 y^1 + d_2 y^2 + d_3 y^3 + d_4 y^4 + d_5 y^5 + d_6 y^6} \quad (iv)$$

$$(kh)^2 = 0.6043$$

เลขคลื่น:  $k = \frac{\sqrt{0.6043}}{h} = \frac{\sqrt{0.6043}}{0.5} = 1.5547 \quad \text{m}^{-1}$

ความยาวคลื่น:  $k = \frac{2\pi}{L} \rightarrow L = \frac{2\pi}{k} = \frac{2\pi}{1.5547} = 4.04 \quad \text{m}$

คำนวณหาพารามิเตอร์ความคล้ายคลึงการแตกตัว เมื่อ  $\tan \beta$  คือ ความสูงลูกตั้งชั้นบันไดหารด้วยความยาวลูกนอนชั้นบันได

$$\xi = \frac{\tan \beta}{\sqrt{H/L}} = \frac{(0.30/0.60)}{\sqrt{0.70/4.04}} = 1.2014$$

แทนค่าตัวแปรลงสมการ (5.81) จะได้

$$\frac{R}{H} = a_1 \xi^{b_1} \left[ 1 - a_2 \left( \frac{h_r}{H} \right)^{b_2} \right] = 0.98 (1.2014)^{0.94} \left[ 1 - 0.46 \left( \frac{0.30}{0.70} \right)^{0.12} \right] = 0.68$$

ความสูงคลื่นชด  $R = 0.68H = 0.68(0.70) = 0.48 \quad \text{m}$

**ตอบ**

## 5.8 สรุปท้ายบทที่ 5 (Summary of Chapter 5)

บทที่ 5 อธิบายกระบวนการเปลี่ยนแปลงรูปร่างของคลื่นสม่ำเสมอเมื่อคลื่นเคลื่อนจากนอกชายฝั่งเข้าสู่เขตน้ำตื้นหรือเมื่อปะทะสิ่งกีดขวางต่าง ๆ ซึ่งส่งผลให้คลื่นมีลักษณะเปลี่ยนแปลงไปตามสภาพภูมิประเทศ ความลึกน้ำ และโครงสร้างที่พบในเส้นทางการเคลื่อนที่ของคลื่น กระบวนการสำคัญที่กล่าวถึงประกอบด้วย การเข้าสู่เขตน้ำตื้น การหักเห การสะท้อน การเลี้ยวเบน การแตกตัวของคลื่น และการสลายตัวหลังแตกตัว โดยแต่ละกระบวนการมีบทบาทสำคัญต่อผลกระทบที่เกิดขึ้นต่อชายฝั่ง

การเข้าสู่เขตน้ำตื้นเป็นปรากฏการณ์ที่คลื่นมีความสูงเปลี่ยนแปลงเมื่อความลึกน้ำลดลง เนื่องจากพลังงานคลื่นถูกบีบอัดให้เคลื่อนที่ช้าลง ทำให้ความสูงคลื่นเพิ่มขึ้นใกล้ชายฝั่ง หลักการอนุรักษ์ฟลักซ์พลังงาน ถูกนำมาใช้คำนวณการเปลี่ยนแปลงของความสูงคลื่น ซึ่งแสดงผ่านสัมประสิทธิ์การเข้าสู่เขตน้ำตื้น การหักเหของคลื่นอธิบายการเปลี่ยนทิศทางของแนวสันคลื่นเมื่อคลื่นเคลื่อนเข้าสู่บริเวณที่ความลึกน้ำไม่เท่ากัน ใช้กฎของสเนลล์ในการวิเคราะห์ ทำให้คลื่นค่อย ๆ หมุนตัวตั้งฉากกับแนวชายฝั่งมากขึ้น

การสะท้อนของคลื่นเกิดขึ้นเมื่อคลื่นปะทะโครงสร้างหรือชายฝั่งที่ลาดชัน ทำให้มีคลื่นสะท้อนกลับ โดยคำนวณจากสัมประสิทธิ์การสะท้อนซึ่งขึ้นอยู่กับชนิดของโครงสร้าง ส่วนการเลี้ยวเบนของคลื่นเกิดหลังสิ่งกีดขวาง เช่น เขื่อนกันคลื่นไม่ติดฝั่ง ทำให้พลังงานบางส่วนแพร่กระจายเข้าไปยังเขตกำบัง สามารถประเมินได้จากสัมประสิทธิ์การเลี้ยวเบนหรือใช้แบบจำลองเชิงตัวเลข

ท้ายที่สุด การแตกตัวของคลื่นเป็นกระบวนการที่คลื่นชั้นขึ้นจนไม่สามารถทรงตัวได้ ทำให้แตกและปลดปล่อยพลังงานอย่างรุนแรง ซึ่งมีผลต่อการเคลื่อนตัวของตะกอนและแรงกระทำต่อโครงสร้าง โดยสามารถแบ่งชนิดคลื่นแตกตัวเป็นแบบคลื่น แบบม้วนตัว และแบบโถมซัด ภายหลังจากการแตกตัวบริเวณชายฝั่งจะทำให้เกิดการยกตัวของระดับน้ำหลังคลื่นแตกตัวซึ่งเรียกว่า การยกตัวของคลื่น และบทนี้ยังอธิบายการซัดขึ้นคลื่นซึ่งเป็นการเปลี่ยนแปลงพลังงานคลื่นหลังการแตกตัวเป็นพลังงานศักย์ในรูปของความสูงคลื่นซัด นอกจากนี้ยังนำเสนอความสูงคลื่นซัดบนพื้นเอียงผิวเรียบและผิวไม่เรียบด้วย

ทั้งหมดนี้เป็นพื้นฐานสำคัญสำหรับการออกแบบงานวิศวกรรมชายฝั่งและการวิเคราะห์กระบวนการชายฝั่งอย่างมีประสิทธิภาพ

## คำถามท้ายบทที่ 5

- 5.1 คลื่นน้ำลึกที่มีความยาวคลื่น ( $L_o$ ) เท่ากับ 76.5 m และความสูง ( $H_o$ ) เท่ากับ 1.5 m เคลื่อนที่ในแนวตั้งฉากเข้ากระทบชายหาดที่มีความลาดน้อยเป็นเส้นตรง จงหาความสูงคลื่น ณ ตำแหน่งนอกชายฝั่งที่มีความลึกน้ำเท่ากับ 5 m
- 5.2 คลื่นน้ำลึกที่มีความยาวคลื่น ( $L_o$ ) เท่ากับ 76.5 m และความสูง ( $H_o$ ) เท่ากับ 1.5 m เคลื่อนที่ในแนวเฉียงทำมุม 30 องศา เข้ากระทบชายหาดที่มีความลาดน้อยเป็นเส้นตรง จงหาความสูงคลื่น ณ ตำแหน่งนอกชายฝั่งที่มีความลึกน้ำเท่ากับ 5 m
- 5.3 คลื่นเข้ากระทบที่มีคาบคลื่น ( $T$ ) เท่ากับ 8 m และความสูง ( $H_i$ ) เท่ากับ 2.5 m คลื่นที่เข้าชนเชื่อมกันคลื่นที่มีชั้นเกราะด้วยโดลอส (Dolos-armored breakwater) ซึ่งก่อสร้างอยู่ที่บริเวณใกล้ฝั่งที่มีความลึกน้ำเท่ากับ 4 m จงหาความสูงคลื่นสะท้อน ในกรณี ก) ความลาดชันด้านหน้าของเชื่อมกันคลื่นเท่ากับ  $1/1.5$  และ ข) ความลาดชันด้านหน้าของเชื่อมกันคลื่นเท่ากับ  $1/3$
- 5.4 คลื่นน้ำลึกเคลื่อนที่ในแนวตั้งฉากเข้ากระทบชายหาดที่มีความลาดชันน้อยเป็นเส้นตรง วัดความสูงได้เท่ากับ 5 m คาบคลื่นเท่ากับ 8.5 s และทำมุม 45 องศา สมมติว่าทฤษฎีคลื่นเชิงเส้นตรงสามารถประยุกต์ใช้ได้และไม่ต้องพิจารณาการสะท้อนและการสูญเสียพลังงาน ให้ใช้เกณฑ์การแตกตัวแบบง่าย  $H = 0.8h$  และจงหาความลึกน้ำ ความสูงคลื่น และมุมของคลื่น ณ ตำแหน่งแตกตัว
- 5.5 ขบวนการคลื่นเคลื่อนที่โดยมีมุมเอียงเข้ากระทบพื้นเอียงที่มีความลาดน้อยเป็นเส้นตรง ตารางที่กำหนดให้แสดงค่าระยะทางจากเส้นชายฝั่ง ความลึกน้ำ ตัวเลขคลื่น และความเร็วกลุ่มของคลื่น หากความสูงคลื่นเข้ากระทบ  $H_i$  เท่ากับ 0.18 m คาบคลื่น  $T$  เท่ากับ 3 s และมุมของคลื่น  $\theta_i$  เท่ากับ 45 องศา ให้ใช้สูตรหา  $D_B$  ของ Rattanapitikon and Shibayama (1996) และสูตรความสูงคลื่นแตกตัวของ Miche (1944) จงหาการเปลี่ยนแปลงความสูงคลื่นตลอดแนวที่กำหนดให้

$X$ (m)	$h$ (m)	$k$ (1/m)	$c$ (m/s)	$n$
5.0	0.30	1.249	1.676	0.956
4.5	0.25	1.364	1.536	0.963
4.0	0.20	1.519	1.379	0.971
3.5	0.15	1.747	1.199	0.978
3.0	0.10	2.132	0.983	0.985

5.6 คลื่นที่มีความสูง ( $H_i$ ) เท่ากับ 0.150 m และคาบคลื่น ( $T$ ) เท่ากับ 3 s เคลื่อนที่ด้วยมุม ( $\alpha_i$ ) 40 องศาเข้ากระทบพื้นเอียงที่มีความลาดเอียงน้อยเป็นเส้นตรง ตารางที่กำหนดให้แสดงระยะทาง ความลึกน้ำ ตัวเลขคลื่น ความเร็วเฟส และ  $n$  ให้ใช้สูตรหา  $D_B$  ของ Rattanapitikon and Shibayama (2003) และสูตรความสูงคลื่นแตกตัวของ Miche (1944) จงหาการเปลี่ยนแปลงความสูงคลื่นตลอดแนวที่กำหนดให้

$X$ (m)	$h$ (m)	$k$ (1/m)	$c$ (m/s)	$n$
5.0	0.30	1.249	1.676	0.956
4.5	0.25	1.364	1.536	0.963
4.0	0.20	1.519	1.379	0.971
3.5	0.15	1.747	1.199	0.978
3.0	0.10	2.132	0.983	0.985
2.5	0.05	3.003	0.697	0.993

5.7 ตารางที่กำหนดให้แสดงระยะทาง ความลึกน้ำ ตัวเลขคลื่น ความเร็วเฟส  $n$  และความสูงคลื่น จงคำนวณหาการยกตัวของคลื่นตลอดแนวที่กำหนดให้

$X$ (m)	$h$ (m)	$k$ (1/m)	$c$ (m/s)	$n$	$H$ (m)
5.0	0.30	1.249	1.676	0.956	0.200
4.5	0.25	1.364	1.536	0.963	0.208
4.0	0.20	1.519	1.379	0.971	0.219
3.5	0.15	1.747	1.199	0.978	0.192
3.0	0.10	2.132	0.983	0.985	0.157
2.5	0.05	3.003	0.697	0.993	0.101

## เอกสารอ้างอิงบทที่ 5

- ณัฐพงษ์ ลิ้มกุล, ผาปกัน ชัยงาม, วณิชย์ ชื่นใจ และธรรมนุญ รัศมีมาสเมือง, 2557. สมการเชิงประสพการณ์ สำหรับหาความสูงคลื่นชดบนกำแพงกันคลื่นริมฝั่งแบบหินเรียง. เอกสารประกอบการประชุมวิชาการ วิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 19, ขอนแก่น. หน้า 2720-2724.
- ธรรมนุญ รัศมีมาสเมือง, เอกพล คำชมภู และภาณุ แสงเพ็ชร, 2553. ความสูงคลื่นชดบนพื้นเอียงผิวขรุขระ. เอกสารประกอบการประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 15, อุบลราชธานี.
- ธรรมนุญ รัศมีมาสเมือง, 2554. สมการเชิงประสพการณ์อย่างง่ายสำหรับหาความสูงคลื่นชดบนพื้นเอียงผิวเรียบ และผิวหยาบ. เอกสารประกอบการประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 16, ชลบุรี.
- วณิชย์ ชื่นใจ, นำพล พลเยี่ยม, สิทธิพงษ์ เพ็ชรฉวาง และธรรมนุญ รัศมีมาสเมือง, 2556. ความสูงคลื่นชดบนพื้นเอียงแบบชันบันได. วารสารวิจัยและพัฒนา มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี. 36(3), หน้า 329-340.
- Allsop, N.W.H. & Hettiarachchi, S.S.L., 1988. Reflection from coastal structures. In: Proc. 21st Coastal Engineering Conf., ASCE, pp. 782-794.
- Battjes, J.A., 1974. Surf similarity. In: Proc. 14th Coastal Engineering Conf., ASCE, pp. 421-479.
- Battjes, J.A. & Janssen, J.P.F.M., 1978. Energy loss and set-up due to breaking of random waves. In: Proc. 16th Coastal Engineering Conf., ASCE, pp. 569-589.
- Battjes, J.A. & Stive, M.J.F., 1985. Calibration and verification of a dissipation model for random breaking waves. J. Geophysical Research, 90(C5), pp. 9159-9167.
- Collins, J.I. & Weir, W., 1969. Probabilities of wave characteristics in the surf zone. Tetra Tech. Report, TC-149, Pasadena, California, USA.
- Cox, D.T. & Kobayashi, N., 1997. Kinematic undertow model with logarithmic boundary layer. J. Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering, ASCE 123(6), pp. 354-360.
- Cox, D.T., Kobayashi, N. & Okayasu, A., 1994. Vertical variations of fluid velocities and shear stress in surf zones. In: Proc. 24th Coastal Engineering Conf., ASCE, pp. 98-112.
- Dally, W.R., Dean, R.G. & Dalrymple, R.A., 1985. Wave height variation across beach of arbitrary profile. J. Geophysical Research, 90(C6), pp. 11917-11927.
- Dean, R.G. & Dalrymple, R.A., 1984. Water Wave Mechanics for Engineers and Scientists. Prentice-Hall, Inc.
- Deigaard, R., Justesen, P. & Fredsoe, J., 1991. Modelling of undertow by a one-equation turbulence model. Coastal Engineering, 15, pp. 431-458.
- Galvin, C.J., 1969. Breaker travel and choice of design wave height. J. Waterways and Harbors Division, ASCE 95(2), pp. 175-200.

- Goda, Y., 1970. A synthesis of breaker indices. Transactions of the Japan Society of Civil Engineers, 2, pp. 227-230.
- Goda, Y., Takayama, T. & Suzuki, Y., 1978. Diffraction diagrams for directional random waves. In: Proc. 16th Coastal Engineering Conf., ASCE, pp. 628-650.
- Gourlay, M.R., 1992. Wave set-up, wave run-up and beach water table: Interaction between surf zone hydraulics and groundwater hydraulics. Coastal Engineering, 17, pp. 93-144.
- Hansen, J.B., 1990. Periodic waves in the surf zone: Analysis of experimental data. Coastal Engineering, 14, pp. 19-41.
- Hansen, J.B. & Svendsen, I.A., 1979. Regular waves in shoaling water experimental data. Series paper No. 21, Institute of Hydrodynamics and Hydraulic Engineering, Technical University of Denmark, Denmark.
- Hansen, J.B. & Svendsen, I.A., 1984. A theoretical and experimental study of undertow. In: Proc. 19th Coastal Engineering Conf., ASCE, pp. 2246-2262.
- Hattori, M. & Aono, T., 1985. Experimental study on turbulence structures under breaking waves. Coastal Engineering in Japan, JSCE 28, pp. 97-116.
- Horikawa, K. & Kuo, C.T., 1966. A study of wave transformation inside the surf zone. In: Proc. 10th Coastal Engineering Conf., ASCE, pp. 217-233.
- Hunt, I.A., 1959. Design of seawalls and breakwaters. J. Waterways and Harbors Division, 85(3), pp 123-152.
- Hurue, M., 1990. Two-Dimensional Distribution of Undertow due to Irregular Waves. B.Eng. Thesis, Department of Civil Engineering, Yokohama National University, Japan (in Japanese).
- Hwang, L.S. & Divoky, D., 1970. Breaking wave setup and decay on gentle slopes. In: Proc. 12th Coastal Engineering Conf., ASCE, pp. 377-389.
- Hwung, H.H., Chyan, J.M. & Chung, Y.C., 1992. Energy dissipation and air bubbles mixing inside surf zone. In: Proc. 23rd Coastal Engineering Conf., ASCE, pp. 308-321.
- Isobe, M., 1985. Calculation and application of first-order cnoidal wave theory. Coastal Engineering, 9(4), pp. 309-325.
- Iversen, H.W., 1952. Laboratory study of breakers. Gravity Waves, Circular 52, US Bureau of Standards, pp. 9-32.
- Iwagaki, Y., Sakai, T., Tsukioka, K. & Sawai, N., 1974. Relationship between vertical distribution of water particle velocity and type of breakers on beaches. Coastal Engineering in Japan, JSCE 17, pp. 51-58.

- Kajima, R., Shimizu, T., Maruyama, K. & Saito, S., 1983. On-offshore Sediment Transport Experiment by Using Large Scale Wave Flume. Collected Data No. 1-8, Central Research Institute of Electric Power Industry, Japan (in Japanese).
- Kamphuis, J.W., 1991. Incipient wave breaking. *Coastal Engineering*, 15, pp. 185-203.
- Komar, P.D. & Gaughan, M.K., 1972. Airy wave theory and breaker height prediction. In: Proc. 13rd Coastal Engineering Conf., ASCE, pp. 405-418.
- Kraus, N.C. & Smith, J.M., 1994. SUPERTANK Laboratory Data Collection Project. Technical Report CERC-94-3, Waterways Experiment Station, US Army Corps of Engineers, Vol. 1-2.
- Larson, M. & Kraus, N.C., 1989. SBEACH: Numerical Model for Simulating Storm-Induced Beach Change. Technical Report CERC-89-9, Waterways Experiment Station, US Army Corps of Engineers.
- Le Mehaute, B., 1962. On non-saturated breakers and the wave run-up. In: Proc. 8th Coastal Engineering Conf., ASCE, pp. 77-92.
- Le Mehaute, B. & Koh, R.C.Y., 1967. On the breaking of waves arriving at an angle to the shore. *J. Hydraulic Research*, 5(1), pp. 67-88.
- Longuet-Higgins, M.S. & Stewart, R.W., 1964. Radiation stresses in water waves: a physical discussion with applications. *Deep Sea Research*, 11(4), pp. 529-562.
- Madsen, O.S., 1976. Wave climate of the continental margin: Elements of its mathematical description. D.J. Stanley & D.J.P. Swift (Editors), *Marine Sediment Transport in Environmental Management*. Wiley, New York, pp. 65-87.
- McCowan, J., 1894. On the highest waves of a permanent type. *Philosophical Magazine*, Edinburgh 38, 5th Series, pp. 351-358.
- Miche, R., 1944. Mouvements ondulatoires des mers en profondeur constante on décroissante. *Ann. des Ponts et Chaussees*, Ch.114, pp.131-164, 270-292, and 369-406.
- Mizuguchi, M., 1980. An heuristic model of wave height distribution in surf zone. In: Proc. 17th Coastal Engineering Conf., ASCE, pp. 278-289.
- Nadaoka, K., Kondoh, T. & Tanaka, N., 1982. The structure of velocity field within the surf zone revealed by means of laser-doppler anemometry. Report of the Port and Harbour Research Institute, 21(2), pp. 50-102 (in Japanese).
- Nagayama, S., 1983. Study on the Change of Wave Height and Energy in the Surf zone. Bach. Thesis, Civil Engineering, Yokohama National University, Japan, pp. 24-35 (in Japanese).
- Neelamani, S. and Sandhya, N., 2004. Wave reflection, run-up, run-down and pressures on plane, dentated and serrated seawalls. *Coastal Engineering Journal*, 46, pp. 141-170.

- Ogawa, Y. & Shuto, N., 1984. Run-up of periodic waves on beaches of non-uniform slope. In: Proc. 19th Coastal Engineering Conf., ASCE, pp. 328-344.
- Okayasu, A., Shibayama, T. & Horikawa, K., 1988. Vertical variation of undertow in the surf zone. In: Proc. 21st Coastal Engineering Conf., ASCE, pp. 478-491.
- Okayasu, A., Shibayama, T. & Mimura, N., 1986. Velocity field under plunging waves. In: Proc. 20th Coastal Engineering Conf., ASCE, pp. 660-674.
- Ostendorf, D.W. & Madsen, O.S., 1979. An Analysis of Longshore Current and Associated Sediment Transport in the Surf zone. Report No. 241, Dept. of Civil Engineering, MIT.
- Ozaki, A., Sasaki, M. & Usui, Y., 1977. Study on rip currents: experimental observation of nearshore circulation on a sloping bottom. Coastal Engineering in Japan, JSCE 20, pp. 147-158.
- Perlin, M. & Dean, R.G., 1983. An efficient algorithm for wave refraction/shoaling problem. In: Proc. Coastal Structures'83 Conf., ASCE, pp. 988-999.
- Rasmeemasuang, T., 2010. Experimental study of wave runup height on rough slopes. Proc. of the 6th Int. Conf. on Marine Waste Water Discharges and Coastal Environments, Langkawi, Malaysia.
- Rasmeemasuang, T., Chuenjai, W. and Rattanapitikon, W., 2014. Wave run-up on sandbag slopes. Maejo International Journal of Science and Technology, 8(1), 48-57.
- Rattanapitikon, W., 2008. Verification of significant wave representation method. Ocean Engineering, 35, pp. 1259-1270.
- Rattanapitikon, W., Karunchintadit, R. & Shibayama, T., 2003. Irregular wave height transformation using representative wave approach. Coastal Engineering Journal, JSCE 45, pp. 489-510.
- Rattanapitikon, W. & Shibayama, T., 1998. Energy dissipation model for regular and irregular breaking waves. Coastal Engineering Journal, JSCE 40, pp. 327-346.
- Rattanapitikon, W. & Shibayama, T., 2000. Verification and modification of breaker height formulas. Coastal Engineering Journal, JSCE 42, pp. 389-406.
- Rattanapitikon, W. & Shibayama, T., 2006. Breaking wave formulas for breaking depth and orbital to phase velocity ratio. Coastal Engineering Journal, JSCE 48, pp. 395-416.
- Rattanapitikon, W., Vivattanasirisak, T. & Shibayama, T., 2003. A proposal of new breaker height formula. Coastal Engineering Journal, JSCE 45, pp. 29-48.
- Saeki, H. & Sasaki, M., 1973. A study of the deformation of waves after breaking. In: Proc. 20th Japanese Conf. on Coastal Engineering, JSCE, pp. 559-564 (in Japanese).
- Sato, S., Fukuhama, M. & Horikawa, K., 1988. Measurements of near-bottom velocities in random waves on a constant slope. Coastal Engineering in Japan, JSCE 31, pp. 219-229.

- Sato, S., Homma, K. & Shibayama, T., 1990. Laboratory study on sand suspension due to breaking waves. *Coastal Engineering in Japan, JSCE 33*, pp. 219-231.
- Sato, S., Isayama, T. & Shibayama, T., 1989. Long-wave component in near bottom velocity under random waves on a gentle slope. *Coastal Engineering in Japan, JSCE 32*, pp. 149-159.
- Seelig, W.N., 1983. Wave reflection from coastal structures. In: *Proc. Coastal Structures, ASCE*, pp. 961-973.
- Seelig, W.N. & Ahrens, J.P., 1981. Estimation of wave reflection and energy dissipation coefficients for beaches, revetments and breakwaters. Technical paper 81-140. US Army Corps of Engineers.
- Seyama, A. & Kimura, A., 1988. The measured properties of irregular wave breaking and wave height change after breaking on slope. In: *Proc. 21st Coastal Engineering Conf., ASCE*, pp. 419-432.
- Shankar, N.J. and Jayaratne, M.P.R., 2003. Wave run-up and overtopping on smooth and rough slopes of coastal structures. *Ocean Engineering, 30*, pp. 221-238.
- Shibayama, T. & Horikawa, K., 1985. Numerical model for two-dimensional beach transformation. In: *Proc. of Japan Society of Civil Engineers, No. 357/II-3*, pp. 167-176.
- Shuto, N., 1974. Nonlinear long waves in a channel of variable section. *Coastal Engineering in Japan, JSCE 17*, pp. 1-12.
- Singamsetti, S.R. & Wind, H.G., 1980. Characteristics of Breaking and Shoaling Periodic Waves Normally Incident on to Plane Beaches of Constant Slope. Report M1371, Delft Hydraulic Lab., Delft, The Netherlands.
- Smith, E.R. & Kraus, N.C., 1990. Laboratory Study on Macro-Features of Wave Breaking over Bars and Artificial Reefs. Technical Report CERC-90-12, Waterways Experiment Station, US Army Corps of Engineers.
- Sorensen, O.R., Schaffer, H.A. & Sorensen, L.S., 2004. Boussinesq-type modelling using an unstructured finite element technique. *Coastal Engineering, 50(40)*, pp. 181-198.
- Stive, M.J.F., 1984. Energy dissipation in wave breaking on gentle slopes. *Coastal Engineering, 8*, pp. 99-127.
- Sunamura, T., 1980. A laboratory study of offshore transport of sediment and a model for eroding beaches. In: *Proc. 17th Coastal Engineering Conf., ASCE*, pp. 1051-1070.
- Sunamura, T. & Horikawa, K., 1974. Two-dimensional beach transformation due to waves. In: *Proc. 14th Coastal Engineering Conf., ASCE*, pp. 920-938.
- Svendsen, I.A., Qin, W. & Ebersole, B.A., 2003. Modelling wave and currents at the LSTF and other laboratory facilities. *Coastal Engineering, 50*, pp. 19-45.

- Thornton, E.B. & Guza, R.T., 1983. Transformation of wave height distribution, *J. Geophysical Research*, 88(C10), pp. 5925-5938.
- Ting, F.C.K. & Kirby, J.T., 1994. Observation of undertow and turbulence in a laboratory surf zone. *Coastal Engineering*, 24, pp. 51-80.
- Tsai, C.P., Chen, H.B. & Hsu, J.R.C., 2001. Calculations of wave transformation across the surf zone. *Ocean Engineering*, 28, pp. 941-955.
- USACE 2002. Coastal Engineering Manual. Engineer Manual 1110-2-1100, U.S. Army Corps of Engineers, Washington, D.C. Available online at <http://chl.erdc.usace.army.mil/cem>.
- Van der Meer, J. W. and Stam, C.J.M., 1992. Wave runup on smooth and rock slopes of coastal structures. *Journal of Waterway Port Coastal Ocean Engineering*, 118, pp. 534-550.
- Visser, P.J., 1982. The Proper Longshore Current in a Wave Basin. Report No. 82-1, Laboratory of Fluid Mechanics, Delft University of Technology, Delft, The Netherlands.
- Walker, J.R., 1974. Wave Transformations over a Sloping Bottom and over a Three-Dimensional Shoal. Miscellaneous Report No. 11, University of Hawaii, Look Lab-75-11, Hawaii, USA.
- Walton, T.L., Jr., Ahrens, J.P., Truitt, C.L. & Dean, R.G., 1989. Criteria for Evaluating Coastal Flood-Protection Structures. Technical Report CERC-89-15, Coastal Engineering Research Center, Waterways Experiment Station, US Army Corps of Engineers, Vicksburg, MS.
- Watanabe, A. & Maruyama, K., 1986. Numerical modeling of nearshore wave field under combined refraction, diffraction and breaking. *Coastal Engineering in Japan*, JSCE 29, pp. 19-39.
- Weggel, J.R., 1972. Maximum breaker height. *J. Waterways, Harbors and Coastal Engineering Division*, 98(4), pp. 529-548.
- Zanuttigh, B. & van der Meer, J.W., 2006. Wave reflection from coastal structures. In: Proc. 30th Coastal Engineering Conf., ASCE, pp. 4337-4349.



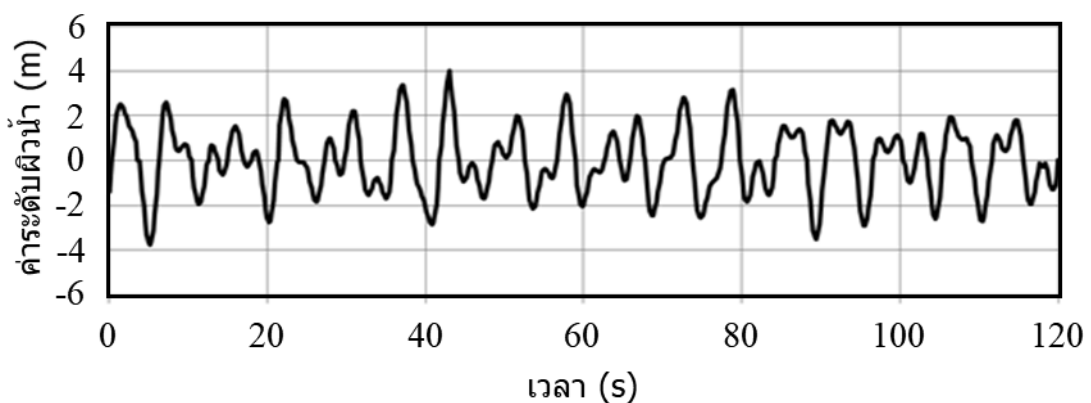
## บทที่ 6

### คลื่นแบบไม่สม่ำเสมอ (Irregular Waves)

#### 6.1 คุณลักษณะของคลื่นลม (Wind Wave Characteristics)

ในบทก่อนหน้า คลื่นบนผิวน้ำเป็นคลื่นรูปไซน์ (Sinusoidal waves) ที่มีความสูง คาบเวลา และทิศทางคงที่ เรียกว่า คลื่นโมนโครมาติก (Monochromatic waves) หรือคลื่นแบบสม่ำเสมอ (Regular waves) อย่างไรก็ตาม คลื่นในทะเลมักไม่สม่ำเสมอและเปลี่ยนแปลงไปตามเวลา ดังนั้น งานด้านวิศวกรรมชายฝั่งทะเลจึงต้องใช้คลื่นที่ไม่สม่ำเสมอ คลื่นในทะเลถูกสร้างขึ้นจากลม เมื่อมีลมพัดและทำให้เกิดคลื่น พบว่ามีความสูงคลื่นและคาบคลื่นที่หลากหลาย คลื่นชนิดนี้เรียกว่า “คลื่นซี (Seas)” โดยทั่วไปแล้วคลื่นซีมีสันคลื่นสั้นและไม่สม่ำเสมอ ส่วนคลื่นที่เดินทางออกจากแหล่งกำเนิดเรียกว่า “คลื่นสเวล (Swells)” คลื่นเหล่านี้มีความสูงคลื่น คาบคลื่น และทิศทางที่สม่ำเสมอมากกว่า และมีสันคลื่นยาว บางครั้งดูเหมือนเป็นคลื่นโมนโครมาติก ในทะเลอาจประกอบด้วยคลื่นซีหรือคลื่นสเวลอย่างใดอย่างหนึ่ง หรืออาจเป็นการรวมกันของทั้งสองประเภทก็ได้

การสังเกตผิวน้ำทะเลด้วยตาเปล่าทำให้เห็นว่าผิวน้ำทะเลประกอบด้วยคลื่นที่มีความสูงคลื่นและคาบคลื่นที่แตกต่างกัน เคลื่อนที่ไปในทิศทางที่แตกต่างกัน ดังนั้นคำว่า คลื่นไม่สม่ำเสมอ (Irregular waves) หรือ คลื่นสุ่ม (Random) ใช้เพื่ออธิบายสถานะของทะเลตามธรรมชาติ หากใช้เครื่องวัดคลื่นวัดคลื่นที่ตำแหน่งคงที่ในมหาสมุทร จะเห็นรูปคลื่นที่ไม่ซ้ำกันและเส้นระดับผิวน้ำมีลักษณะที่ไม่สม่ำเสมอและสุ่ม ภาพที่ 6.1 แสดงชุดข้อมูลเวลาของระดับความสูงผิวน้ำที่วัดได้ในสถานะทะเลที่ไม่สม่ำเสมอ

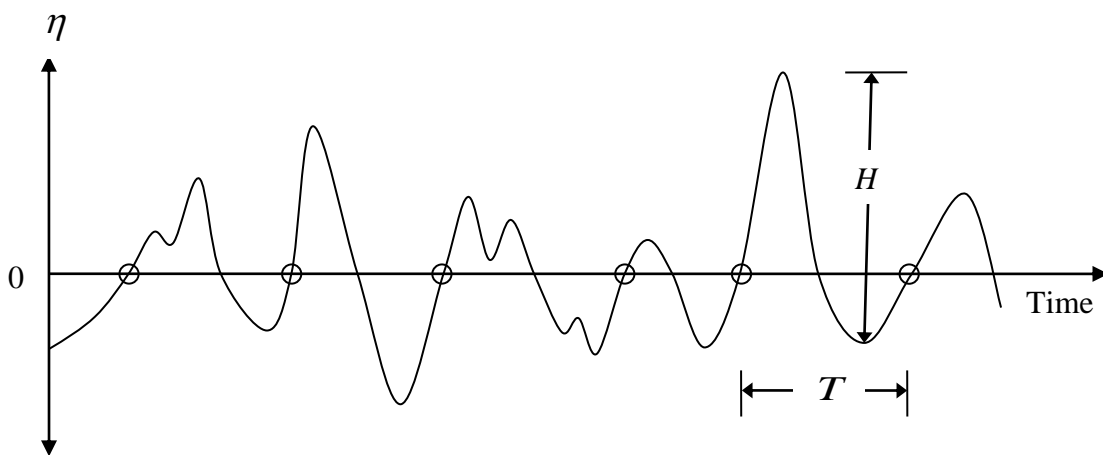


ภาพที่ 6.1 โพรไฟล์คลื่นจากสถานการณ์ทะเลที่ไม่สม่ำเสมอจากการวัดที่ตำแหน่งบนทะเล

โดยทั่วไปแล้ว อนุกรมเวลาของผิวน้ำได้รับการวิเคราะห์ในช่วงเวลาสั้น ๆ (ตั้งแต่ 17 ถึง 68 นาที) และวัดที่ความถี่ประมาณ 1 Hz (หนึ่งตัวอย่างต่อวินาที หรือ หนึ่งค่าบันทึกต่อวินาที) การวิเคราะห์ข้อมูลคลื่นไม่สม่ำเสมอสามารถทำได้สองวิธี ได้แก่ วิธีการทางสถิติ (Wave-by-wave approach หรือ Statistical analysis) และวิธีการทางสเปกตรัม (Spectral approach) วิธีการทางสถิตินั้นวิเคราะห์จากข้อมูลเชิงเวลาของผิวน้ำทะเล ในขณะที่วิธีการทางสเปกตรัมวิเคราะห์จากการแปลงฟูเรียร์ (Fourier transform) ของผิวน้ำทะเล

## 6.2 การวิเคราะห์ทางสถิติ (Statistical Analysis)

ข้อมูลเชิงเวลาของค่าระดับของผิวน้ำทะเลที่จุดใดจุดหนึ่งมีจุดสูงสุดและจุดต่ำสุดจำนวนมาก (ภาพที่ 6.2) ทำให้ค่อนข้างลำบากที่จะกำหนดว่าคลื่นหนึ่งคลื่นพิจารณาจากจุดใดถึงจุด หากกำหนดให้จุดที่ตัดกันระหว่างระดับน้ำเฉลี่ยและผิวน้ำเรียกว่า จุดตัดศูนย์ หรือ Zero-crossing point คลื่นแต่ละคลื่นกำหนดโดยช่วงระหว่างจุด Zero-crossing สองจุดต่อเนื่องในทิศทางขึ้น เรียกวิธีนี้ว่า วิธี Zero up-crossing หรือในทิศทางลง เรียกวิธีนี้ว่า วิธี Zero down-crossing ในทางปฏิบัติขั้นตอนมาตรฐานที่ใช้เก็บบันทึกเกี่ยวกับคลื่นติดต่อกันประมาณ 100 คลื่นหรือมากกว่านั้น (Goda, 2000)



ภาพที่ 6.2 นิยามพารามิเตอร์ของคลื่นสำหรับสภาพทะเลที่ไม่สม่ำเสมอ

การประยุกต์ใช้วิธี Zero up-crossing กับบันทึกตัวอย่างในรูปที่ 6.1 ทำให้ได้คลื่นแต่ละคลื่นจำนวน 22 คลื่นที่ระบุไว้ในตารางที่ 6.1

ตารางที่ 6.1 ความสูงและระยะเวลาของคลื่นที่อ่านจากภาพที่ 6.1

จำนวนคลื่น	$H$ (m)	$T$ (s)	จำนวนคลื่น	$H$ (m)	$T$ (s)
1	6.30	6.00	12	5.02	6.00
2	4.55	6.20	13	2.200	3.20
3	1.31	2.40	14	4.43	4.40
4	1.80	3.00	15	5.38	7.20
5	3.17	3.40	16	5.01	6.80
6	4.59	5.80	17	5.05	6.40
7	1.61	2.60	18	4.75	6.00
8	3.90	6.00	19	2.13	5.40
9	6.25	6.00	20	3.79	3.40
10	5.70	6.60	21	4.67	6.20
11	4.12	8.20	22	3.77	8.40

### 6.2.1 ความสูงคลื่นตัวแทน (Representative Wave Heights)

ความสูงคลื่นตัวแทน (Representative wave heights) คือ หนึ่งในตัวแปรที่จำเป็นมากสำหรับงานวิศวกรรมชายฝั่งหลายประการ เช่น การออกแบบโครงสร้างชายฝั่งและการศึกษาการเปลี่ยนแปลงรูปร่างชายหาด จากข้อมูลคลื่น ( $H$  และ  $T$ ) ซึ่งระบุด้วยวิธี zero-crossing ข้อมูลที่วัดได้จะถูกจัดเรียงใหม่ตามลำดับจากมากไปน้อยของ  $H$  และคลื่นตัวแทนต่อไปนี้มีนิยามดังนี้

- ก) คลื่นสูงสุด หรือ Highest wave ( $H_{\max}, T_{\max}$ ) คือ  $H$  (และ  $T$  ของคลื่นนั้น) ของคลื่นที่สูงที่สุดจากข้อมูลคลื่นทั้งหมด
- ข) คลื่นสูงสุดหนึ่งในสิบ หรือ Highest one-tenth wave ( $H_{1/10}, T_{1/10}$ ) คือ ค่าเฉลี่ย  $H$  (และ  $T$  ของคลื่นนั้น) ของคลื่นที่สูงสุดหนึ่งในสิบของข้อมูลคลื่นทั้งหมด
- ค) คลื่นสูงสุดหนึ่งในสาม หรือ Highest one-third wave ( $H_{1/3}, T_{1/3}$ ) คือ ค่าเฉลี่ย  $H$  (และ  $T$  ของคลื่นนั้น) ของคลื่นที่สูงสุดหนึ่งในสามของข้อมูลคลื่นทั้งหมด  $H_{1/3}$  และ  $T_{1/3}$  มักเรียกว่า คลื่นนัยสำคัญ หรือ Significant wave ( $H_s, T_s$ )
- ง) คลื่นเฉลี่ย หรือ Mean wave ( $H_m, T_m$ ) คือ ค่าเฉลี่ยของ  $H$  และ  $T$  ของข้อมูลคลื่นทั้งหมด
- จ) คลื่นค่ารากกำลังสองเฉลี่ย หรือ Root-mean-square wave ( $H_{rms}, T_{rms}$ ) คือ ค่าเฉลี่ยกำลังสองของ  $H$  และ  $T$  ของข้อมูลคลื่นทั้งหมด

$$H_{rms} = \sqrt{\frac{\sum H_i^2}{M}} \quad (6.1)$$

$$T_{rms} = \sqrt{\frac{\sum T_i^2}{M}} \quad (6.2)$$

เมื่อ  $M$  คือ จำนวนคลื่นทั้งหมด

เมื่อยกกำลังสองของทั้งสองข้างของสมการ (6.1) และคูณด้วย  $\rho g / 8$  จะได้

$$\frac{1}{8} \rho g H_{rms}^2 = \frac{\sum \frac{1}{8} \rho g H_i^2}{M} = \frac{\sum E_i}{M} = E \quad (6.3)$$

แสดงให้เห็นว่า  $H_{rms}$  คือ ความสูงของคลื่นตัวแทนสำหรับการคำนวณความหนาแน่นของพลังงานคลื่นเฉลี่ย (Average wave energy density) ของขบวนคลื่นที่ไม่สม่ำเสมอ

ความสูงคลื่นตัวแทน (เช่น  $H_m$ ,  $H_{rms}$ ,  $H_{1/3}$ ,  $H_{1/10}$  และ  $H_{max}$ ) เป็นตัวแปรสำคัญที่จำเป็นสำหรับการศึกษากระบวนการชายฝั่งและการออกแบบโครงสร้างชายฝั่ง ในบรรดาตัวแทนความสูงเหล่านี้ ความสูงคลื่นตัวแทนที่ใช้มากที่สุดคือ  $H_s$  (หรือ  $H_{1/3}$ ) เนื่องจากความสูงของคลื่นนัยสำคัญ (Significant wave height) มีความใกล้เคียงกับความสูงที่ประมาณได้โดยตรงจากผู้สังเกตการณ์ที่มีประสบการณ์ (Holthuijsen, 2007) ที่สังเกตสภาพพื้นผิวทะเลหรือคลื่นในอดีตก่อนมีเครื่องมือวัดที่แม่นยำ

**ตัวอย่างที่ 6.1** จงคำนวณหา  $H_m$ ,  $H_{rms}$ ,  $H_s$ ,  $H_{1/10}$ ,  $H_{max}$  และคาบคลื่น  $T$  รวมถึงค่าความหนาแน่นของพลังงานคลื่นเฉลี่ยที่สอดคล้องกันจากความสูงคลื่นที่วัดได้ต่อไปนี้

No.	$H$ (m)	$T$ (s)	No.	$H$ (m)	$T$ (s)
1	6.30	6.00	12	5.02	6.00
2	4.55	6.20	13	2.200	3.20
3	1.31	2.40	14	4.43	4.40
4	1.80	3.00	15	5.38	7.20
5	3.17	3.40	16	5.01	6.80
6	4.59	5.80	17	5.05	6.40
7	1.61	2.60	18	4.75	6.00
8	3.90	6.00	19	2.13	5.40
9	6.25	6.00	20	3.79	3.40
10	5.70	6.60	21	4.67	6.20
11	4.12	8.20	22	3.77	8.40

วิธีทำ

เรียงลำดับความสูงของคลื่นที่วัดได้จากมากไปน้อย และหาตัวแทนความสูงคลื่นจากนิยามที่กำหนด

No.	$H$ (m)	$T$ (s)	ลำดับข้อมูล
1	6.30	6.00	1
9	6.25	6.00	2
10	5.70	6.60	3
15	5.38	7.20	4
17	5.05	6.40	5
12	5.02	6.00	6
16	5.01	6.80	7
18	4.75	6.00	8
21	4.67	6.20	9
6	4.59	5.80	10
2	4.55	6.20	11
14	4.43	4.40	12
11	4.12	8.20	13
8	3.90	6.00	14
20	3.79	3.40	15
22	3.77	8.40	16
5	3.17	3.40	17
13	2.20	3.20	18
19	2.13	5.40	19
4	1.61	3.00	20
7	1.31	2.60	21
3	1.80	2.40	22

a)

$$H_m = \frac{\sum_{i=1}^{22} H_i}{22} = \frac{(6.30 + 6.25 + \dots + 1.31)}{22} = 4.07 \quad \text{m}$$

$$T_m = \frac{\sum_{i=1}^{22} T_i}{22} = \frac{(6.0 + 6.0 + \dots + 2.4)}{22} = 5.44 \quad \text{s}$$

b)

$$H_{\max} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{22} H_i^2}{22}} = \sqrt{\frac{(6.30^2 + 6.25^2 + \dots + 1.31^2)}{22}} = 4.31 \quad \text{m}$$

$$T_{\max} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{22} T_i^2}{22}} = \sqrt{\frac{(6.0^2 + 6.0^2 + \dots + 2.4^2)}{22}} = 5.70 \quad \text{s}$$

c)

$$H_{1/3} = \frac{\sum_{i=1}^7 H_i}{7} = \frac{(6.30 + 6.25 + \dots + 1.31)}{7} = 5.53 \quad \text{m}$$

$$T_m = \frac{\sum_{i=1}^{22} T_i}{22} = \frac{(6.0 + 6.0 + \dots + 2.4)}{22} = 5.44 \quad \text{s}$$

d)

$$H_{1/10} = \frac{\sum_{i=1}^2 H_i}{2} = \frac{(6.30 + 6.25)}{2} = 6.27 \quad \text{m}$$

$$T_{1/10} = \frac{\sum_{i=1}^2 T_i}{2} = \frac{(6.0 + 6.0)}{2} = 6.0 \quad \text{s}$$

e)

$$H_{\max} = 6.30 \quad \text{m}$$

$$T_{\max} = 6.00 \quad \text{s}$$

f)

$$\bar{E} = \frac{1}{8} \rho g H_{\max}^2 = \frac{1}{8} (1000)(9.8)4.31^2 = 22,798 \quad \text{N/m}$$

ตอบ

## 6.2.2 การกระจายความสูงของคลื่นและการประมาณค่าความสูงคลื่นตัวแทน

### (Distribution of Individual Wave Heights and Representative Wave Heights Estimation)

ด้วยสภาพพื้นผิวทะเลมีลักษณะแบบไม่สม่ำเสมอหรือแบบสุ่ม คุณสมบัติของคลื่นแต่ละลูกมักแสดงในรูปแบบของฟังก์ชันความน่าจะเป็น (Probability function) ฟังก์ชันนี้สามารถใช้ในการประมาณค่าความสูงคลื่นตัวแทนเมื่อไม่สามารถวัดความสูงคลื่นแต่ละลูกได้ โดยปกติข้อมูลที่มีมักเป็นความสูงคลื่นน้ำลึก แต่ในขณะที่ความสูงในน้ำตื้นมักไม่มี ความสูงคลื่นในน้ำตื้นสามารถหาได้จากแบบจำลองคลื่น อย่างไรก็ตามผลลัพธ์จากแบบจำลองคลื่นหลายรูปแบบ (ดูในหัวข้อ 7.3.1) มักเป็นค่าเฉลี่ยกำลังสองของความสูงคลื่น (Root-mean-square wave height:  $H_{rms}$ ) ดังนั้นจึงจำเป็นต้องทราบสูตรการแปลงค่าจาก  $H_{rms}$  ไปเป็นความสูงคลื่นตัวแทนอื่น ๆ

ในบริเวณน้ำลึก ฟังก์ชันความหนาแน่นของความน่าจะเป็น (Probability density function: *pdf*) ของความสูงคลื่นที่วัดได้จากมหาสมุทรต่าง ๆ พบว่าใกล้เคียงกับการแจกแจงเรย์ลี (Rayleigh distribution) (USACE, 2002) สูตรที่ยอมรับอย่างแพร่หลายได้มาจากสมมติฐานของการแจกแจงความสูงคลื่นแบบเรย์ลี ความสูงคลื่นตัวแทนสามารถเปลี่ยนแปลงได้ตามสัมประสิทธิ์สัดส่วนที่ทราบอยู่แล้ว

เมื่อคลื่นเคลื่อนที่เข้าสู่ น้ำตื้น โพรไฟล์ของคลื่นจะสูงขึ้น และในที่สุดคลื่นก็แตกตัว คลื่นที่สูงมักจะแตกตัวห่างจากฝั่ง เมื่อใกล้ชายฝั่งมากขึ้นจะมีคลื่นแตกตัวมากขึ้นเรื่อย ๆ จนถึงในเขตคลื่นแตกตัว (Surf zone) คลื่นจะแตกตัวเกือบทั้งหมด จากหลายงานวิจัยการศึกษาคลื่นในน้ำตื้น พบว่าการแจกแจงความสูงของคลื่นเบี่ยงเบนไปจากการแจกแจงแบบเรย์ลี ดังนั้น สูตรการแปลงที่ได้มาจากการแจกแจงแบบเรย์ลีอาจไม่ให้ความแม่นยำสูง คาดว่าการเบี่ยงเบนของความสูงคลื่นจากการแจกแจงเรย์ลีนั้นเกิดจากคลื่นแตกตัวเป็นหลัก

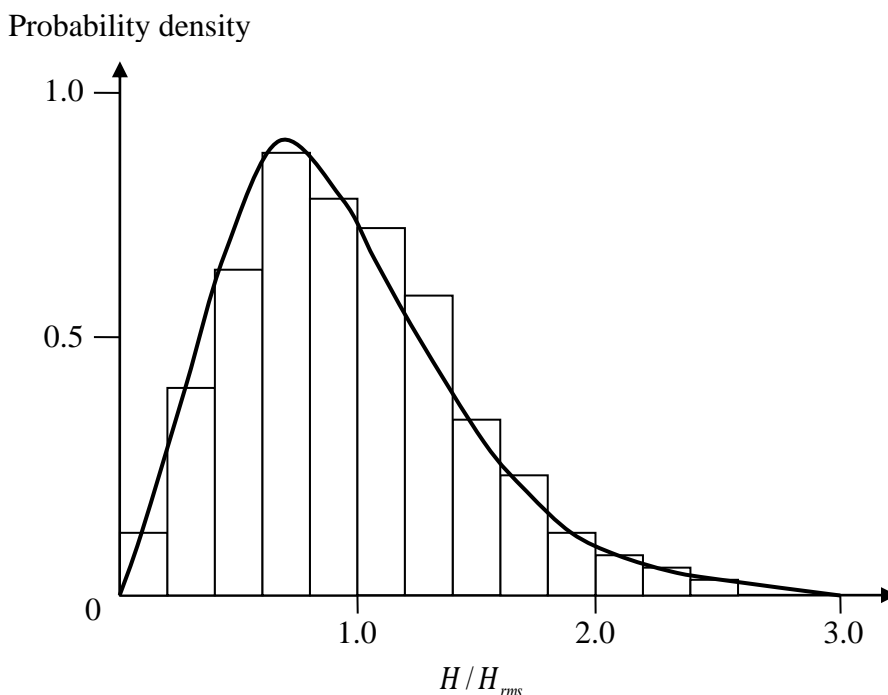
การเสนอสูตรการแปลงหลายสูตรสำหรับการคำนวณความสูงคลื่นตัวแทน สูตรเหล่านี้ส่วนใหญ่พัฒนาขึ้นจากสูตรเชิงประสพการณ์ (Empirical formulas) หรือสูตรกึ่งประสพการณ์ (Semi-empirical formulas) ที่เปรียบเทียบกับข้อมูลการทดลอง วิธีที่ใช้ในการสร้างสูตรสำหรับคำนวณความสูงคลื่นตัวแทนมี 2 วิธี คือ (1) วิธีสร้างสูตรโดยการปรับเส้นโค้งระหว่างความสูงคลื่นตัวแทนและพารามิเตอร์ความสูงของคลื่นแตกตัว และ (2) วิธีสร้างสูตรจากการเลือกข้อมูลความสูงคลื่น มีการเสนอสูตรที่หลากหลาย บางสูตรแสดงในรูปแบบของพารามิเตอร์ที่ไม่ค่อยพบในแบบจำลองคลื่นที่มีอยู่ทั่วไป (ตัวอย่างเช่น ความกว้างของสเปกตรัมและพารามิเตอร์คลื่นไม่เชิงเส้น) เช่น การแจกแจงของ Naess (1985), Hughes and Borgman (1987), Mori and Janssen (2006), และ Tayfun and Fedele (2007) การรวมพารามิเตอร์ที่เกี่ยวข้องมากขึ้นจะทำให้การคำนวณมีความแม่นยำมากขึ้น อย่างไรก็ตาม อาจไม่เหมาะสมที่จะรวมกับแบบจำลองคลื่นที่มีอยู่ในส่วนใหญ่ เนื่องจากพารามิเตอร์เหล่านี้ไม่สามารถใช้ได้จากแบบจำลองคลื่น ดังนั้น ส่วนนี้เน้นที่สูตรที่แสดงในรูปแบบของพารามิเตอร์ที่พบได้จากแบบจำลองคลื่นที่ใช้งานทั่วไป เช่น  $H_{rms}$ ,  $h$ ,  $T_p$  และ  $m$  การทบทวนโดยสังเขปของสูตรที่มีอยู่สำหรับการคำนวณ เช่น  $H_m$ ,  $H_{1/3}$ ,  $H_{1/10}$  และ  $H_{max}$  แสดงด้านล่างนี้

ก) Longuet-Higgins (1952) ได้แสดงให้เห็นว่าการแจกแจงแบบเรย์ลีสามารถนำไปใช้กับความสูงของคลื่นในทะเล ความถูกต้องของการแจกแจงนี้สำหรับคลื่นในน้ำลึกได้รับการยืนยันจากนักวิจัยหลายคน แม้ว่าความกว้างของคลื่นความถี่อาจไม่แคบเสมอไป (USACE, 2002) ฟังก์ชันความน่าจะเป็นสะสม (Cumulative distribution function:  $cdf$ ) และฟังก์ชันความหนาแน่นของความน่าจะเป็น ( $pdf$ ) ของการแจกแจงเรย์ลี สามารถแสดงได้ดังนี้

$$F(H) = 1 - \exp\left[-\left(\frac{H}{H_{rms}}\right)^2\right] \quad (6.4)$$

$$f(H) = \frac{dF(H)}{dH} = \frac{2H}{H_{rms}^2} \exp\left[-\left(\frac{H}{H_{rms}}\right)^2\right] \quad (6.5)$$

เมื่อ  $F(H)$  คือ ฟังก์ชันความน่าจะเป็นสะสมของความสูงคลื่น ( $H$ ) และ  $f(H)$  คือ ฟังก์ชันความหนาแน่นของความน่าจะเป็นของความสูงคลื่น ( $H$ ) ภาพที่ 6.3 แสดงฟังก์ชันความหนาแน่นของความน่าจะเป็น ( $\frac{n}{N_0 \Delta x}$ ) ของความสูงคลื่น โดยที่  $n$  คือ จำนวนคลื่นในช่วง  $\Delta x$ ,  $N_0$  คือ จำนวนรวมของคลื่นทั้งหมด และ  $\Delta x$  คือ ช่วงบนแกน  $x$



ภาพที่ 6.3 ความหนาแน่นของความน่าจะเป็น (Probability density) ของความสูงแจกแจงปกติ (Normalized wave heights)

สูตรที่ได้มาจากฟังก์ชันความหนาแน่นของความน่าจะเป็นของความสูงคลื่น ค่าเฉลี่ยของความสูงคลื่นที่สูงที่สุด  $1/N$  ลูก ( $H_{1/N}$ ) กำหนดเป็น

$$H_{1/N} = \frac{\int_{H_N}^{\infty} Hf(H)dH}{\int_{H_N}^{\infty} f(H)dH} = N \int_{H_N}^{\infty} Hf(H)dH \quad (6.6)$$

โดยที่  $N$  คือ จำนวนคลื่นเดี่ยว, และ  $H_N$  คือ ความสูงคลื่นที่มีความน่าจะเป็นมากกว่า  $1/N$  ซึ่งได้มาจากฟังก์ชันความน่าจะเป็นสะสม (*cdf*)

$$P(H > H_N) = \frac{1}{N} = 1 - F(H_N) = \exp\left[-\left(\frac{H_N}{H_{rms}}\right)^2\right] \quad (6.7)$$

โดยที่  $P$  คือ ความน่าจะเป็นที่จะเกิดขึ้น เมื่อทำการจัดสมการ (6.7) ได้ดังนี้

$$H_N = (\ln N)^{1/2} H_{rms} \quad (6.8)$$

แทนค่า  $f(H)$  จากสมการ (6.5) และ  $H_N$  จากสมการ (6.8) ลงในสมการ (6.6) และทำการอินทิเกรต (ดูเพิ่มเติมได้ในหัวข้อที่ 6.5) ผลลัพธ์คือ

$$H_{1/N} = \left[ \sqrt{\ln N} + \frac{N\sqrt{\pi}}{2} \operatorname{erfc}(\sqrt{\ln N}) \right] H_{rms} \quad (6.9)$$

โดยที่  $\operatorname{erfc}(x)$  คือ ฟังก์ชันค่าคลาดเคลื่อน (Complementary error function) ของตัวแปร  $x$  ความสูงคลื่นตัวแทน (เช่น  $H_m$ ,  $H_{1/3}$ , และ  $H_{1/10}$ ) สามารถกำหนดได้โดยการแทนค่า  $N$  เท่ากับ 1, 3 และ 10 ตามลำดับ ลงในสมการ (6.9) การประมาณค่าเฉลี่ยที่สูงที่สุด  $1/N$  ของความสูงคลื่น สามารถแสดงได้ดังนี้

$$H_1 = H_m = 0.886H_{rms} \quad (6.10)$$

$$H_{1/3} = 1.416H_{rms} \quad (6.11)$$

$$H_{1/10} = 1.800H_{rms} \quad (6.12)$$

ความสูงคลื่นสูงสุดเปลี่ยนแปลงไปตามจำนวนคลื่นทั้งหมดที่บันทึก ( $M$ ) ซึ่งมีค่าแตกต่างกันระหว่างตัวอย่างแต่ละตัว การแจกแจงความน่าจะเป็นของ  $H_{\max}$  โดยทั่วไปขึ้นอยู่กับขนาดของตัวอย่างและการแจกแจงจากตัวอย่างที่ได้มานั้น Longuet-Higgins (1952) ได้เสนอฟังก์ชันการแจกแจงสะสมของ  $H_{\max}$  โดยพิจารณาว่าความน่าจะเป็นสะสมของ  $H_{\max}$  เท่ากับความน่าจะเป็นรวมของคลื่นทั้งหมด  $M$  ที่มีความสูงน้อยกว่า  $H_{\max}$  ผลลัพธ์คือ

$$F_1(H_{\max}) = [F(H_{\max})]^M \quad (6.13)$$

โดยที่  $F_1(H_{\max})$  คือฟังก์ชันการแจกแจงสะสมของ  $H_{\max}$  และ  $F(H_{\max})$  คือฟังก์ชันการแจกแจงสะสมของ  $H$  ที่  $H = H_{\max}$  ใช้สมการ (6.13) ได้ หากความสูงคลื่นทั้งหมดมีการแจกแจงอย่างเป็นอิสระและเหมือนกัน การแทนค่าสมการ (6.4) ที่  $H = H_{\max}$  ในสมการ (6.13) ฟังก์ชันการแจกแจงสะสมของ  $H_{\max}$  จึงแสดงออกมาเป็น

$$F_1(H_{\max}) = \left\{ 1 - \exp \left[ - \left( \frac{H_{\max}}{H_{rms}} \right)^2 \right] \right\}^M \quad (6.14)$$

ค่าเฉลี่ยเลขคณิต (ค่าที่คาดหวัง) มักใช้เป็นการประมาณของ  $H_{\max}$  โดยอ้างอิงจากกับสมการ (6.14) สูตรคำนวณหาค่าเฉลี่ยเลขคณิต  $H_{\max}$  แสดงเป็น

$$H_{\max} = E(H_{\max}) = \left[ \int_0^{\infty} H_{\max} f_1(H_{\max}) dH_{\max} \right] \approx \left( \sqrt{\ln M} + \frac{0.5772}{2\sqrt{\ln M}} \right) H_{rms} \quad (6.15)$$

โดยที่  $E(H_{\max})$  ค่าคาดหวังของ  $H_{\max}$  และ  $f_1(H_{\max})$  คือ ฟังก์ชันความหนาแน่นของความน่าจะเป็นของ  $H_{\max}$  จากค่าที่ทราบ  $H_{rms}$  และ  $M$  ความสูงของคลื่นตัวแทน  $H_{1/N}$  หาได้จากสมการ (6.9) และ  $H_{\max}$  หาได้จากสมการ (6.15)

ข) Glukhovskiy (1966) เสนอการแจกแจงแบบไวบูลล์ (Weibull distribution) เพื่ออธิบายการกระจายความสูงของคลื่นในน้ำตื้น อิทธิพลของคลื่นแตกตัวที่จำกัดความลึกจะถูกนำมาพิจารณาโดยรวมฟังก์ชันของ  $H_m / h$  ไว้ในพารามิเตอร์สองตัว อย่างไรก็ตาม ความสูงของคลื่นเฉลี่ย ( $H_m$ ) ไม่ใช่ผลลัพธ์ทั่วไปจากแบบจำลองคลื่น Klopman (1996) เสนอให้แทนที่  $H_m / h$  ด้วย  $0.7H_{rms} / h$  ฟังก์ชันความน่าจะเป็นสะสม (*cdf*) และฟังก์ชันความหนาแน่นของความน่าจะเป็น (*pdf*) ของ Glukhovskiy (1966) สามารถเขียนได้ในรูปของ  $H_{rms}$  ได้ดังนี้

$$F(H) = 1 - \exp \left[ -A \left( \frac{H}{H_{rms}} \right)^\kappa \right] \quad (6.16)$$

$$f(H) = \frac{A\kappa H^{\kappa-1}}{H_{rms}^\kappa} \exp \left[ -A \left( \frac{H}{H_{rms}} \right)^\kappa \right] \quad (6.17)$$

โดยที่  $A$  และ  $\kappa$  เป็นพารามิเตอร์ตำแหน่งและรูปร่าง ตามลำดับ สามารถกำหนดได้จากสูตรเชิงประสพการณ์ (Empirical formulas) ดังต่อไปนี้

$$A = \left( 1 + \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \frac{0.7H_{rms}}{h} \right)^{-1} \quad (6.18)$$

$$\kappa = \frac{2}{1 - 0.7H_{rms}/h} \quad (6.19)$$

ควรสังเกตว่าเมื่ออัตราส่วนของ  $H_{rms}/h$  น้อย (น้ำลึก) จากนั้นเมื่อ  $A$  เข้าใกล้ 1,  $\kappa$  เข้าใกล้ 2 และการแจกแจง Glukhovskiy (1966) ซึ่งเป็นแบบไวบูลล์เปลี่ยนกลับไปเป็นแบบเรย์ลีย์ ความสูงของคลื่นที่มีความน่าจะเป็นเกิน  $1/N$  ( $H_N$ ) และค่าเฉลี่ยของ  $1/N$  ความสูงของคลื่นสูงสุด ( $H_{1/N}$ ) ได้มาจากฟังก์ชันความน่าจะเป็น (ดูในหัวข้อ 6.5)

$$H_N = \left( \frac{\ln N}{A} \right)^{1/\kappa} H_{rms} \quad (6.20)$$

$$H_{1/N} = \frac{N}{A^{1/\kappa}} \Gamma \left[ \frac{1}{\kappa} + 1, \ln N \right] H_{rms} \quad (6.21)$$

โดยที่  $\Gamma(a, x)$  คือ ฟังก์ชันแกมมาที่ไม่สมบูรณ์ส่วนบนของตัวแปร  $a$  และ  $x$  สำหรับการคำนวณความสูงของคลื่นสูงสุด ( $H_{max}$ ) โดยทำตามขั้นตอนเดียวกับ Longuet-Higgins (1952) ของ *cdf* สามารถเขียน  $H_{max}$  ได้ดังนี้

$$F_1(H_{max}) = \left\{ 1 - \exp \left[ -A \left( \frac{H_{max}}{H_{rms}} \right)^\kappa \right] \right\}^M \quad (6.22)$$

จากสมการ (6.22) สูตรประมาณค่าสำหรับการคำนวณค่าคาดหวัง  $H_{max}$  แสดงดังนี้

$$H_{max} \approx \frac{1}{A^{1/\kappa}} \left( (\ln M)^{1/\kappa} + \frac{0.5772(\ln M)^{1/\kappa-1}}{\kappa} \right) H_{rms} \quad (6.23)$$

จาก  $H_{rms}$ ,  $h$  และ  $M$  ที่ทราบ ความสูงคลื่นตัวแทน  $H_{1/N}$  หาจากสมการ (6.21) และ  $H_{max}$  หาได้จากสมการ (6.23) พารามิเตอร์  $A$  และ  $\kappa$  หาได้จากสมการ (6.18) และ (6.19) ตามลำดับ Klopman (1996) ชี้ว่าการแจกแจงของ Glukhovskiy (1966) ไม่สอดคล้องกัน กล่าวคือ การแจกแจงครั้งแรกไม่เท่ากับ  $H_m$  (ถ้าการแจกแจงแสดงในรูปของ  $H_m$ ) หรือการแจกแจงครั้งที่สองไม่เท่ากับ  $H_{rms}^2$  (หากการแจกแจงแสดงในรูปของ  $H_{rms}$ )

ค) Klopman (1996) ใช้ฟังก์ชันความน่าจะเป็นเดียวกันกับของ Glukhovskiy (1966) และด้วยเหตุนี้จึงมีสูตรการคำนวณ  $H_{1/N}$  และ  $H_{max}$  (สมการ (6.21) และ (6.23) ตามลำดับ) เดียวกัน เขาปรับปรุงการแจกแจง Glukhovskiy (1966) โดยการปรับพารามิเตอร์  $A$  และ  $\kappa$  ใหม่ เพื่อให้แน่ใจว่าการแจกแจงนั้นสอดคล้องกันพารามิเตอร์  $A$  และ  $\kappa$  ของ Klopman (1996) กำหนดจากสูตรต่อไปนี้

$$A = \left[ \Gamma \left( \frac{2}{\kappa} + 1 \right) \right]^{\kappa/2} \quad (6.24)$$

$$\kappa = \frac{2}{1 - 0.7H_{rms} / h} \quad (6.25)$$

โดยที่  $\Gamma(x)$  ฟังก์ชันแกมมาของตัวแปร  $x$  จากค่า  $H_{rms}$ ,  $h$  และ  $M$  ความสูงคลื่นตัวแทน  $H_{1/N}$  สามารถหาได้จากสมการ (6.21) และ  $H_{max}$  สามารถหาได้จากสมการ (6.23) พารามิเตอร์  $A$  และ  $\kappa$  กำหนดจากสมการ (6.24) และ (6.25) ตามลำดับ

ง) Battjes and Groenendijk (2000) ได้เสนอการแจกแจงความสูงของคลื่นแบบ ไวบูลล์คอมโพสิต เพื่ออธิบายการแจกแจงของความสูงของคลื่นบนชายฝั่งทะเลตื้น การแจกแจงประกอบด้วย การแจกแจงแบบไวบูลล์ที่มีเลขชี้กำลัง 2.0 สำหรับความสูงของคลื่นที่ต่ำ และการแจกแจงแบบไวบูลล์ที่มีเลขชี้กำลัง 3.6 สำหรับความสูงของคลื่นที่สูง ซึ่งทั้งสองค่าจะปรับให้เข้ากันที่ความสูงคลื่นช่วงเปลี่ยนผ่าน (Transitional wave height,  $H_{tr}$ ) ฟังก์ชันการแจกแจงสะสม (*cdf*) และฟังก์ชันความหนาแน่นของความน่าจะเป็น (*pdf*) อธิบายไว้ดังนี้

$$F(H) = \begin{cases} 1 - \exp\left[-\left(\frac{H}{H_1}\right)^2\right] & \text{for } H < H_{tr} \\ 1 - \exp\left[-\left(\frac{H}{H_2}\right)^{3.6}\right] & \text{for } H \geq H_{tr} \end{cases} \quad (6.26)$$

$$f(H) = \begin{cases} \frac{2H}{H_1^2} \exp\left[-\left(\frac{H}{H_1}\right)^2\right] & \text{for } H < H_{tr} \\ \frac{3.6H^{2.6}}{H_2^{3.6}} \exp\left[-\left(\frac{H}{H_2}\right)^{3.6}\right] & \text{for } H \geq H_{tr} \end{cases} \quad (6.27)$$

โดยที่  $H_1$  และ  $H_2$  คือ พารามิเตอร์บอกขนาด และ  $H_{tr}$  คือ ความสูงคลื่นช่วงเปลี่ยนผ่าน ซึ่ง  $H_{tr}$  กำหนดสูตรเชิงประจักษ์ (Empirical formulas) ต่อไปนี้

$$H_{tr} = (0.35 + 5.8m_b)h \quad (6.28)$$

โดยที่  $m_b$  คือ ความลาดชันของชายหาด การแจกแจงความสูงของคลื่นจะเปลี่ยนรูปร่างอย่างกะทันหัน ณ ตำแหน่งความสูงคลื่นช่วงเปลี่ยนผ่าน การเปลี่ยนแปลงรูปร่างนี้เกิดจากการแตกตัวของคลื่น ดังนั้น  $H_{tr}$  ถือได้ว่าเป็นการจำกัดความลึกหรือความสูงของคลื่นแตกตัว ( $H_b$ ) เพื่อความสะดวกในการคำนวณความสูงของคลื่นทั้งหมดจะถูกทำให้เป็นมาตรฐานด้วย  $H_{rms}$  ดังนี้

$$\tilde{H}_x = \frac{H_x}{H_{rms}} \quad (6.29)$$

โดยที่  $\tilde{H}_x$  คือ ความสูงคลื่นลักษณะเฉพาะ (Characteristic wave height), ความสูงคลื่นช่วงเปลี่ยนผ่าน ( $\tilde{H}_{tr}$ ) หาได้จาก

$$\tilde{H}_{tr} = \frac{H_{tr}}{H_{rms}} \quad (6.30)$$

พารามิเตอร์  $\tilde{H}_1$  และ  $\tilde{H}_2$  กำหนดโดยการแก้ 2 สมการต่อไปนี้พร้อมกัน

$$\tilde{H}_2 = \tilde{H}_{tr} \left( \frac{\tilde{H}_1}{\tilde{H}_{tr}} \right)^{2/3.6} \quad (6.31)$$

$$1 = \sqrt{\tilde{H}_1^2 \gamma \left[ 2, \left( \frac{\tilde{H}_{tr}}{\tilde{H}_1} \right)^2 \right] + \tilde{H}_2^2 \Gamma \left[ \frac{5.6}{3.6}, \left( \frac{\tilde{H}_{tr}}{\tilde{H}_2} \right)^{3.6} \right]} \quad (6.32)$$

โดยที่  $\gamma(a, x)$  คือ ฟังก์ชันแกมมาที่ไม่สมบูรณ์ต่ำกว่าของตัวแปร  $a$  และ  $x$  หลังจากการปรับฟังก์ชันความน่าจะเป็น (สำหรับรายละเอียดเพิ่มเติมได้ที่ Groenendijk, 1998) จะได้  $H_N$  และ  $H_{1/N}$  แสดงเป็น

$$\tilde{H}_N = \frac{H_N}{H_{rms}} = \begin{cases} \tilde{H}_1 [\ln N]^{1/2} & \text{for } \tilde{H}_N < \tilde{H}_{tr} \\ \tilde{H}_2 [\ln N]^{1/3.6} & \text{for } \tilde{H}_N \geq \tilde{H}_{tr} \end{cases} \quad (6.33)$$

$$\tilde{H}_{1/N} = \frac{H_{1/N}}{H_{rms}} = \begin{cases} N\tilde{H}_1 \left( \Gamma \left[ \frac{3}{2}, \ln N \right] - \Gamma \left[ \frac{3}{2}, \left( \frac{\tilde{H}_{tr}}{\tilde{H}_1} \right)^2 \right] \right) + N\tilde{H}_2 \Gamma \left[ \frac{4.6}{3.6}, \left( \frac{\tilde{H}_{tr}}{\tilde{H}_2} \right)^{3.6} \right] & \text{for } \tilde{H}_N < \tilde{H}_{tr} \\ N\tilde{H}_2 \Gamma \left[ \frac{4.6}{3.6}, \ln N \right] & \text{for } \tilde{H}_N \geq \tilde{H}_{tr} \end{cases} \quad (6.34)$$

ต่างจาก Longuet-Higgins (1952), Battjes และ Groenendijk (2000) ไม่ได้ใช้ฟังก์ชันความน่าจะเป็นของ  $H_{max}$  สำหรับการคำนวณ  $H_{max}$  พวกเขาหาความสูงของคลื่นสูงสุดในบันทึกคลื่นของจำนวนคลื่นทั้งหมด  $M$  (หรือความสูงของคลื่นสูงสุด,  $H_{max}$ ) จากสูตร  $H_N$  (สมการ (6.33)) แทน  $N = M$  ลงในสมการ (6.33) สูตรคำนวณความสูงของคลื่นสูงสุด ( $H_{max}$ ) สามารถเขียนได้เป็น

$$\tilde{H}_M = \frac{H_{max}}{H_{rms}} = \begin{cases} \tilde{H}_1 [\ln M]^{1/2} & \text{for } \tilde{H}_M < \tilde{H}_{tr} \\ \tilde{H}_2 [\ln M]^{1/3.6} & \text{for } \tilde{H}_M \geq \tilde{H}_{tr} \end{cases} \quad (6.35)$$

ความสูงคลื่นลักษณะเฉพาะทั้งหมดเป็นฟังก์ชันของ  $\tilde{H}_{tr}$  เท่านั้น จากค่า  $H_{rms}$ ,  $h$ ,  $m$ , และ  $M$  ที่ทราบ ความสูงคลื่นช่วงเปลี่ยนผ่าน ( $\tilde{H}_{tr}$ ) หาได้จากสมการ (6.30) และพารามิเตอร์  $\tilde{H}_1$  และ  $\tilde{H}_2$  หาได้จากสมการ (6.31) และ (6.32) พร้อมกัน เมื่อหา  $\tilde{H}_1$  และ  $\tilde{H}_2$  ได้แล้ว  $H_{1/N}$  สามารถหาได้จากสมการ (6.34) และ  $H_{max}$  สามารถหาได้จากสมการ (6.35). ควรสังเกตว่าข้อเสียของ Battjes and Groenendijk (2000) คือ ความซับซ้อนของสูตร เพื่อให้ง่ายต่อการคำนวณความสูงคลื่นลักษณะเฉพาะที่รับมือได้จริงระบุไว้ในตารางที่ 6.2

ตารางที่ 6.2 ความสูงของคลื่นไร้มิติของ Battjes and Groenendijk (2000)

$\tilde{H}_r$	$\tilde{H}_1$	$\tilde{H}_2$	$\tilde{H}_m$	$\tilde{H}_{1/3}$	$\tilde{H}_{1/10}$	$\tilde{H}_{1/250}$	$\tilde{H}_{2\%}$	$\tilde{H}_{1\%}$	$\tilde{H}_{0.1\%}$
0.05	12.209	1.060	0.956	1.280	1.467	1.781	1.549	1.621	1.814
0.10	7.012	1.060	0.956	1.280	1.467	1.781	1.549	1.621	1.814
0.15	5.070	1.060	0.956	1.280	1.467	1.781	1.549	1.621	1.814
0.20	4.028	1.060	0.956	1.280	1.467	1.782	1.549	1.621	1.814
0.25	3.369	1.060	0.955	1.280	1.467	1.782	1.549	1.621	1.814
0.30	2.912	1.060	0.955	1.280	1.467	1.782	1.549	1.621	1.814
0.35	2.575	1.061	0.955	1.280	1.467	1.782	1.549	1.621	1.814
0.40	2.315	1.061	0.955	1.280	1.467	1.782	1.549	1.621	1.815
0.45	2.108	1.061	0.954	1.280	1.468	1.783	1.550	1.622	1.815
0.50	1.939	1.062	0.953	1.281	1.468	1.784	1.551	1.623	1.816
0.55	1.799	1.062	0.952	1.282	1.469	1.785	1.552	1.624	1.817
0.60	1.682	1.064	0.950	1.283	1.471	1.787	1.554	1.626	1.820
0.65	1.582	1.065	0.948	1.286	1.474	1.790	1.556	1.628	1.823
0.70	1.497	1.068	0.946	1.288	1.477	1.794	1.560	1.632	1.827
0.75	1.424	1.071	0.943	1.292	1.481	1.799	1.564	1.637	1.832
0.80	1.361	1.075	0.940	1.297	1.487	1.806	1.570	1.643	1.839
0.85	1.308	1.080	0.937	1.303	1.493	1.814	1.577	1.650	1.847
0.90	1.261	1.086	0.933	1.310	1.502	1.824	1.586	1.659	1.857
0.95	1.222	1.093	0.930	1.318	1.511	1.836	1.596	1.670	1.869
1.00	1.188	1.100	0.926	1.328	1.522	1.849	1.607	1.682	1.882
1.05	1.159	1.109	0.922	1.338	1.534	1.864	1.620	1.695	1.898
1.10	1.134	1.119	0.919	1.350	1.548	1.880	1.635	1.710	1.914
1.15	1.113	1.130	0.916	1.363	1.562	1.898	1.650	1.726	1.932
1.20	1.096	1.141	0.912	1.375	1.578	1.917	1.666	1.744	1.952
1.25	1.081	1.153	0.909	1.385	1.594	1.937	1.684	1.762	1.972
1.30	1.068	1.165	0.907	1.393	1.612	1.958	1.702	1.781	1.993
1.35	1.057	1.178	0.904	1.399	1.630	1.980	1.721	1.801	2.016
1.40	1.048	1.192	0.902	1.404	1.648	2.002	1.741	1.821	2.038
1.45	1.040	1.205	0.900	1.407	1.667	2.025	1.761	1.842	2.062
1.50	1.033	1.219	0.898	1.410	1.686	2.049	1.781	1.864	2.086
1.55	1.028	1.234	0.896	1.412	1.706	2.072	1.802	1.885	2.110

ตารางที่ 6.2 (ต่อ) ความสูงของคลื่นไร้มิติของ Battjes and Groenendijk (2000)

$\tilde{H}_{tr}$	$\tilde{H}_1$	$\tilde{H}_2$	$\tilde{H}_m$	$\tilde{H}_{1/3}$	$\tilde{H}_{1/10}$	$\tilde{H}_{1/250}$	$\tilde{H}_{2\%}$	$\tilde{H}_{1\%}$	$\tilde{H}_{0.1\%}$
1.60	1.023	1.248	0.895	1.413	1.725	2.097	1.823	1.907	2.135
1.65	1.019	1.262	0.894	1.414	1.740	2.121	1.844	1.930	2.160
1.70	1.016	1.277	0.893	1.415	1.752	2.145	1.865	1.952	2.184
1.75	1.013	1.292	0.892	1.416	1.761	2.170	1.887	1.974	2.209
1.80	1.011	1.306	0.891	1.416	1.769	2.194	1.908	1.996	2.234
1.85	1.009	1.321	0.890	1.416	1.776	2.219	1.929	2.019	2.259
1.90	1.007	1.335	0.889	1.416	1.781	2.243	1.951	2.041	2.284
1.95	1.006	1.350	0.889	1.416	1.785	2.268	1.972	2.063	2.309
2.00	1.005	1.364	0.888	1.416	1.788	2.292	1.987	2.085	2.334
2.05	1.004	1.379	0.888	1.416	1.791	2.316	1.985	2.107	2.358
2.10	1.003	1.393	0.888	1.416	1.793	2.340	1.984	2.129	2.383
2.15	1.002	1.407	0.887	1.416	1.794	2.364	1.983	2.151	2.407
2.20	1.002	1.421	0.887	1.416	1.796	2.388	1.982	2.150	2.431
2.25	1.002	1.435	0.887	1.416	1.797	2.411	1.981	2.149	2.455
2.30	1.001	1.449	0.887	1.416	1.797	2.434	1.980	2.149	2.479
2.35	1.001	1.463	0.887	1.416	1.798	2.457	1.980	2.148	2.502
2.40	1.001	1.476	0.887	1.416	1.798	2.478	1.979	2.148	2.525
2.45	1.001	1.490	0.887	1.416	1.799	2.494	1.979	2.147	2.548
2.50	1.000	1.503	0.886	1.416	1.799	2.506	1.979	2.147	2.571
2.55	1.000	1.516	0.886	1.416	1.799	2.516	1.979	2.147	2.594
2.60	1.000	1.529	0.886	1.416	1.799	2.524	1.978	2.147	2.616
2.65	1.000	1.542	0.886	1.416	1.800	2.529	1.978	2.146	2.629
2.70	1.000	1.555	0.886	1.416	1.800	2.534	1.978	2.146	2.629
2.75	1.000	1.568	0.886	1.416	1.800	2.537	1.978	2.146	2.629
2.80	1.000	1.580	0.886	1.416	1.800	2.540	1.978	2.146	2.629
2.85	1.000	1.593	0.886	1.416	1.800	2.542	1.978	2.146	2.628
2.90	1.000	1.605	0.886	1.416	1.800	2.543	1.978	2.146	2.628
2.95	1.000	1.617	0.886	1.416	1.800	2.544	1.978	2.146	2.628
3.00	1.000	1.630	0.886	1.416	1.800	2.545	1.978	2.146	2.628

จ) Elfrink et al. (2006) ใช้ฟังก์ชันความน่าจะเป็นเดียวกันกับของ Glukhovskiy (1966) และ Klopman (1996) และด้วยเหตุนี้จึงใช้สูตรเดียวกันสำหรับการคำนวณ  $H_{1/N}$  และ  $H_{\max}$  (สมการ (6.21) และ (6.23) ตามลำดับ) พวกเขาได้ปรับปรุงการแจกแจงของ Klopman (1996) โดยปรับสูตรใหม่สำหรับพารามิเตอร์  $\kappa$  สูตรที่เสนอสำหรับการคำนวณพารามิเตอร์  $\kappa$  ของ Elfrink et al. (2006) มีดังนี้

$$\kappa = 15.5 \left[ \tanh \left( \frac{H_{rms}}{h} \right) - \left( \frac{H_{rms}}{h} \right)^2 \right]^2 + 2.03 \quad (6.36)$$

จาก  $H_{rms}$ ,  $h$  และ  $M$  ที่ทราบ ความสูงของคลื่นตัวแทน  $H_{1/N}$  หาได้จากสมการ (6.21) และ  $H_{\max}$  หาได้จากสมการ (6.23) ซึ่งค่าพารามิเตอร์  $A$  และ  $\kappa$  หาจากสมการ (6.24) และ (6.36) ตามลำดับ

ฉ) Rattanapitikon and Shibayama (2007) ต่อไปนี้จะเรียกว่า RS07 ได้ปรับปรุงสูตรของ Longuet-Higgins (1952) โดยนำผลกระทบของคลื่นแตกตัวเข้าไปในสูตรเชิงประสพการณ์ (Empirical formulas) ค่าสัมประสิทธิ์สัดส่วน ( $\beta$ ) ในสูตรของ Longuet-Higgins (1952) ถูกปรับด้วยพารามิเตอร์ไร้มิติสามมิติ ( $H_{rms}/h$ ,  $H_{rms}/H_{ir}$  และ  $H_{rms}/H_b$ ) ดังนั้น สูตรการแปลงสามสูตร (ต่อไปนี้จะเรียกว่า RS07a, RS07b และ RS07c ตามลำดับ) สูตรทั่วไปสำหรับการคำนวณ  $H_{1/N}$  และ  $H_{\max}$  ของ RS07a-RS07c แสดงได้ดังนี้

$$H_{1/N} = \beta_{1/N} H_{rms} \quad (6.37)$$

$$H_{\max} = \beta_{\max} \left( \sqrt{\ln M} + \frac{0.5772}{2\sqrt{\ln M}} \right) H_{rms} \quad (6.38)$$

โดยที่  $\beta$  คือสัมประสิทธิ์ตามสัดส่วน และตัวห้อย  $1/N$  และ  $\max$  แสดงถึงสัมประสิทธิ์สำหรับ  $H_{1/N}$  และ  $H_{\max}$  ตามลำดับ ค่าสัมประสิทธิ์ตามสัดส่วน  $\beta$  สำหรับ RS07a-RS07c หาได้จากสูตรเชิงประสพการณ์ (Empirical formulas) ดังนี้

$$RS07a: \quad \beta = \begin{cases} K_1 & \text{for } \frac{H_{rms}}{h} \leq 0.10 \\ K_1 + \frac{(K_2 - K_1)}{(0.52 - 0.1)} \left( \frac{H_{rms}}{h} - 0.1 \right) & \text{for } 0.10 < \frac{H_{rms}}{h} < 0.52 \\ K_2 & \text{for } \frac{H_{rms}}{h} \geq 0.52 \end{cases} \quad (6.39)$$

$$RS07b: \quad \beta = \begin{cases} K_1 & \text{for } \frac{H_{rms}}{H_{tr}} \leq 0.25 \\ K_1 + \frac{(K_2 - K_1)}{(0.95 - 0.25)} \left( \frac{H_{rms}}{H_{tr}} - 0.25 \right) & \text{for } 0.25 < \frac{H_{rms}}{H_{tr}} < 0.95 \\ K_2 & \text{for } \frac{H_{rms}}{H_{tr}} \geq 0.95 \end{cases} \quad (6.40)$$

$$RS07c: \quad \beta = \begin{cases} K_1 & \text{for } \frac{H_{rms}}{H_b} \leq 0.43 \\ K_1 + \frac{(K_2 - K_1)}{(1.0 - 0.43)} \left( \frac{H_{rms}}{H_b} - 0.43 \right) & \text{for } 0.43 < \frac{H_{rms}}{H_b} < 1.0 \\ K_2 & \text{for } \frac{H_{rms}}{H_b} \geq 1.0 \end{cases} \quad (6.41)$$

โดยที่  $K_1$  และ  $K_2$  เป็นค่าคงที่ สำหรับสัมประสิทธิ์  $\beta$  จะแสดงในคอลัมน์ที่สามถึงหกของตารางที่ 6.3 ความสูงของคลื่นแตกตัว ( $H_b$ ) หาได้จากเกณฑ์การแตกตัวของ Goda (1970) เช่น

$$H_b = 0.1L_0 \left\{ 1 - \exp \left[ -1.5 \frac{\pi h}{L_0} (1 + 15m^{4/3}) \right] \right\} \quad (6.42)$$

โดยที่  $L_0$  คือ ความยาวคลื่นน้ำลึกสัมพันธ์กับคาบคลื่นสูงสุด ( $T_p$ ) โดยที่ค่าสัมประสิทธิ์ 0.1 ใช้ตาม Rattanapitikon และ Shibayama (1998) จาก  $H_{rms}$ ,  $h$ ,  $T_p$ ,  $m$  และ  $M$  ที่ทราบ ความสูงของคลื่นตัวแทน  $H_{1/N}$  หาได้จากสมการ (6.37) และ  $H_{max}$  หาได้จากสมการ (6.38) ซึ่งหาค่าสัมประสิทธิ์  $\beta$  ของ RS07a, RS07b และ RS07c จากสมการ (6.39), (6.40) และ (6.41) ตามลำดับ

ตารางที่ 6.3 ค่าคงที่  $K_1$  และ  $K_2$  ของสัมประสิทธิ์  $\beta$  สำหรับ RS07a-RS07c

สูตร	ค่าคงที่	$\beta_1$	$\beta_{1/3}$	$\beta_{1/10}$	$\beta_{max}$
RS07a	$K_1$	0.87	1.43	1.81	0.97
	$K_2$	0.92	1.36	1.58	0.69
RS07b	$K_1$	0.87	1.43	1.81	0.97
	$K_2$	0.92	1.36	1.58	0.69
RS07c	$K_1$	0.87	1.43	1.81	0.97
	$K_2$	0.92	1.36	1.58	0.69

ช) You (2009) ต่อไปนี้จะเรียกว่า Y09 นำเสนอใช้การแจกแจงแบบเรย์ลีย์ และแบบไวบูลล์ที่ปรับปรุงแล้ว เพื่ออธิบายการแจกแจงของแอมพลิจูดของความเร็ววงโคจรของคลื่น เนื่องจากความสูงของคลื่นและแอมพลิจูดของความเร็ววงโคจรมีความสัมพันธ์กัน การแจกแจงของความเร็ววงโคจรจึงอาจนำไปใช้ในการอธิบายการแจกแจงความสูงของคลื่นได้เช่นกัน ฟังก์ชันการแจกแจงสะสมของการแจกแจงแบบเรย์ลีย์ที่ปรับปรุงแล้ว (ต่อไปนี้จะเรียกว่า Y09a) และการแจกแจงแบบไวบูลล์ (ต่อไปนี้จะเรียกว่า Y09b) สามารถเขียนใหม่ได้ในรูปแบบทั่วไปเป็น

$$F(H) = 1 - \exp \left[ -A \left( \frac{H}{H_{rms}} \right)^\kappa \right] \quad (6.43)$$

ฟังก์ชันแจกแจงสะสมของ Y09 (สมการ (6.43)) เหมือนกับของ Glukhovskiy (1966) ความแตกต่าง คือเงื่อนไขของพารามิเตอร์  $A$  และ  $\kappa$  กำหนดให้เป็นค่าคงที่

$$Y09a: \quad A = 1.09 \quad (6.44)$$

$$\kappa = 2 \quad (6.45)$$

$$Y09b: \quad A = 1 \quad (6.46)$$

$$\kappa = 2.15 \quad (6.47)$$

เนื่องจากฟังก์ชันแจกแจงสะสมของ Y09 เหมือนกับของ Glukhovskiy (1966) ความสูงคลื่นตัวแทนจึงสามารถหาได้จากสมการเดียวกันกับของ Glukhovskiy (1966) จาก  $H_{rms}$  และ  $M$  ที่ทราบ ความสูงของคลื่นตัวแทน  $H_{1/N}$  หาได้จากสมการ (6.21) และ  $H_{max}$  สามารถหาได้จากสมการ (6.23) พารามิเตอร์  $A$  และ  $\kappa$  หาได้จากสมการ (6.44) และ (6.45) สำหรับ Y09a และจากสมการ (6.46) และ (6.47) สำหรับ Y09b ควรสังเกตว่าการแจกแจงของ Y09 ไม่สอดคล้องกัน การแจกแจงครั้งที่สองไม่เท่ากับ  $H_{rms}^2$  อย่างไรก็ตาม You (2009) แสดงให้เห็นว่าการแจกแจงให้ความแม่นยำดีกว่าของ Longuet-Higgins (1952)

สรุปฟังก์ชันการแจกแจงสะสมแสดงอยู่ในตารางที่ 6.4 และสรุปสูตรสำหรับการประมาณความสูงของคลื่นตัวแทนแสดงไว้ในตารางที่ 6.5

ตารางที่ 6.4 ฟังก์ชันการแจกแจงสะสม

ที่มา	$F(H)$
Longuet-Higgins (1952)	$F(H) = 1 - \exp \left[ - \left( \frac{H}{H_{rms}} \right)^2 \right]$
Glukhovskiy (1966)	$F(H) = 1 - \exp \left[ -A \left( \frac{H}{H_{rms}} \right)^\kappa \right]$ $A = \left( 1 + \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \frac{0.7H_{rms}}{h} \right)^{-1}, \kappa = \frac{2}{1 - 0.7H_{rms}/h}$
Klopman (1996)	$F(H) = 1 - \exp \left[ -A \left( \frac{H}{H_{rms}} \right)^\kappa \right]$ $A = \left[ \Gamma \left( \frac{2}{\kappa} + 1 \right) \right]^{\kappa/2}, \kappa = \frac{2}{1 - 0.7H_{rms}/h}$
Battjes and Groenendijk (2000)	$F(H) = \begin{cases} 1 - \exp \left[ - \left( \frac{H}{H_1} \right)^2 \right] & \text{for } H < H_{tr} \\ 1 - \exp \left[ - \left( \frac{H}{H_2} \right)^{3.6} \right] & \text{for } H \geq H_{tr} \end{cases}$ $H_{tr} = (0.35 + 5.8m_b)h$
Elfrink et al. (2006)	$F(H) = 1 - \exp \left[ -A \left( \frac{H}{H_{rms}} \right)^\kappa \right]$ $A = \left[ \Gamma \left( \frac{2}{\kappa} + 1 \right) \right]^{\kappa/2}, \kappa = 15.5 \left[ \tanh \left( \frac{H_{rms}}{h} \right) - \left( \frac{H_{rms}}{h} \right)^2 \right]^2 + 2.03$
You (2009)a	$F(H) = 1 - \exp \left[ -A \left( \frac{H}{H_{rms}} \right)^\kappa \right]$ $A = 1.09, \kappa = 2$
You (2009)b	$F(H) = 1 - \exp \left[ -A \left( \frac{H}{H_{rms}} \right)^\kappa \right]$ $A = 1, \kappa = 2.15$

6.5 สูตรการประมาณค่า  $H_m$ ,  $H_{1/3}$ ,  $H_{1/10}$  และ  $H_{\max}$  ที่ได้จากฟังก์ชันความน่าจะเป็น

	$H_{1/N}$	$H_{\max}$
Longuet-Higgins (1952)	$H_{1/N} = \left[ \sqrt{\ln N} + \frac{N\sqrt{\pi}}{2} \operatorname{erfc}(\sqrt{\ln N}) \right] H_{rms}$	$H_{\max} = \left[ \sqrt{\ln M} + \frac{0.5772}{2\sqrt{\ln M}} \right] H_{rms}$
Glukhovskiy (1966)	$H_{1/N} = \frac{N}{A^{1/\kappa}} \Gamma \left[ \frac{1}{\kappa} + 1, \ln N \right] H_{rms}$ $A = \left( 1 + \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \frac{0.7H_{rms}}{h} \right)^{-1}$ $\kappa = \frac{2}{1 - 0.7H_{rms}/h}$	$H_{\max} = \frac{1}{A^{1/\kappa}} \left( \sqrt{\ln M} \right)^{1/\kappa} + \frac{0.5772(\sqrt{\ln M})^{1/\kappa-1}}{\kappa} H_{rms}$ $A = \left( 1 + \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \frac{0.7H_{rms}}{h} \right)^{-1}$ $\kappa = \frac{2}{1 - 0.7H_{rms}/h}$
Klopman (1996)	$H_{1/N} = \frac{N}{A^{1/\kappa}} \Gamma \left[ \frac{1}{\kappa} + 1, \ln N \right] H_{rms}$ $A = \left( \Gamma \left( \frac{2}{\kappa} + 1 \right) \right)^{\kappa/2}$ $\kappa = \frac{2}{1 - 0.7H_{rms}/h}$	$H_{\max} = \frac{1}{A^{1/\kappa}} \left( \sqrt{\ln M} \right)^{1/\kappa} + \frac{0.5772(\sqrt{\ln M})^{1/\kappa-1}}{\kappa} H_{rms}$ $A = \left( \Gamma \left( \frac{2}{\kappa} + 1 \right) \right)^{\kappa/2}$ $\kappa = \frac{2}{1 - 0.7H_{rms}/h}$
Battjes and Groenendijk (2000)	$H_{1/N} = \tilde{H}_{1/N} H_{rms}$ $\tilde{H}_{1/N} = \frac{(0.35 + 5.8m_b)h}{H_{rms}}$	$H_{\max} = \begin{cases} \tilde{H}_1 [\ln M]^{1/2} H_{rms} & \text{for } \tilde{H}_M < \tilde{H}_{tr} \\ \tilde{H}_2 [\ln M]^{1/3.6} H_{rms} & \text{for } \tilde{H}_M \geq \tilde{H}_{tr} \end{cases}$ $\tilde{H}_2 = \frac{(0.35 + 5.8m_b)h}{H_{rms}}$

6.5 (ต่อ) สูตรการประมาณค่า  $H_m$ ,  $H_{1/3}$ ,  $H_{1/10}$  และ  $H_{\max}$  ที่ได้จากฟังก์ชันความน่าจะเป็น

ที่มา	$H_{1/N}$	$H_{\max}$
Efrink et al. (2006)	$H_{1/N} = \frac{N}{A^{1/\kappa}} \Gamma \left[ \frac{1}{\kappa} + 1, InN \right] \frac{H_{rms}}{h}$ $A = \left( \Gamma \left( \frac{2}{\kappa} + 1 \right) \right)^{\kappa/2}$ $\kappa = 15.5 \left[ \tanh \left( \frac{H_{rms}}{h} \right) - \left( \frac{H_{rms}}{h} \right)^2 \right] + 2.03$	$H_{\max} = \frac{1}{A^{1/\kappa}} \left( \sqrt{InM} \right)^{1/\kappa} + \frac{0.5772 \left( \sqrt{InM} \right)^{1/\kappa-1}}{\kappa} H_{rms}$ $A = \left( \Gamma \left( \frac{2}{\kappa} + 1 \right) \right)^{\kappa/2}$ $\kappa = 15.5 \left[ \tanh \left( \frac{H_{rms}}{h} \right) - \left( \frac{H_{rms}}{h} \right)^2 \right] + 2.03$
Rattanapitikon and Shibayama (2007)a	$H_{1/N} = \beta_{1/N} \frac{H_{rms}}{h}$ $\beta_{1/N}$	$H_{\max} = \beta_{\max} \left( \sqrt{InM} + \frac{0.5772}{2\sqrt{InM}} \right) \frac{H_{rms}}{h}$ $\beta_{\max}$
Rattanapitikon and Shibayama (2007)b	$H_{1/N} = \beta_{1/N} \frac{H_{rms}}{h}$ $\beta_{1/N}$ $H_{tr} = (0.35 + 5.8m)h$	$H_{\max} = \beta_{\max} \left( \sqrt{InM} + \frac{0.5772}{2\sqrt{InM}} \right) \frac{H_{rms}}{h}$ $\beta_{\max}$ $H_{tr} = (0.35 + 5.8m)h$
Rattanapitikon and Shibayama (2007)c	$H_{1/N} = \beta_{1/N} \frac{H_{rms}}{h}$ $\beta_{1/N}$ $H_b = 0.1L_0 \left\{ 1 - \exp \left[ -1.5 \frac{\pi h}{L_0} (1 + 15m^{4/3}) \right] \right\}$	$H_{\max} = \beta_{\max} \left( \sqrt{InM} + \frac{0.5772}{2\sqrt{InM}} \right) \frac{H_{rms}}{h}$ $\beta_{\max}$ $H_b = 0.1L_0 \left\{ 1 - \exp \left[ -1.5 \frac{\pi h}{L_0} (1 + 15m^{4/3}) \right] \right\}$

ตารางที่ 6.5 (ต่อ) สูตรการประมาณค่า  $H_m$ ,  $H_{1/3}$ ,  $H_{1/10}$  และ  $H_{\max}$  ที่ได้จากฟังก์ชันความน่าจะเป็น

	$H_{1/N}$	$H_{\max}$
You (2009)a	$H_{1/N} = \frac{N}{A^{1/\kappa}} \Gamma \left[ \frac{1}{\kappa} + 1, \ln N \right] H_{rms}$ $A = 1.09$ $\kappa = 2$	$H_{\max} = \frac{1}{A^{1/\kappa}} \left( (\sqrt{\ln M})^{1/\kappa} + \frac{0.5772 (\sqrt{\ln M})^{1/\kappa-1}}{\kappa} \right) H_{rms}$ $A = 1.09$ $\kappa = 2$
You (2009)b	$H_{1/N} = \frac{N}{A^{1/\kappa}} \Gamma \left[ \frac{1}{\kappa} + 1, \ln N \right] H_{rms}$ $A = 1$ $\kappa = 2.15$	$H_{\max} = \frac{1}{A^{1/\kappa}} \left( (\sqrt{\ln M})^{1/\kappa} + \frac{0.5772 (\sqrt{\ln M})^{1/\kappa-1}}{\kappa} \right) H_{rms}$ $A = 1$ $\kappa = 2.15$

### 6.2.3 การแจกแจงของคาบคลื่น (Distribution of Wave Period)

โดยทั่วไปฟังก์ชันความหนาแน่นของความน่าจะเป็นของคาบคลื่นจะแคบกว่าความสูงของคลื่น และการแจกแจงส่วนใหญ่จะอยู่ในช่วง 0.5 ถึง 2.0 เท่าของคาบคลื่นเฉลี่ย

ไม่มีการแจกแจงคาบคลื่นที่ยอมรับได้ จากการวิเคราะห์ข้อมูลคลื่นสนาม Goda และ Nagai (1974) รายงานว่า

$$T_{\max} = (0.6-1.3)T_{1/3} \quad (6.48)$$

$$T_{1/10} = (0.9-1.1)T_{1/3} \quad (6.49)$$

$$T_{1/3} = (0.9-1.4)T_m \quad (6.50)$$

ค่าเฉลี่ยสามารถสรุปได้ดังนี้

$$T_{\max} \approx T_{1/10} \approx T_{1/3} \approx (1.1-1.3)T_m \quad (6.51)$$

**ตัวอย่างที่ 6.2** ขบวนการคลื่นประกอบด้วยคลื่น 600 คลื่น  $H_{rms} = 4$  เมตร จากการแจกแจงแบบเรย์ลี

- ความน่าจะเป็นที่จะเกิดคลื่นสูงกว่า 6 เมตรเป็นเท่าใด
- มีคลื่นกี่ลูกที่คาดว่าจะสูงเกิน  $2H_{rms}$
- ความสูงที่คลื่น 300 ลูกเกินไปคือเท่าใด
- ความสูงที่มีเพียงคลื่นลูกเดียวที่เกินไปคือเท่าใด

**วิธีทำ**

a)

$$P(H > 6) = 1 - P(H < 6) = 1 - F(6) = \exp\left[-\left(\frac{6}{2}\right)^2\right] = 0.105 \quad \text{ตอบ}$$

b)

$$P(H > 2H_{rms}) = 1 - F(2H_{rms}) = \exp\left[-\left(\frac{2H_{rms}}{H_{rms}}\right)^2\right] = 0.018 \quad \text{ตอบ}$$

$$P(H > 2H_{rms}) = \frac{n}{N} = 0.018$$

$$n = 0.018(600) = 10.99 \approx 11 \quad \text{waves}$$

c)

$$P(H > \hat{H}) = \frac{300}{600} = \frac{1}{2} \quad \text{ตอบ}$$

$$1 - F(\hat{H}) = \exp\left[-\left(\frac{\hat{H}}{H_{rms}}\right)^2\right] = \exp\left[-\left(\frac{\hat{H}}{4}\right)^2\right] = \frac{1}{2}$$

$$\hat{H} = 3.33 \quad \text{m}$$

d)

$$P(H > \hat{H}) = \frac{1}{600} \quad \text{ตอบ}$$

$$1 - F(\hat{H}) = \exp\left[-\left(\frac{\hat{H}}{H_{rms}}\right)^2\right] = \exp\left[-\left(\frac{\hat{H}}{4}\right)^2\right] = \frac{1}{600}$$

$$\hat{H} = 10.12 \quad \text{m} \quad \text{ตอบ}$$

**ตัวอย่างที่ 6.3** ขบวนการคลื่นประกอบด้วยคลื่น 1,000 คลื่น  $H_{rms} = 4$  เมตร ประมาณการ  $H_m$ ,  $H_s$ ,  $H_{1/10}$  และ  $H_{max}$  ตามการแจกแจงแบบเรย์ลี

a) ความเร็วของคลื่นและความยาวคลื่น ณ ตำแหน่งบริเวณน้ำลึก

b) ความเร็วของคลื่นและความยาวคลื่น ณ ตำแหน่งที่มีความลึกของน้ำเท่ากับ 5 m โดยใช้วิธี Iteration

วิธีทำ

$$H_m = 0.886H_{rms} = 0.886(4) = 3.544 \quad \text{m} \quad \text{ตอบ}$$

$$H_{1/3} = 1.416H_{rms} = 1.416(4) = 5.664 \quad \text{m} \quad \text{ตอบ}$$

$$H_{1/10} = 1.800H_{rms} = 1.8(4) = 7.2 \quad \text{m} \quad \text{ตอบ}$$

$$H_{max} = \left(\sqrt{\ln M} + \frac{0.2886}{\sqrt{\ln M}}\right)H_{rms} = \left(\sqrt{\ln 1000} + \frac{0.2886}{\sqrt{\ln 1000}}\right)4 = 10.95 \quad \text{m} \quad \text{ตอบ}$$

**ตัวอย่างที่ 6.4** ขบวนการคลื่นประกอบด้วยคลื่น 1,000 คลื่น โดยมี  $H_{rms} = 4$  เมตร,  $m = 1/50$  และ  $h = 5.15$  เมตร ประเมินการ  $H_m$ ,  $H_s$ ,  $H_{1/10}$  และ  $H_{max}$  โดยใช้แบบจำลองของ a) Klopman (1996), b) Battjes และ Groenendijk (2000) และ c) Rattanapitikon และ Shibayama (2007) a

**วิธีทำ**

a) แบบจำลองของ Klopman (1996)

จากสมการที่ 6.25 
$$\kappa = \frac{2}{1 - 0.7H_{rms}/h} = \frac{2}{1 - 0.7(4)/5.15} = 4.383$$

จากสมการที่ 6.24 
$$A = \left[ \Gamma\left(\frac{2}{\kappa} + 1\right) \right]^{\kappa/2} = \left[ \Gamma\left(\frac{2}{4.383} + 1\right) \right]^{4.383/2} = 0.766$$

จากสมการที่ 6.21 
$$H_{1/N} = \frac{N}{A^{1/\kappa}} \Gamma\left[\frac{1}{\kappa} + 1, \ln N\right] H_{rms}$$

$$H_m = \frac{1}{0.766^{1/4.383}} \Gamma\left[\frac{1}{4.383} + 1, \ln 1\right] 4 = 3.87 \quad \text{m}$$

$$H_{1/3} = \frac{3}{0.766^{1/4.383}} \Gamma\left[\frac{1}{4.383} + 1, \ln 3\right] 4 = 4.95 \quad \text{m}$$

$$H_{1/10} = \frac{10}{0.766^{1/4.383}} \Gamma\left[\frac{1}{4.383} + 1, \ln 10\right] 4 = 5.55 \quad \text{m}$$

จากสมการที่ 6.23 
$$H_{max} = \frac{1}{A^{1/\kappa}} \left( (\ln M)^{1/\kappa} + \frac{0.5772(\ln M)^{1/\kappa - 1}}{\kappa} \right) H_{rms}$$

$$H_{max} = \frac{1}{0.766^{1/4.383}} \left( (\ln 1000)^{1/4.383} + \frac{0.5772(\ln 1000)^{1/4.383 - 1}}{4.383} \right) 4 = 6.73 \quad \text{m}$$

b) แบบจำลองของ Battjes and Groenendijk (2000)

จากสมการที่ 6.28 
$$H_{tr} = (0.35 + 5.8m)h = (0.35 + 5.8 \frac{1}{50})5.15 = 2.4 \quad \text{m}$$

จากสมการที่ 6.30 
$$\tilde{H}_{tr} = \frac{H_{tr}}{H_{rms}} = \frac{2.4}{4} = 0.6$$

จากตารางที่ 6.2 
$$\tilde{H}_m = 0.95$$

$$\tilde{H}_{1/3} = 1.283$$

$$\tilde{H}_{1/10} = 1.471$$

$$\tilde{H}_1 = 1.682$$

$$\tilde{H}_2 = 1.064$$

จากสมการที่ 6.35

$$\tilde{H}_M = \begin{cases} \tilde{H}_1 [\ln M]^{1/2} & \text{for } \tilde{H}_M < \tilde{H}_{tr} \\ \tilde{H}_2 [\ln M]^{1/3.6} & \text{for } \tilde{H}_M \geq \tilde{H}_{tr} \end{cases}$$

$$\tilde{H}_M = \begin{cases} 1.682 [\ln 1000]^{1/2} & \text{for } \tilde{H}_M < 0.6 \\ 1.064 [\ln 1000]^{1/3.6} & \text{for } \tilde{H}_M \geq 0.6 \end{cases}$$

$$\tilde{H}_M = \begin{cases} 4.421 & \text{for } \tilde{H}_M < 0.6 \\ 1.820 & \text{for } \tilde{H}_M \geq 0.6 \end{cases}$$

$$\tilde{H}_M = 1.820$$

จากสมการที่ 6.29

$$H_x = \tilde{H}_x H_{rms}$$

$$H_m = 0.95 H_{rms} = 3.8 \quad \text{m}$$

$$H_{1/3} = 1.283 H_{rms} = 5.132 \quad \text{m}$$

$$H_{1/10} = 1.471 H_{rms} = 5.884 \quad \text{m}$$

$$H_{\max} = 1.820 H_{rms} = 7.28 \quad \text{m}$$

c) แบบจำลองของ Rattanapitikon and Shibayama (2007)a

$$\frac{H_{rms}}{h} = \frac{4}{5.15} = 0.777$$

จากสมการที่ 6.39

$$\frac{H_{rms}}{h} > 0.52, \beta = K_2,$$

จากตารางที่ 6.3

$$\beta_1 = 0.92, \beta_{1/3} = 1.36, \beta_{1/10} = 1.58, \text{ และ } \beta_{\max} = 0.69$$

จากสมการที่ 6.37

$$H_m = \beta_1 H_{rms} = 0.92(4) = 3.68 \quad \text{m}$$

$$H_{1/3} = \beta_{1/3} H_{rms} = 1.36(4) = 5.44 \quad \text{m}$$

$$H_{1/10} = \beta_{1/10} H_{rms} = 1.58(4) = 6.32 \quad \text{m}$$

จากสมการที่ 6.38

$$H_{\max} = \beta_{\max} \left( \sqrt{\ln M} + \frac{0.5772}{2\sqrt{\ln M}} \right) H_{rms}$$

$$H_{\max} = 0.69 \left( \sqrt{\ln 1000} + \frac{0.5772}{2\sqrt{\ln 1000}} \right) 4 = 7.56 \quad \text{m}$$

ตอบ

### 6.3 การวิเคราะห์สเปกตรัม (Spectral Analysis)

โปรไฟล์คลื่นที่ไม่สม่ำเสมอประกอบด้วยส่วนประกอบของความถี่และแอมพลิจูดจำนวนมากที่มีเฟสต่างกัน เช่น

$$\eta = \sum_{n=1}^{\infty} a_n \cos(\sigma_n t - \varepsilon_n) \quad (6.52)$$

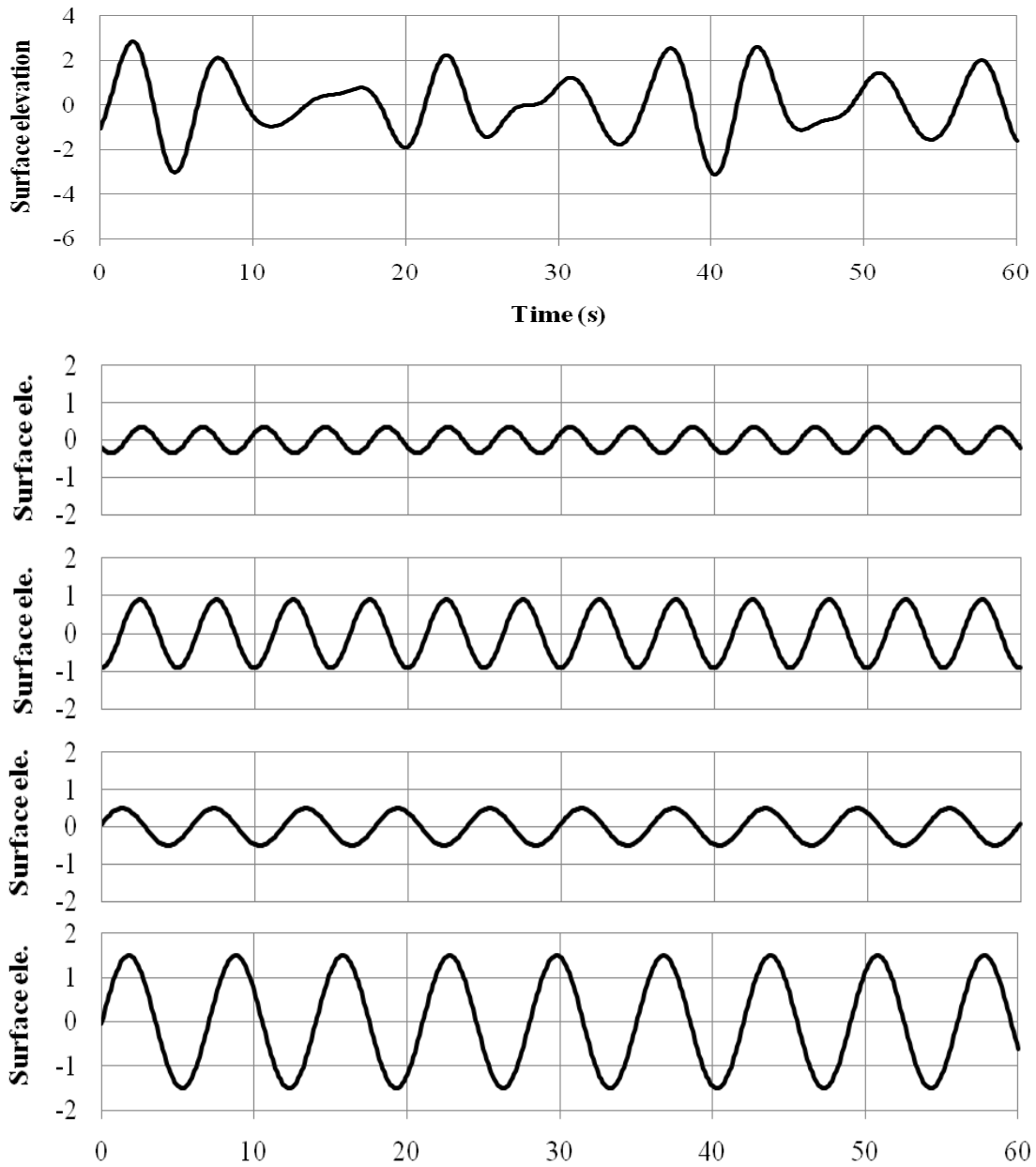
โดยที่  $a$  คือ แอมพลิจูดของคลื่น (Wave Amplitude) และ  $\varepsilon$  คือ มุมเฟส (Phase Angle)

โปรไฟล์เหล่านี้สามารถแยกออกเป็นองค์ประกอบคลื่นย่อย ๆ (Wavelets) ซึ่งมีความถี่ (Frequency:  $f$ ) และทิศทาง (Directions:  $\alpha$ ) ที่แตกต่างกัน โดยใช้เครื่องมือทางคณิตศาสตร์ที่เรียกว่าเทคนิค Fast Fourier Transform (FFT) ตัวอย่าง การการแยกโปรไฟล์คลื่นไม่สม่ำเสมอแสดงในภาพที่ (6.4)

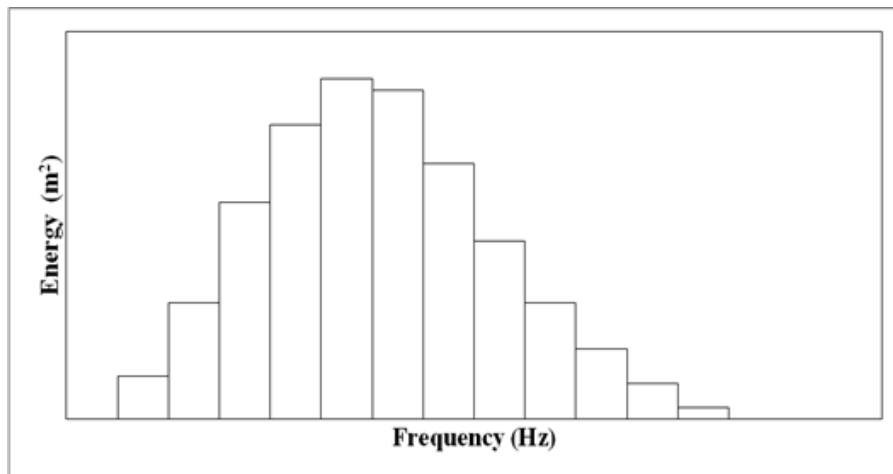
การกระจายพลังงานของความสูงของคลื่นเหล่านี้เมื่อพล็อตเทียบกับความถี่ (และทิศทาง) เรียกว่า สเปกตรัมคลื่น (Wave Spectrum) สรุปโดยย่อแสดงดังนี้

ก) สเปกตรัมพลังงานเป็นพล็อตของ  $H^2/8$  เทียบกับ  $f$  (ดูภาพที่ 6.5) โดยทั่วไปจะแยก  $\rho g$  จากความหนาแน่นของพลังงาน

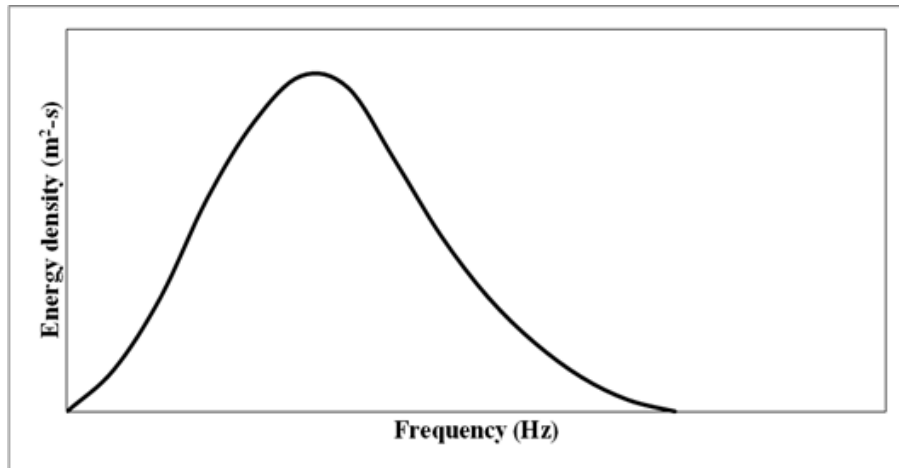
ข) สเปกตรัมความหนาแน่นของพลังงาน [สเปกตรัมความถี่,  $S(f)$ ] คือ พล็อตของ  $H^2/(8\Delta f)$  เทียบกับ  $f$  (ดูภาพที่ 6.6) พื้นที่ใต้เส้นโค้ง คือ การวัดพลังงานทั้งหมดในสนามคลื่น



ภาพที่ 6.4 การแยกโปรไฟล์คลื่นที่ไม่สม่ำเสมอ

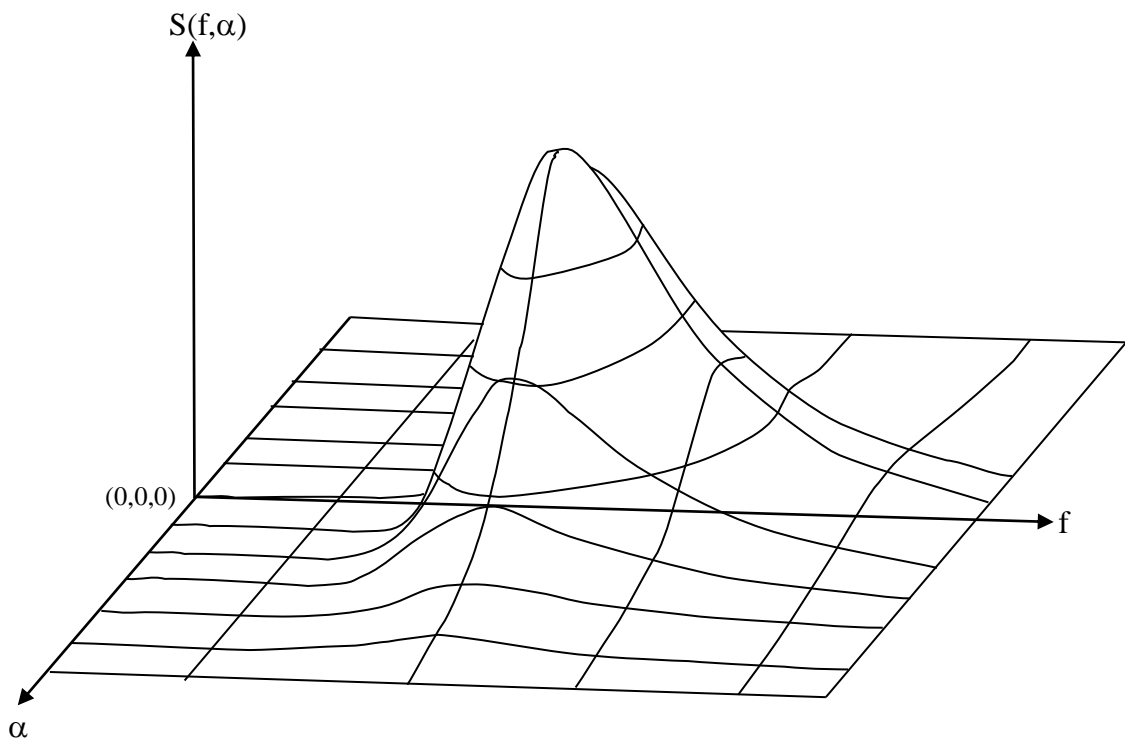


ภาพที่ 6.5 แผนผังสำหรับสเปกตรัมพลังงาน



ภาพที่ 6.6 แผนผังสำหรับสเปกตรัมความถี่  $[S(f)]$

ค) สเปกตรัมคลื่นทิศทาง  $[S(f, \alpha)]$  คือ พล็อตของ  $H^2 / (8\Delta f \Delta \alpha)$  และ  $f(\alpha)$  ดูภาพที่ 6.7)



ภาพที่ 6.7 แผนผังสำหรับสเปกตรัมคลื่นทิศทาง (ดัดแปลงจาก USACE, 2002)

โดยทั่วไป สเปกตรัมของพื้นผิวทะเลไม่เป็นไปตามรูปแบบทางคณิตศาสตร์ใด ๆ ที่เฉพาะเจาะจง (Goda, 2000) อย่างไรก็ตาม ภายใต้สภาวะลมบางอย่าง สเปกตรัมจะมีรูปร่างเฉพาะเจาะจง

การเสนอสเปกตรัมเชิงประสบการณ์ (Empirical spectra) มีหลายแบบ เช่น

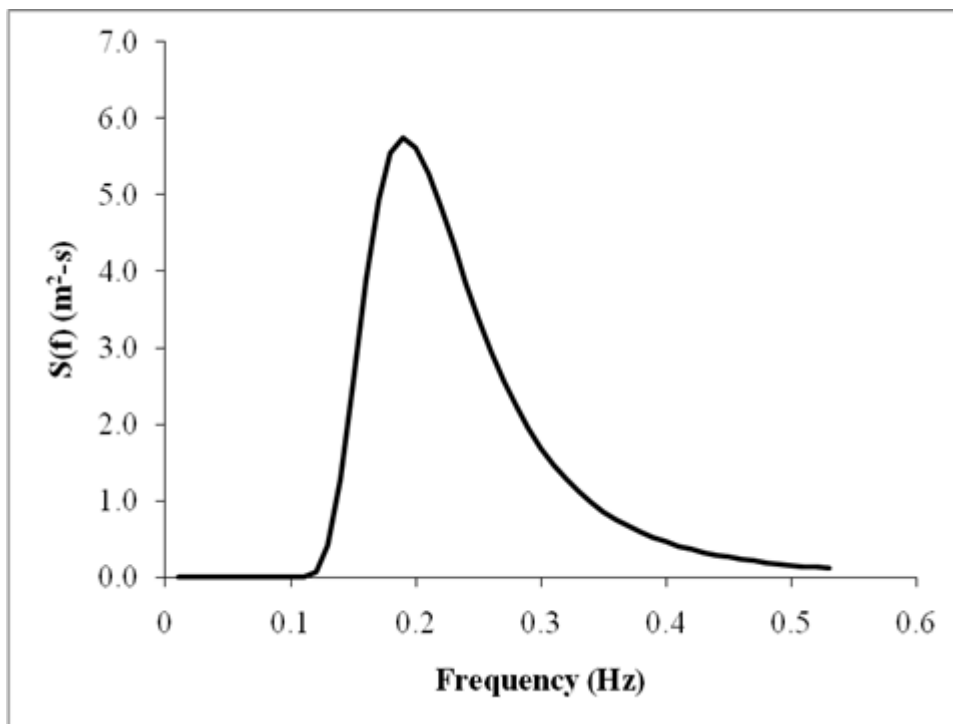
- สำหรับสเปกตรัมความถี่: สเปกตรัม Bretschneider (Bretschneider, 1959), สเปกตรัม Pierson-Moskowitz (Pierson and Moskowitz, 1964), สเปกตรัม Bretschneider-Mitsuyasu (Mitsuyasu, 1972), สเปกตรัม JONSWAP (Hasselmann et al., 1973) และ สเปกตรัม TMA (Bouws et al. 1985)
- สำหรับสเปกตรัมคลื่นทิศทาง: สเปกตรัม Mitsuyasu (Mitsuyasu et al., 1975), สเปกตรัม Goda-Suzuki (Goda and Suzuki, 1976) และสเปกตรัม Holthuijsen (Holthuijsen, 1983)

ตัวอย่างของสเปกตรัมความถี่แสดงไว้ด้านล่าง

ก) สเปกตรัม Bretschneider-Mitsuyasu

$$S(f) = 0.257 H_{1/3}^2 T_{1/3}^{-4} f^{-5} \exp[-1.03(T_{1/3} f)^{-4}] \quad (6.53)$$

ตัวอย่างของสเปกตรัม Bretschneider-Mitsuyasu แสดงในภาพที่ 6.8



ภาพที่ 6.8 ตัวอย่างของสเปกตรัม Bretschneider-Mitsuyasu สำหรับ  $H_{1/3} = 3.5$  m. และ  $T_{1/3} = 5$  s

ข) สเปกตรัม JONSWAP

$$S(f) = \alpha H_{1/3}^2 T_p^{-4} f^{-5} \exp[-1.25(T_p f)^{-4}] \gamma^{\exp[-(T_p f - 1)^2 / 2\sigma^2]} \quad (6.54)$$

ซึ่งใน

$$\alpha = \frac{0.0624}{0.230 + 0.0336\gamma - 0.185 / (1.9 + \gamma)} (1.094 - 0.01915 \ln \gamma)$$

$$\sigma = \begin{cases} 0.07 & \text{for } f < f_p \\ 0.09 & \text{for } f \geq f_p \end{cases}$$

โดยที่  $\gamma$  คือ พารามิเตอร์รูปร่างสูงสุดของสเปกตรัม (มีค่าอยู่ระหว่าง 1 ถึง 7 โดยมีค่าที่แนะนำคือ 3.3) และ  $f_p$  คือ ความถี่คลื่นสเปกตรัมสูงสุด

### 6.3.1 โมเมนต์ของสเปกตรัม (Spectral Moments)

โมเมนต์ของสเปกตรัม (Spectral moments) คลื่นมีความสำคัญในการกำหนดลักษณะของสเปกตรัม โมเมนต์ที่  $n^{\text{th}}$  ของสเปกตรัมคลื่นสามารถกำหนดได้ดังนี้

$$m_n = \int_0^\infty S(f) f^n df \quad (6.55)$$

โมเมนต์ที่ศูนย์ของสเปกตรัมคลื่น ( $m_0$ ) แสดงถึงพื้นที่ใต้กราฟของ  $S(f)$  และตามคำนิยามของสเปกตรัมคลื่น เท่ากับความแปรปรวนของความสูงของผิวน้ำ (Goda, 2000) ดังนี้

$$m_0 = \int_0^\infty S(f) df = \frac{1}{t_n} \int_0^{t_\infty} \eta^2 dt \quad (6.56)$$

โดยที่  $\eta$  คือ ระดับความสูงผิวน้ำ  $t$  คือ เวลา และ  $t_n$  คือ เวลารวมของบันทึกคลื่น ซึ่งเวลานั้นควรนานเพียงพอ

ความหนาแน่นของพลังงานเป็นสองเท่าของความหนาแน่นของพลังงานศักย์ ซึ่งสามารถเขียนได้ในรูปของระดับความสูงของพื้นผิว

$$E = 2E_p = \frac{2}{t_n} \int_0^{t_\infty} \frac{\rho g \eta^2}{2} dt = \rho g m_0 \quad (6.57)$$

โดยที่  $E_p$  คือ ความหนาแน่นของพลังงานศักย์ การดูลสมการ (6.3) และ (6.57) แสดงดังนี้

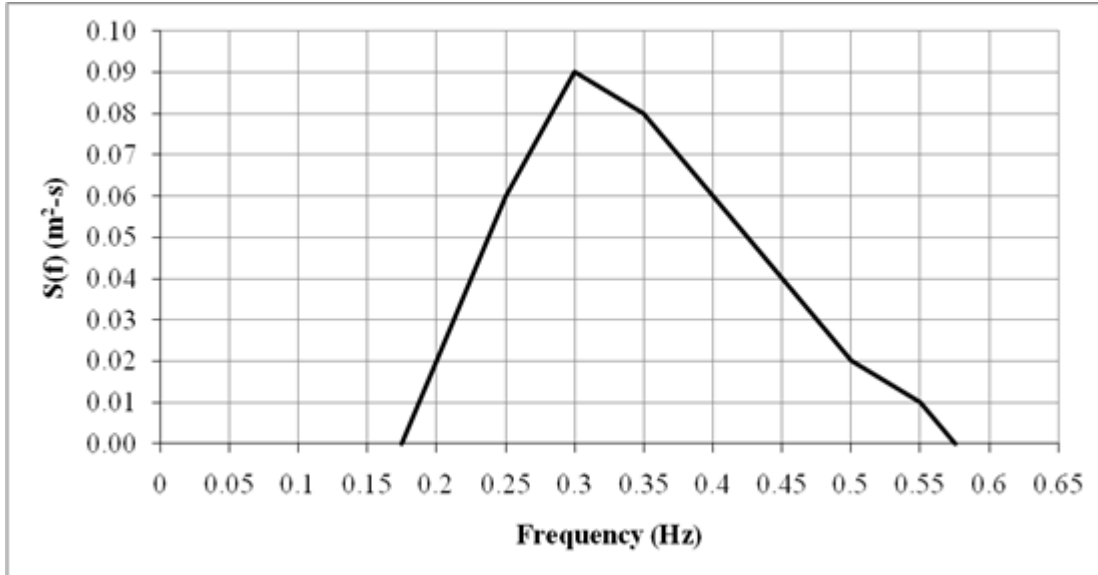
$$H_{rms} = \sqrt{8m_0} \quad (6.58)$$

สังเกตได้ว่าสมการ (6.58) หาได้จากทฤษฎีคลื่นเชิงเส้น ความสูงของคลื่นตัวแทนที่คำนวณมาจาก  $\sqrt{m_0}$  เรียกว่าความสูงของคลื่นตัวแทนสเปกตรัม เช่น ค่าเฉลี่ยกำลังสองของความสูงคลื่นสเปกตรัม ( $H_{rms} = \sqrt{8m_0}$ ) และความสูงของคลื่นสเปกตรัมที่มีนัยสำคัญ ( $H_{m_0} = 4.004\sqrt{m_0}$ ) เนื่องจาก  $m_0$  แสดงถึงความหนาแน่น

วิศวกรรมชายฝั่งทะเลเบื้องต้น

ของพลังงานคลื่น ความสูงของคลื่นตัวแทนที่คำนวณจาก  $\sqrt{m_0}$  อาจเรียกอีกอย่างว่าความสูงของคลื่นที่อิงพลังงาน (Thompson and Vincent, 1985)

**ตัวอย่างที่ 6.5** รูปต่อไปนี้เป็นแสดงสเปกตรัมความหนาแน่นของพลังงานที่ระดับความลึกของน้ำ 8 เมตร หากค่าเฉลี่ยกำลังสองของความสูงคลื่นสเปกตรัม ( $H_{rms}$ ) และความสูงของคลื่นที่มีนัยสำคัญของสเปกตรัม ( $H_{m_0}$ )



วิธีทำ

$$m_0 = \int_0^{\infty} S(f)df = \sum S(f)\Delta f$$

$$m_0 = (0.02 + 0.06 + 0.09 + 0.08 + 0.06 + 0.04 + 0.02 + 0.01)(0.05) = 0.019 \quad \text{m}^2$$

$$H_{rms} = \sqrt{8m_0} = \sqrt{8(0.019)} = 0.39 \quad \text{m}$$

$$H_{m_0} = 4.004\sqrt{m_0} = 4.004\sqrt{0.019} = 0.55 \quad \text{m}$$

ตอบ

## 6.4. ความสัมพันธ์ระหว่างสเปกตรัมคลื่นและสถิติคลื่น

### (Relationship between Wave Spectra and Wave Statistics)

วิธีพื้นฐานในการอธิบายพารามิเตอร์ความสูงของคลื่นมีสองวิธี ได้แก่ วิธีทางสถิติ (หรือวิธี Wave-by-wave approach) และวิธีสเปกตรัม (Spectral approach) ทั้งสองวิธีนี้มีความสำคัญทั้งคู่ และวิธีใดวิธีหนึ่งเพียงอย่างเดียวไม่เพียงพอต่อการประยุกต์ใช้ความสูงของคลื่นสำหรับปัญหาทางวิศวกรรมได้อย่างสำเร็จ (Goda, 1974) ด้านชายฝั่งบางสูตรเหมาะสมกับความสูงของคลื่นที่อิงตามสถิติ แต่บางสูตรอาจเหมาะสมกว่าสำหรับความสูงของคลื่นที่อิงตามสเปกตรัมที่เกี่ยวข้องกับโมเมนต์คลื่นที่ศูนย์ ( $m_0$ ) ค่าความสูงของคลื่นที่คำนวณตามสถิตินำไปใช้ในกรณีที่ผลกระทบของคลื่นเดี่ยวมีความสำคัญมากกว่าค่าเฉลี่ยพลังงานคลื่น ข้อมูลบันทึกคลื่นในมหาสมุทรที่วัดได้มักวิเคราะห์ในรูปแบบสเปกตรัมโดยใช้เครื่องมือเฉพาะ ในทำนองเดียวกัน การพยากรณ์คลื่นในยุคปัจจุบันมักแสดงผลในรูปแบบของความสูงของคลื่นที่คำนวณตามสเปกตรัม (หรือ  $m_0$ )

ความสูงของคลื่นตามสเปกตรัมมักจะมีอยู่ในน้ำลึก แต่ไม่มีที่ระดับความลึกที่ต้องการในน้ำตื้น ความสูงของคลื่นในน้ำตื้นสามารถกำหนดได้จากแบบจำลองคลื่นตามสเปกตรัม ดังนั้นผลลัพธ์ของแบบจำลองคลื่นจึงเป็นความสูงของคลื่นตามสเปกตรัม เช่น ความสูงของคลื่นที่มีนัยสำคัญสเปกตรัม (Significant spectral wave height,  $H_{m_0} = 4.004\sqrt{m_0}$ ) หรือค่าเฉลี่ยกำลังสองของความสูงคลื่นสเปกตรัม ( $H_{msz} = \sqrt{8m_0}$ ) อย่างไรก็ตาม บางสูตรในการใช้งานด้านวิศวกรรมชายฝั่งแสดงออกมาในรูปแบบของความสูงของคลื่นที่อิงตามสถิติ ดังนั้นจึงจำเป็นต้องทราบแบบจำลองการแปลงเพื่อแปลง  $m_0$  เป็นความสูงของคลื่นตัวแทนตามสถิติ ในส่วนนี้จะเน้นที่แบบจำลองการแปลงจากพารามิเตอร์ทั่วไปที่ได้จากแบบจำลองคลื่นที่อิงตามสเปกตรัม [เช่น  $m_0$ , ความลึกของน้ำนิ่ง ( $h$ ) และคาบสูงสุดของสเปกตรัม ( $T_p$ )] ไปเป็นความสูงของคลื่นตัวแทนตามสถิติทั่วไป [เช่น ความสูงของคลื่นเฉลี่ย ( $H_m$ ) ค่าเฉลี่ยกำลังสองของความสูงคลื่น ( $H_{ms}$ ) ค่าเฉลี่ยของความสูงของคลื่นหนึ่งในสามที่สูงที่สุด ( $H_{1/3}$ ) ค่าเฉลี่ยของความสูงของคลื่นหนึ่งในสิบที่สูงที่สุด ( $H_{1/10}$ ) และความสูงของคลื่นสูงสุด ( $H_{max}$ )]

สูตรการแปลงมักจะได้มาจากฟังก์ชันการแจกแจงความน่าจะเป็นของความสูงของคลื่น Longuet-Higgins (1952) เป็นคนแรกที่ใช้ฟังก์ชันการแจกแจงแบบเรย์ลี เพื่ออธิบายการแจกแจงของคลื่นในมหาสมุทรภายใต้เงื่อนไขของสเปกตรัมแถบแคบและพื้นผิวมหาสมุทรแบบเกาส์เซียนเชิงเส้น หากการแจกแจงแบบเรย์ลีของความสูงคลื่นถูกต้อง ความสูงคลื่นตัวแทนสามารถกำหนดได้จาก  $\sqrt{m_0}$  โดยใช้ค่าคงที่ตามสัดส่วนที่ทราบ เช่น  $H_{1/3} = 4\sqrt{m_0}$  เนื่องจากความเรียบง่าย สูตรการแปลงของ Longuet-Higgins (1952) จึงนำมาใช้กันอย่างแพร่หลายในงานภาคปฏิบัติ อย่างไรก็ตาม จากการวิเคราะห์ข้อมูลภาคสนามของคลื่นที่เกิดจากลมในน้ำลึก Goda (1979) พบว่าค่าคงที่ตามสัดส่วนจะต้องลดลง เช่น  $H_{1/3} \approx 3.8\sqrt{m_0}$  ความคลาดเคลื่อนนี้คาดว่าเกิดจากสเปกตรัมแถบกว้างในภาคสนาม (Longuet-Higgins, 1980) นอกจากนั้น เมื่อคลื่นเคลื่อนที่ในน้ำตื้นผลกระทบจากการแตกตัวของคลื่นอาจมีความสำคัญ ทำให้การแจกแจงความสูงของคลื่นเบี่ยงเบนไปจากการแจกแจงแบบเรย์ลี อย่างไรก็ตาม ยังไม่ชัดเจนว่าความเบี่ยงเบนนี้มีผลกระทบต่อความสูงของคลื่นตัวแทนหรือไม่ นักวิจัยบางคนแสดงให้เห็นว่าการแจกแจงความสูงของคลื่นเบี่ยงเบนเล็กน้อยจากการแจกแจงของเรย์ลี (เช่น Thornton และ Guza, 1983; Goda และ Kudaka, 2007; และ Risio et al., 2010)

ในทางกลับกัน นักวิจัยหลายคนระบุว่า การแจกแจงความสูงของคลื่นเบี่ยงเบนไปจากการแจกแจงตัวของเรย์ลีอย่างมาก (เช่น Klopman, 1996; Battjes และ Groenendijk, 2000; และ Mendez et al., 2004) มีการเสนอแบบจำลองการแปลงหลายแบบที่มีการแตกตัวของคลื่นจำกัดความลึกเพื่อคำนวณความสูงของคลื่นตัวแทนในน้ำตื้น การทบทวนและสรุปสูตรที่มีอธิบายไว้ด้านล่างนี้

ก) Longuet-Higgins (1952) แสดงให้เห็นว่าการแจกแจงตัวแบบเรย์ลีสามารถใช้ได้กับความสูงของคลื่นในทะเล การแจกแจงแบบเรย์ลีคิดค้นมาจากสมมติฐานที่ว่าความสูงของพื้นผิวมหาสมุทรเป็นไปตามการแจกแจงแบบเกาส์เซียนเชิงเส้น และพลังงานคลื่นจะกระจายในช่วงแคบของความถี่ สูตรเดิม *cdf* และ *pdf* ของ Longuet-Higgins (1952) สามารถเขียนได้เป็น

$$F(H) = 1 - \exp\left[-\left(\frac{H}{\sqrt{8m_0}}\right)^2\right] \quad (6.59)$$

$$f(H) = \frac{dF(H)}{dH} = \frac{H}{4m_0} \exp\left[-\left(\frac{H}{\sqrt{8m_0}}\right)^2\right] \quad (6.60)$$

โดยที่  $H$  คือ ความสูงของคลื่น,  $F(H)$  คือ *cdf* ของ  $H$  และ  $f(H)$  คือ *pdf* ของ  $H$ , ความสูงคลื่น  $rms$  ( $H_{rms}$ ) คำนวณจากโมเมนต์ที่สองของ *pdf*

$$H_{rms} = \sqrt{\int_0^{\infty} H^2 f(H) dH} = \sqrt{\Gamma\left(\frac{2}{2} + 1\right)} \sqrt{8m_0} = \sqrt{8m_0} \quad (6.61)$$

โดยที่  $\Gamma(x)$  คือ ฟังก์ชันแกมมาของตัวแปร  $x$  เมื่อทราบแล้ว  $H_{rms}$  ความสูงของคลื่นตัวแทนอื่น ๆ สามารถคำนวณได้ดังที่กล่าวไว้ในหัวข้อ 6.2.2. จากค่าที่ทราบ  $\sqrt{m_0}$  และ  $M$ , ความสูงคลื่น  $rms$  ( $H_{rms}$ ) หาได้จากสมการ (6.61) และความสูงของคลื่นตัวแทนอื่นๆ  $H_{1/N}$  หาได้จากสมการ (6.9) และ  $H_{max}$  หาได้จากสมการ (6.15) แทนค่าสมการ (6.61) ลงในสมการ (6.9) และ (6.15) จะได้

$$H_m = 2.51\sqrt{m_0} \quad (6.62)$$

$$H_{1/3} = 4.00\sqrt{m_0} \quad (6.63)$$

$$H_{1/10} = 5.09\sqrt{m_0} \quad (6.64)$$

$$H_{max} \approx \left(\sqrt{\ln M} + \frac{0.5772}{2\sqrt{\ln M}}\right) \sqrt{8m_0} \quad (6.65)$$

ข) Forristall (1978) ได้วิเคราะห์ข้อมูลคลื่นในน้ำลึกที่บันทึกที่ระหว่างพายุเฮอริเคนในอ่าวเม็กซิโก และเสนอแนะว่าการแจกแจงความสูงของคลื่นสอดคล้องกับการแจกแจงแบบไวบูลล์ดังนี้

$$F(H) = 1 - \exp \left[ - \left( \frac{H}{2.724\sqrt{m_0}} \right)^{2.126} \right] \quad (6.66)$$

ความสูงคลื่น  $rms$  ( $H_{rms}$ ) คำนวณได้ดังนี้

$$H_{rms} = \sqrt{\int_0^\infty H^2 f(H) dH} = \sqrt{2.724^2 m_0 \Gamma \left( \frac{2}{2.126} + 1 \right)} = 2.689\sqrt{m_0} \quad (6.67)$$

โดยที่  $\Gamma(x)$  คือ ฟังก์ชันแกมมาของตัวแปร  $x$  แทนค่าในสมการ (6.67) ลงในสมการ (6.66) การแจกแจงของ Forristall (1978) สามารถเขียนได้ในรูปของ  $H_{rms}$

$$F(H) = 1 - \exp \left[ -0.973 \left( \frac{H}{H_{rms}} \right)^{2.126} \right] \quad (6.68)$$

ทำตามขั้นตอนเดียวกับ Longuet-Higgins (1952) สูตรการคำนวณ  $H_{1/N}$  และ  $H_{max}$  สามารถแสดงเป็น

$$H_{1/N} = \frac{N}{0.987} \Gamma[1.470, \ln N] H_{rms} \quad (6.69)$$

$$H_{max} = \frac{1}{0.987} \left[ (\ln M)^{0.470} + 0.27 (\ln M)^{0.530} \right] H_{rms} \quad (6.70)$$

โดยที่  $\Gamma(a, x)$  ฟังก์ชันแกมมาที่ไม่สมบูรณ์ส่วนบนของ  $a$  ตัวแปร และ  $x$  จากค่าที่ทราบ  $\sqrt{m_0}$  และ  $M$  ค่าเฉลี่ยกำลังสองของความสูงคลื่นหาได้จากสมการ (6.67) และความสูงของคลื่นตัวแทนอื่น ๆ ( $H_{1/N}$  และ  $H_{max}$ ) หาได้จากสมการ (6.69) และ (6.70) ตามลำดับ แทนค่า  $N$  เท่ากับ 1, 3, 10 ตามลำดับ ลงในสมการ (6.69) จะได้  $H_m = 2.41\sqrt{m_0}$ ,  $H_{1/3} = 3.77\sqrt{m_0}$  และ  $H_{1/10} = 4.73\sqrt{m_0}$

ค) Klopman (1996) ใช้สมการเดียวกันกับ Longuet-Higgins (1952) [สมการ (6.61)] เพื่อประมาณค่า  $H_{rms}$  เมื่อทราบแล้ว  $H_{rms}$  ความสูงของคลื่นตัวแทนอื่น ๆ สามารถคำนวณได้เช่นเดียวกับในหัวข้อ 6.2.2. จากค่าที่ทราบ  $\sqrt{m_0}$ ,  $h$  และ  $M$ , ความสูงของคลื่น  $rms$  ( $H_{rms}$ ) หาได้จากสมการ (6.61) และความสูงของคลื่นตัวแทนอื่น ๆ  $H_{1/N}$  สามารถหาได้จากสมการ (6.21) และ  $H_{max}$  สามารถหาได้จากสมการ (6.23) ซึ่งค่าพารามิเตอร์  $A$  และ  $\kappa$  หาได้จากสมการ (6.24) และ (6.25) ตามลำดับ

ง) Battjes และ Groenendijk (2000) พัฒนาสูตรเชิงประสพการณ์ (Empirical formulas) เพื่อคำนวณ  $H_{rms}$  จากข้อมูลการทดลองขนาดเล็ก พวกเขาพบว่า  $H_{rms} / \sqrt{m_0}$  แปรผันเชิงเส้น  $\sqrt{m_0} / h$  สูตรที่เหมาะสมที่สุดแสดงใน

$$H_{rms} = \left( 2.69 + 3.24 \frac{\sqrt{m_0}}{h} \right) \sqrt{m_0} \quad (6.71)$$

เมื่อทราบแล้ว  $H_{rms}$  ความสูงของคลื่นตัวแทนอื่น ๆ สามารถหาได้จากหัวข้อ 6.2.2. จากค่าที่ทราบ  $\sqrt{m_0}$ ,  $h$  และ  $M$ , ความสูงของคลื่น rms ( $H_{rms}$ ) หาได้จากสมการ (6.71) และความสูงของคลื่น Transitional ( $\tilde{H}_{tr}$ ) หาได้จากสมการ (6.30) และพารามิเตอร์  $\tilde{H}_1$  และ  $\tilde{H}_2$  หาได้จากสมการ (6.31) และ (6.32) พร้อมกัน เมื่อ  $\tilde{H}_1$  กำหนด  $H_{1/N}$  แล้ว  $\tilde{H}_2$  หาได้จากสมการ (6.34) และ  $H_{max}$  สามารถหาได้จากสมการ (6.35).

จ) Elfrink et al. (2006) ใช้สมการเดียวกันกับ Longuet-Higgins (1952) [สมการ (6.61)] เพื่อประมาณค่า  $H_{rms}$  เมื่อทราบแล้ว  $H_{rms}$  ความสูงของคลื่นตัวแทนอื่น ๆ สามารถหาได้จากหัวข้อ 6.2.2. จากค่าที่ทราบ  $\sqrt{m_0}$ ,  $h$  และ  $M$ , ความสูงของคลื่น rms ( $H_{rms}$ ) หาได้จากสมการ (6.61) และความสูงของคลื่นตัวแทนอื่น ๆ  $H_{1/N}$  หาได้จากสมการ (6.21) และ  $H_{max}$  หาได้จากสมการ (6.23) ซึ่งค่าพารามิเตอร์  $A$  และ  $\kappa$  หาได้จากสมการ (6.24) และ (6.36) ตามลำดับ

สรุปสูตรการแปลงสำหรับการประมาณความสูงของคลื่นตัวแทนแสดงดังตารางที่ 6.6

ตารางที่ 6.6 สูตรการประมาณค่า  $H_m$ ,  $H_{1/3}$ ,  $H_{1/10}$  และ  $H_{\max}$

ที่มา	$H_{1/N}$	$H_{\max}$
Longuet-Higgins (	$H_{1/N} = \left[ \sqrt{\ln N} + \frac{N\sqrt{\pi}}{2} \operatorname{erfc}(\sqrt{\ln N}) \right] H_{rms}$	$H_{\max} = \left( \sqrt{\ln M} + \frac{0.5772}{2\sqrt{\ln M}} \right) H_{rms}$
	$H_{rms} = \sqrt{8m_0}$	$H_{rms} = \sqrt{8m_0}$
Forristall (1978)	$H_{1/N} = \frac{N}{0.987} \Gamma[1.470, \ln N] H_{rms}$	$H_{\max} = \frac{1}{0.987} \left[ (\ln M)^{0.470} + 0.271(\ln M)^{0.530} \right] H_{rms}$
	$H_{rms} = 2.689\sqrt{m_0}$	$H_{rms} = 2.689\sqrt{m_0}$
	$H_{1/N} = \frac{N}{A^{1/\kappa}} \Gamma \left[ \frac{1}{\kappa} + 1, \ln N \right] H_{rms}$	$H_{\max} = \frac{1}{A} \left( (\ln M)^{1/\kappa} + \frac{0.5772(\ln M)^{1/(\kappa-1)}}{\kappa} \right) H_{rms}$
Klopman (1996)	$A = \left[ \Gamma \left( \frac{2}{\kappa} + 1 \right) \right]^{\kappa/2}$	$A = \left[ \Gamma \left( \frac{2}{\kappa} + 1 \right) \right]^{\kappa/2}$
	$\kappa = \frac{2}{1 - 0.7H_{rms}/h}$	$\kappa = \frac{2}{1 - 0.7H_{rms}/h}$
	$H_{rms} = \sqrt{8m_0}$	$H_{rms} = \sqrt{8m_0}$
	$H_{1/N} = H_{1/N} H_{rms}$	$H_{\max} = \begin{cases} \tilde{H}_1 [\ln M]^{1/2} H_{rms} & \text{for } \tilde{H}_M < \tilde{H}_{tr} \\ \tilde{H}_2 [\ln M]^{1/3.6} H_{rms} & \text{for } \tilde{H}_M \geq \tilde{H}_{tr} \end{cases}$
Battjes and	$H_{tr} = \frac{(0.35 + 5.8m_b)h}{H_{rms}}$	$\tilde{H}_1 \text{ และ } \tilde{H}_2 \text{ หารจากตารางที่ 6.2}$
Groenendijk (2000)	$H_{rms} = \left( 2.69 + 3.24 \sqrt{\frac{m_0}{h}} \right) \sqrt{m_0}$	$\tilde{H}_{tr} = \frac{(0.35 + 5.8m_b)h}{H_{rms}}$
		$H_{rms} = \left( 2.69 + 3.24 \sqrt{\frac{m_0}{h}} \right) \sqrt{m_0}$

ตารางที่ 6.6 (ต่อ) สูตรการประมาณค่า  $H_m$ ,  $H_{1/3}$ ,  $H_{1/10}$  และ  $H_{\max}$

พิกัด	$H_{1/N}$	$H_{\max}$
	$H_{1/N} = \frac{N}{A^{1/\kappa}} \Gamma \left[ \frac{1}{\kappa} + 1, \ln N \right] H_{rms}$ $A = \left( \Gamma \left( \frac{2}{\kappa} + 1 \right) \right)^{\kappa/2}$ $\kappa = 15.5 \left[ \tanh \left( \frac{H_{rms}}{h} \right) - \left( \frac{H_{rms}}{h} \right)^2 \right]^2 + 2.03$ $H_{rms} = \sqrt{8m_0}$	$H_{\max} = \frac{1}{A^{1/\kappa}} \left( \sqrt{\ln M} \right)^{1/\kappa} + \frac{0.5772 \left( \sqrt{\ln M} \right)^{1/\kappa-1}}{\kappa} H_{rms}$ $A = \left( \Gamma \left( \frac{2}{\kappa} + 1 \right) \right)^{\kappa/2}$ $\kappa = 15.5 \left[ \tanh \left( \frac{H_{rms}}{h} \right) - \left( \frac{H_{rms}}{h} \right)^2 \right]^2 + 2.03$ $H_{rms} = \sqrt{8m_0}$
	<p>Elfrink et al. (2006)</p>	

ตัวอย่างที่ 6.6 ระดับน้ำลึก 5 m.  $m_0 = 4 \text{ m}^2$ . 2 และ  $M = 1,000$  คลื่น ถ้าการแจกแจงเป็นการแจกแจงแบบเรย์ลี ให้ประมาณค่า  $H_m$ ,  $H_s$ ,  $H_{1/10}$  และ  $H_{\max}$

**วิธีทำ**

จากสมการ (6.61) ถึง (6.65)

$$H_{rms} = \sqrt{8m_0} = \sqrt{8(4)} = 5.66 \quad \text{m} \quad \text{ตอบ}$$

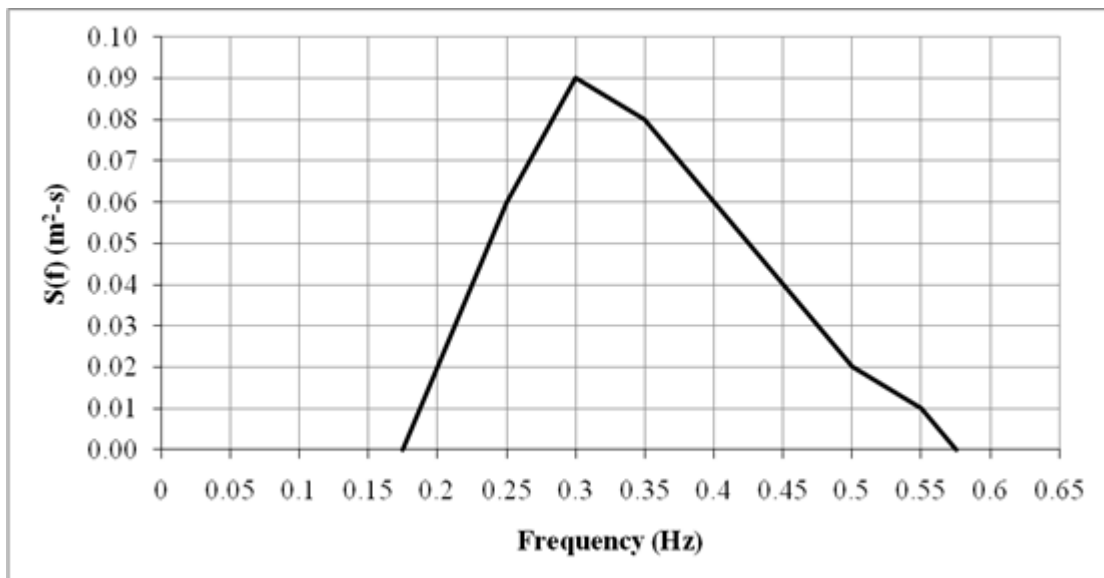
$$H_m = 2.507\sqrt{m_0} = 5.01 \quad \text{m} \quad \text{ตอบ}$$

$$H_{1/3} = 4.004\sqrt{m_0} = 8.01 \quad \text{m} \quad \text{ตอบ}$$

$$H_{1/10} = 5.091\sqrt{m_0} = 10.18 \quad \text{m} \quad \text{ตอบ}$$

$$H_{\max} = \left( \sqrt{\ln M} + \frac{0.2886}{\sqrt{\ln M}} \right) \sqrt{8m_0} = 15.49 \quad \text{m} \quad \text{ตอบ}$$

ตัวอย่างที่ 6.7 รูปต่อไปนี้แสดงสเปกตรัมความหนาแน่นของพลังงานที่วัดที่ระดับความลึกของน้ำ 8 เมตร และความชัน 1/100 กำหนด  $H_{rms}$  และ  $H_{1/3}$  จากสูตรของ Battjes และ Groenendijk (2000)



## วิธีทำ

$$m_0 = \sum S(f) \Delta f = (0.02 + 0.06 + 0.09 + 0.08 + 0.06 + 0.04 + 0.02 + 0.01)(0.05) = 0.019 \quad \text{m}^2$$

$$H_{rms} = \left( 2.69 + 3.24 \frac{\sqrt{m_0}}{h} \right) \sqrt{m_0} = \left( 2.69 + 3.24 \frac{\sqrt{0.019}}{8} \right) \sqrt{0.019} = 0.38 \quad \text{m} \quad \text{ตอบ}$$

$$H_{tr} = \frac{H_{tr}}{H_{rms}} = \frac{(0.35 + 5.8m)h}{H_{rms}} = \frac{\left( 0.35 + 5.8 \frac{1}{100} \right) 8}{0.38} = 8.6 \quad \text{m} \quad \text{ตอบ}$$

จากตารางที่ 6.2

$$H_{1/3} = 1.416$$

$$H_{1/3} = H_{1/3} H_{rms} = 1.416 H_{rms} = 0.54 \quad \text{m} \quad \text{ตอบ}$$

## 6.5 สรุปท้ายบทที่ 6 (Summary of Chapter 6)

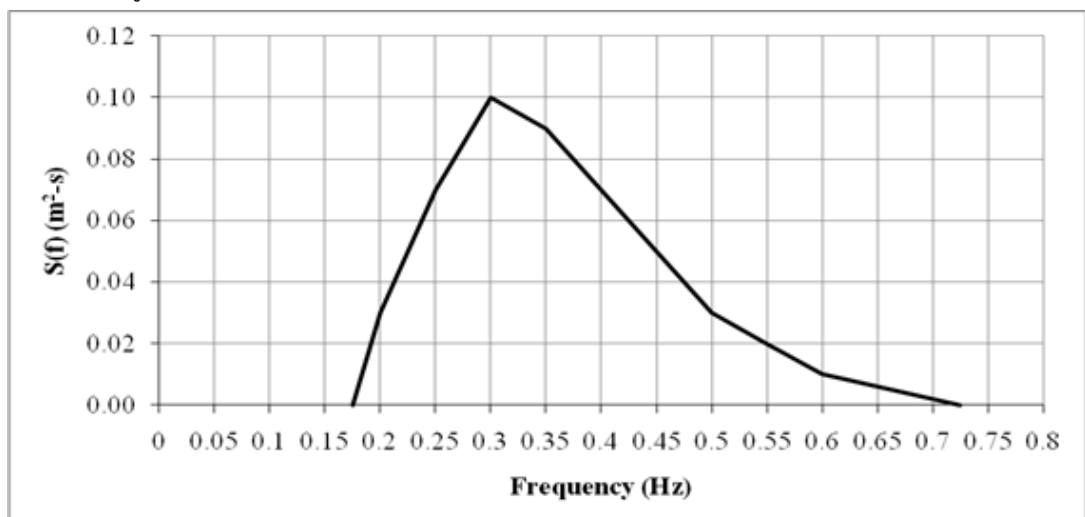
บทนี้อธิบายคลื่นแบบไม่สม่ำเสมอซึ่งคลื่นแต่ละลูกมีความสูงและคาบคลื่นไม่เท่ากัน รวมทั้งเคลื่อนที่หลายทิศทาง คลื่นลักษณะเช่นนี้พบได้ในทะเลจริงมากกว่าคลื่นสม่ำเสมอในบ่อก่อนหน้า การวิเคราะห์คลื่นแบบไม่สม่ำเสมอทำได้สอง 2 วิธีหลัก ได้แก่ (1) วิธีทางสถิติ ซึ่งพิจารณาขบวนคลื่นที่ประกอบด้วยคลื่นแต่ละลูก และ (2) วิธีทางสเปกตรัม ที่ใช้การแปลงฟูเรียร์เพื่อวิเคราะห์องค์ประกอบความถี่ของคลื่น

ความสูงคลื่นตัวแทนมักเป็นพารามิเตอร์ที่ใช้บ่อยสำหรับคลื่นแบบไม่สม่ำเสมอ ซึ่งประกอบด้วยความสูงคลื่นสูงสุด คลื่นสูงสุดหนึ่งในสิบ คลื่นนัยสำคัญ คลื่นเฉลี่ย และความสูงคลื่นรากกำลังสองเฉลี่ย นอกจากนี้ยังมีการใช้การแจกแจงความน่าจะเป็นเพื่อใช้ในการหาความสูงคลื่นนอกเหนือช่วงข้อมูลที่มีส่วนท้ายของบทได้อธิบายความสัมพันธ์ระหว่างสเปกตรัมคลื่นและสถิติคลื่น

คุณลักษณะของคลื่นแบบไม่สม่ำเสมอเหล่านี้เป็นพื้นฐานในการวิเคราะห์การเปลี่ยนแปลงรูปร่างคลื่นในบทต่อไป ตลอดจนการใช้ในการออกแบบโครงสร้างชายฝั่งและการศึกษากระบวนการชายฝั่งในสภาวะทะเลจริงที่แปรผันตลอดเวลา

## คำถามท้ายบทที่ 6

- 6.1 ขบวนการคลื่นประกอบด้วยคลื่น 100 คลื่น โดยมีสเปกตรัมคลื่นของโมเมนต์ที่ศูนย์  $2 \text{ m}^2$  สมมติว่าการแจกแจงตัวของความสูงของคลื่นแบบเรย์ลี
- หา  $H_{rms}$ ,  $H_{1/3}$  และ  $H_{max}$
  - คลื่น 10 คลื่นเกินความสูงเท่าใด
  - ความน่าจะเป็นที่  $H > 5 \text{ m}$ . เป็นเท่าใด
  - คาดว่าจะมีคลื่นที่ถูกลูกในช่วง  $1 < H < 5 \text{ m}$
- 6.2 ขบวนการคลื่นไม่สม่ำเสมอที่มีค่าเฉลี่ยกำลังสองของความสูงของคลื่นน้ำลึก ( $H_{rms,0}$ ) 1.8 เมตร และคาบสเปกตรัมสูงสุด ( $T_p$ ) เท่ากับ 3 s กำลังเคลื่อนตัวเข้าหาฝั่ง สมมติว่าการแจกแจงความสูงของคลื่นแบบเรย์ลี จงหา
- ความสูงของคลื่นสูงสุดหนึ่งในสิบ ( $H_{1/10}$ ) ที่ระดับความลึกของน้ำ 4 m.
  - โมเมนต์ที่ศูนย์ ( $m_0$ ) ที่ระดับความลึกของน้ำ 4 m.
- 6.3 ขบวนการคลื่นประกอบด้วยคลื่น 500 คลื่น โดยมี  $H_{rms} = 2 \text{ m}$ ,  $m = 1/50$  และ  $h = 3 \text{ m}$ . ให้ประมาณค่า  $H_m$ ,  $H_s$ ,  $H_{1/10}$  และ  $H_{max}$  โดยใช้แบบจำลองของ
- Elfink et al. (2006)
  - Rattanapitikon and Shibayama (2007)a
  - You (2009)
- 6.4 รูปต่อไปนี้เป็นแสดงสเปกตรัมความหนาแน่นของพลังงานที่วัดที่ระดับความลึกของน้ำ 8 m. หาได้  $H_{rms}$  จากสูตรของ Longuet-Higgins (1952)



- 6.5 ที่ระดับน้ำลึก 5 m.  $m_0 = 2 \text{ m}^2$  และ  $M = 500$  คลื่น การใช้แบบจำลองของ Klopman (1996) การประมาณค่า  $H_m$ ,  $H_s$ ,  $H_{1/10}$  และ  $H_{max}$

## เอกสารอ้างอิงบทที่ 6

- Battjes, J.A. & Groenendijk, H.W., 2000. Wave height distributions on shallow foreshores. *Coastal Engineering*, 40, pp. 161-182.
- Bouws, E., Gunther, H. & Vincent, C.L., 1985. Similarity of the wind wave spectrum in finite-depth water, Part I-Spectral form. *J. Geophysical Research*, 85(C3), pp. 1524-1530.
- Bretschneider, C.L., 1959. *Wave Variability and Wave Spectra for Wind-Generated Gravity Waves*. US Army Corps of Engineers, Beach Erosion Board, Tech. Memo. No. 118.
- Elfrink, B., Hanes, D.M. & Ruessink, B.G., 2006. Parameterization and simulation of near bed orbital velocities under irregular waves in shallow water. *Coastal Engineering*, 53, pp. 915-927.
- Forristall, G.Z., 1978. On the statistical distribution of wave heights in storm. *J. Geophysical Research*, 83, pp. 2553-2558.
- Glukhovskiy, B.Kh., 1966. *Investigation of Sea Wind Waves*. Leningrad, *Gidrometeo-izdat* (reference obtained from Bouws, E., 1979: Spectra of extreme wave conditions in the Southern North Sea considering the influence of water depth, In: *Proc. of Sea Climatology Conference*, Paris, pp. 51-71).
- Goda, Y., 1970. A synthesis of breaking indices. *Transactions of the Japan Society of Civil Engineers*, 2, pp. 227-230.
- Goda, Y., 1974. Estimation of wave statistics from spectral information. In: *Proc. Ocean Waves Measurement and Analysis Conference*, ASCE, pp. 320-337.
- Goda, Y., 1979. A review on statistical interpretation of wave data. *Report of Port and Harbour Research Institute*, 18, 5-32.
- Goda, Y., 2000. *Random Seas and Design of Maritime Structures*. World Scientific Publishing Co. Pte. Ltd.
- Goda, Y. & Kudaka, M., 2007. On the role of spectral width and shape parameters in control of individual wave height distribution. *Coastal Engineering Journal*, 49, pp. 311-335.
- Goda, Y. & Nagai, K., 1974. Investigation of the statistical properties of sea waves with field and simulation data. *Report of the Port and Harbor Research Institute*, 13(1), pp. 3-37 (in Japanese).
- Goda, Y. & Suzuki, Y., 1976. Estimation of Incident and Reflected Waves in Random Wave Experiments. In: *Proc. 15th Coastal Engineering Conf.*, pp. 828-845.
- Groenendijk, H.W., 1998. *Shallow Foreshore Wave Height Statistics*. MSc. Thesis, Department of Civil Engineering, Delft University of Technology.

- Hasselmann, K., Barnett, T.P., Bouws, E., Carlson, H., Cartwright, D.E., Enke, K., Ewing, J.A., Gienapp, H., Hasselmann, D.E., Kruseman, P., Meerburg, A., Müller, P., Olbers, D.J., Richter, K., Sell, W. & Walden, H., 1973. Measurements of Wind-Wave Growth and Swell Decay during the Joint North Sea Wave Project (JONSWAP). *Deutsche Hydrograph. Zeit., Ergänzungsheft Reihe A* (80), No. 12.
- Holthuijsen, L.H., 1983. Observation of the Directional Distribution of Ocean-Wave Energy in Fetch-Limited Conditions. *J. Physical Oceanography*, 13(2), pp. 191-207.
- Holthuijsen, L.H., 2007. *Waves in Oceanic and Coastal Waters*. Cambridge University Press.
- Hughes, S.A. & Borgman, L.E., 1987. Beta-Rayleigh distribution for shallow water wave heights. In: *Proc. of the American Society of Civil Engineers Specialty Conference on Coastal Hydrodynamics*, ASCE, pp. 17-31.
- Klopman, G., 1996. *Extreme Wave Heights in Shallow Water*. Report H2486, WL/Delft Hydraulics, The Netherlands.
- Longuet-Higgins, M.S., 1952. On the statistical distribution of the heights of sea waves. *J. Marine Research*, 11(3), pp. 245-266.
- Longuet-Higgins, M.S., 1980. On the distribution of the heights of sea waves: Some effects of nonlinearity and finite band width. *J. Geophysical Research*, 85, pp. 1519-1523.
- Mendez, F.J., Losada, I.J. & Medina, R., 2004. Transformation model of wave height distribution on planar beaches. *Coastal Engineering*, 50, pp. 97-115.
- Mitsuyasu, H., 1972. The One-Dimensional Wave Spectra at Limited Fetch. In: *Proc. 13th Coastal Engineering Conf.*, pp. 289-306.
- Mitsuyasu, H., Tsai, F., Subara, T., Mizuno, S., Ohkusu, M., Honda, T. & Rikiishi, K., 1975. Observations of the Directional spectrum of Ocean Waves Using a Cloverleaf Buoy. *J. Physical Oceanography*, 5, pp. 750-760.
- Mori, N. & Janssen, P., 2006. On kurtosis and occurrence probability of freak wave. *J. Physical Oceanography*, 36, pp. 1471-1483.
- Naess, A., 1985. On the distribution of crest-to-trough wave heights. *Ocean Engineering*, 12, pp. 221-234.
- Pierson, W.J. & Moskowitz, L., 1964. A Proposed Spectral Form for Fully-Developed Wind Sea Based on the Similarity Law of S.A. Kitaigorodskii. *J. Geophysical Research*, 69, pp. 5181-5203.
- Rattanapitikon, W. & Shibayama, T., 1998. Energy dissipation model for regular and irregular breaking waves. *Coastal Engineering Journal, JSCE* 40, pp. 327-346.

- Rattanapitikon, W. & Shibayama, T., 2007. Estimation of shallow water representative wave heights. Coastal Engineering Journal, JSCE 49, pp. 291-310.
- Risio, M.D., Lisi, I., Beltrami, G.M. & Girolamo, P.D., 2010. Physical modeling of the cross-shore short-term evolution of protected and unprotected beach nourishments. Ocean Engineering, 37, pp. 777-789.
- Tayfun, A. & Fedele, F., 2007. Wave height distribution and nonlinear effects. Ocean Engineering, 34, pp. 1631-1649.
- Thompson, E.F. & Vincent, C.L., 1985. Significant wave height for shallow water design. J. Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering, ASCE 111(5), pp. 828-842.
- Thornton, E.B. & Guza, R.T., 1983. Transformation of wave height distribution. J. Geophysical Research, 88(C10), pp. 5925-5938.
- USACE 2002. Coastal Engineering Manual. Engineer Manual 1110-2-1100, U.S. Army Corps of Engineers, Washington, D.C. (in 6 volumes). Available online at <http://chl.erdc.usace.army.mil/cem>.
- You, Z.J., 2009. The statistical distribution of near bed wave orbital velocity in intermediate coastal water depth. Coastal Engineering, 58, pp. 844-852.



## บทที่ 7

# การเปลี่ยนแปลงของคลื่นแบบไม่สม่ำเสมอ (Transformation of Irregular Waves)

เมื่อคลื่นเคลื่อนที่เข้ามาใกล้ชายฝั่ง ลักษณะคลื่นจะสูงขึ้นและในที่สุดคลื่นก็จะแตกตัว หลังจากคลื่นเริ่มแตกตัว พลังงานบางส่วน of คลื่นเปลี่ยนเป็นความปั่นป่วนและความร้อน และความสูงของคลื่นจะลดลงเมื่อเข้าใกล้ฝั่ง พลังงานส่วนใหญ่ของคลื่นจะสลายตัวในเขตคลื่นแตกตัว (Surf zone) ส่วนที่เหลือจะเปลี่ยนเป็นพลังงานศักย์ในรูปของการการก่อกำเนิดขึ้นของคลื่น (Runup) บนหน้าชายหาด การแตกตัวของคลื่นที่ไม่สม่ำเสมอ (Irregular wave) นั้นซับซ้อนกว่าการแตกตัวของคลื่นสม่ำเสมอ (Regular wave) โดยที่คลื่นไม่สม่ำเสมอจะไม่มีจุดแตกตัวที่แน่นอน คลื่นที่สูงกว่ามักจะแตกตัวห่างจากฝั่งมากกว่า เมื่อเข้าใกล้ฝั่งมากขึ้น คลื่นจะแตกตัวมากขึ้นเรื่อย ๆ จนกระทั่งในเขตคลื่นแตกตัวด้านในเกือบทุกคลื่นจะแตกตัว วิธีทั่วไปในการจำลองการเปลี่ยนแปลงความสูงของคลื่นที่ไม่สม่ำเสมอสามารถแบ่งออกเป็น 5 แนวทางหลัก ๆ ได้แก่ (1) แนวทางเชิงประสบการณ์ (Empirical approach), (2) แนวทางคลื่นตัวแทน (Representative wave approach), (3) แนวทางเชิงความน่าจะเป็น (Probabilistic approach), (4) แนวทางเชิงสเปกตรัม (Spectral approach), และแนวทางเชิงแปลงค่า (Conversion approach) แต่ละแนวทางสรุปได้ดังต่อไปนี้

### 7.1 แนวทางเชิงประสบการณ์ (Empirical Approach)

แนวทางเชิงประสบการณ์ (Empirical approach) ถูกนำมาใช้เพื่ออำนวยความสะดวกให้กับวิศวกรในการออกแบบและการศึกษาขั้นต้นเกี่ยวกับกระบวนการชายฝั่งทะเล ประโยชน์ที่สำคัญของวิธีนี้คือความเรียบง่ายและใช้เวลาน้อยในการคำนวณ อย่างไรก็ตาม สูตรที่มีอยู่สามารถใช้ได้กับสภาพชายหาดที่ไม่มีสันทรายและความสูงของคลื่นที่เป็นตัวแทนทั่วไป 6 แบบ ได้แก่ ความสูงของคลื่นเฉลี่ย (Mean wave height,  $H_m$ ) ความสูงของคลื่นเฉลี่ยกำลังสอง (Root-mean-square wave height,  $H_{rms}$ ) ความสูงของคลื่นที่มีนัยสำคัญหรือความสูงของคลื่นสูงสุดหนึ่งในสาม (Highest one-third wave height,  $H_{1/3}$ ) ความสูงของคลื่นที่สูงสุดหนึ่งในสิบ (Highest one-tenth wave height,  $H_{1/10}$ ) ความสูงของคลื่นสูงสุด (Highest wave height,  $H_{max}$ ) และความสูงของคลื่นที่มีนัยสำคัญเชิงสเปกตรัม (Significant spectral wave height,  $H_{m0}$ )

Goda (1975 และ 2009) นำเสนอสูตรเชิงประสบการณ์ (Empirical formula) สำหรับการคำนวณการเปลี่ยนแปลงของ  $H_{1/3}$ ,  $H_{max}$  และ  $H_{m0}$  บนชายหาดลาดเรียบตั้งแต่เขตนอกฝั่ง (Offshore) จนถึงแนวชายฝั่ง (Shoreline) Rattanapitikon and Shibayama (2012) ได้ปรับปรุงและขยายสูตร Goda เพื่อคำนวณ  $H_m$ ,  $H_{rms}$ ,  $H_{1/3}$ ,  $H_{1/10}$ ,  $H_{max}$  และ  $H_{m0}$

ก) สูตรของ Goda

Goda (1975) ได้เสนอแบบจำลองคลื่นที่อิงตามแนวทางเชิงความน่าจะเป็น แบบจำลองนี้เกี่ยวข้องกับคลื่นสุ่มที่มีทิศทางเดียวที่เคลื่อนที่บนชายหาดราบ ในเขตนอกชายฝั่ง ฟังก์ชันความหนาแน่นของความน่าจะเป็น (Probability density function:  $pdf$ ) ของความสูงของคลื่นจะถือว่าเป็นไปตามการแจกแจงแบบเรย์ลี (Rayleigh Distribution) ทฤษฎีเชิงเส้นที่ไม่เป็นเชิงโมโนโครมาติก (Monochromatic nonlinear theory) Shuto (1974) ถูกนำมาใช้เพื่อคำนวณการตื้นของคลื่น (Wave shoaling) เกณฑ์การแตกตัวของ Goda (1970) ถูกนำมาใช้ในการกำหนดคลื่นแตกตัวแบบเกรเดชันสำหรับคลื่นสุ่ม การแตกตัวของคลื่นถูกสมมติให้เกิดขึ้นด้วยความน่าจะเป็นที่เปลี่ยนแปลงอย่างเชิงเส้นในช่วงความสูงของคลื่นที่แคบ ส่งผลให้เกิดการแจกแจงที่ปรับเปลี่ยน โดยมีการตัดการแจกแจงอย่างค่อยเป็นค่อยไปบริเวณช่วงความสูงของคลื่นที่แตกตัว ผลกระทบของการแกว่งของคลื่นบริเวณเขตคลื่นแตกต่อความสูงของคลื่นที่แตกถูกนำมาพิจารณา โดยการปรับเปลี่ยนความลึกของน้ำทางสถิติร่วมกับการเพิ่มแอมพลิจูดของการแกว่งของคลื่น แบบจำลองทำการคำนวณการเปลี่ยนแปลงของความสูงคลื่นอย่างค่อยเป็นค่อยไป  $pdf$  ตั้งแต่ความสูงของคลื่นจากนอกชายฝั่งจนถึงเขตคลื่นแตกตัว ซึ่งจากนั้นสามารถกำหนดความสูงคลื่นตัวแทนต่างๆ (เช่น  $H_{1/3}$  และ  $H_{1/250}$ ) ความสูงของคลื่นสูงสุด ( $H_{max}$ ) กำหนดในการคำนวณเป็นความสูงของคลื่นที่สูงที่สุดหนึ่งใน 250 คลื่น ( $H_{1/250}$ )

เนื่องจากแบบจำลองนี้พัฒนาขึ้นโดยอิงจากเงื่อนไขของชายหาดราบ และแบบจำลองนี้จะไม่สามารถใช้ได้หากมีสันทรายบนชายหาด การใช้แบบจำลองนี้ได้รับการตรวจสอบความถูกต้องผ่านการเปรียบเทียบกับ การทดสอบในห้องปฏิบัติการหลายครั้งและข้อมูลการวัดภาคสนาม โดยการใช้แบบจำลองนี้ Goda (1975) ได้คำนวณการเคลื่อนที่ของคลื่นสุ่มทิศทางเดียวบนชายหาดราบ และได้นำเสนอชุดแผนภาพการออกแบบสำหรับการเปลี่ยนแปลงของ  $H_{1/3}$  และ  $H_{max}$  จากบริเวณนอกชายฝั่งจนถึงแนวชายฝั่ง สำหรับความลาดเอียงของชายหาดสี่แบบ ได้แก่ 1/10, 1/20 1/30 และ 1/100 เพื่ออำนวยความสะดวกให้กับวิศวกรชายฝั่งสำหรับงานออกแบบ สูตรเชิงประสพการณ์สำหรับการคำนวณ  $H_{1/3}$  และ  $H_{max}$  มาจากไดอะแกรมการออกแบบ Goda (2009) แสดงให้เห็นว่าสูตรการคำนวณ  $H_{1/3}$  ยังสามารถใช้ในการคำนวณการเคลื่อนที่ของ  $H_{m0}$  บนชายหาดราบได้เช่นกัน บทสรุปของสูตร Goda สำหรับการคำนวณ  $H_{1/3}$ ,  $H_{max}$  และ  $H_{m0}$  แสดงไว้ด้านล่าง

$$H_{1/3} = \begin{cases} K_s H_{1/3,o} & \frac{d}{L_o} \geq 0.2 \\ \min \{ (\beta_0 H_{1/3,o} + \beta_1 d), \beta_{max} H_{1/3,o}, K_s H_{1/3,o} \} & \frac{d}{L_o} < 0.2 \end{cases} \quad (7.1)$$

$$H_{max} = \begin{cases} 1.8 K_s H_{1/3,o} & \frac{d}{L_o} \geq 0.2 \\ \min \{ (\beta_0^* H_{1/3,o} + \beta_1^* d), \beta_{max}^* H_{1/3,o}, 1.8 K_s H_{1/3,o} \} & \frac{d}{L_o} < 0.2 \end{cases} \quad (7.2)$$

$$H_{m0} = \begin{cases} K_s H_{m0,o} & \frac{d}{L_o} \geq 0.2 \\ \min \{ (\beta_0^{**} H_{m0,o} + \beta_1^{**} d), \beta_{max}^{**} H_{m0,o}, K_s H_{m0,o} \} & \frac{d}{L_o} < 0.2 \end{cases} \quad (7.3)$$

โดยที่  $K_s$  คือ ค่าสัมประสิทธิ์การตื่นของคลื่น (Shoaling coefficient),  $H_{1/3,o}$  คือ ความสูงของคลื่นที่มีนัยสำคัญในน้ำลึก คือ  $H_{m0,o}$  คือ ความสูงของคลื่นเชิงสเปกตรัมที่มีนัยสำคัญในน้ำลึก,  $d$  คือ ความลึกของน้ำนิ่ง (Still water depth) และ  $L_o$  คือ ความยาวคลื่นในน้ำลึกที่สัมพันธ์กับคาบคลื่นที่มีนัยสำคัญ ( $T_{1/3}$ ) หากไม่มีข้อมูลคาบคลื่นที่มีนัยสำคัญ ( $T_{1/3}$ ) Goda (2009) แนะนำให้ใช้คาบเฉลี่ยสเปกตรัม ( $T_{m-1,0}$ ) แทนค่าสัมประสิทธิ์  $\beta$  ได้กำหนดเป็นสูตรดังต่อไปนี้:

$$\beta_0 = 0.028 \left( \frac{H_{1/3,o}}{L_o} \right)^{-0.38} \exp(20m_b^{1.5}) \quad (7.4)$$

$$\beta_1 = 0.52 \exp(4.2m_b) \quad (7.5)$$

$$\beta_{\max} = \max \left\{ 0.92, 0.32 \left( \frac{H_{1/3,o}}{L_o} \right)^{-0.29} \exp(2.4m_b) \right\} \quad (7.6)$$

$$\beta_0^* = 0.052 \left( \frac{H_{1/3,o}}{L_o} \right)^{-0.38} \exp(20m_b^{1.5}) \quad (7.7)$$

$$\beta_1^* = 0.63 \exp(3.8m_b) \quad (7.8)$$

$$\beta_{\max}^* = \max \left\{ 1.65, 0.53 \left( \frac{H_{1/3,o}}{L_o} \right)^{-0.29} \exp(2.4m_b) \right\} \quad (7.9)$$

$$\beta_0^{**} = 0.028 \left( \frac{H_{m0,o}}{L_o} \right)^{-0.38} \exp(20m_b^{1.5}) \quad (7.10)$$

$$\beta_1^{**} = 0.52 \exp(4.2m_b) \quad (7.11)$$

$$\beta_{\max}^{**} = \max \left\{ 0.92, 0.32 \left( \frac{H_{m0,o}}{L_o} \right)^{-0.29} \exp(2.4m_b) \right\} \quad (7.12)$$

โดยที่  $m_b$  คือ ความลาดชันของชายหาด (Beach slope) ค่าสัมประสิทธิ์การตื่นของคลื่น ( $K_s$ ) คำนวณจากทฤษฎีคลื่นไม่เชิงเส้นของ Shuto (1974) การคำนวณการตื่นของคลื่นไม่เชิงเส้นทำให้สูตรของ Goda ซ้ำซ้อนขึ้น เนื่องจากค่าสัมประสิทธิ์การตื่นของคลื่นต้องแก้ไขโดยวิธีเชิงตัวเลข Thornton and Guza (1983) ตั้งข้อสังเกตว่าการใช้ทฤษฎีคลื่นไม่เชิงเส้นในการคำนวณการสูงขึ้นของคลื่นสุม่นั้นทำให้เกิดความซับซ้อนที่ไม่จำเป็นในรูปแบบจำลองที่ค่อนข้างหยาบ เพื่อความสะดวกในการคำนวณ Goda (2009) แนะนำให้คำนวณ  $K_s$  โดยใช้ทฤษฎีคลื่นเชิงเส้นดังนี้

$$\beta_0 = 0.028 \left( \frac{H_{1/3,o}}{L_o} \right)^{-0.38} \exp(20m_b^{1.5}) \quad (7.13)$$

โดยที่  $k$  คือ เลขคลื่น (Wave number) สัมพันธ์กับ  $T_{1/3}$  หรือ  $T_{m-1,0}$  ซึ่งสามารถกำหนดได้จากสมการการแพร่กระจาย (Dispersion equation)

สำหรับพารามิเตอร์คาบคลื่น Goda (1975, 2009) ได้เสนอให้ใช้  $T_{1/3}$  หรือ  $T_{m-1,0}$  ในการคำนวณพารามิเตอร์คลื่นที่เกี่ยวข้อง อย่างไรก็ตาม เมื่อเปรียบเทียบระหว่างพารามิเตอร์คาบคลื่นต่าง ๆ พบว่า คาบคลื่นที่มีความถี่สูงสุดในสเปกตรัม ( $T_p$ ) เป็นพารามิเตอร์ที่ใช้บ่อยที่สุดและมีกรายงานสำหรับข้อมูลคลื่นไม่สม่ำเสมอ ดังนั้น การใช้  $T_p$  ในสูตรจึงดูสะดวกกว่า

ข) สูตรของ Goda ที่ได้รับการปรับปรุง

Rattanapitikon and Shibayama (2012) ได้ปรับปรุงและขยายสูตรของ Goda สำหรับการคำนวณความสูงคลื่นตัวแทน ( $H_{rep}$ ) สูตร Goda เขียนใหม่ในรูปแบบทั่วไปสำหรับการคำนวณความสูงคลื่นตัวแทน ( $H_{rep}$ ) ดังนี้

$$H_{rep} = \begin{cases} K_s H_{rep,o} & \frac{d}{L_o} \geq 0.2 \\ \min \{ (\alpha_1 H_{rep,o} + \alpha_2 d), \alpha_3 H_{rep,o}, K_s H_{rep,o} \} & \frac{d}{L_o} < 0.2 \end{cases} \quad (7.14)$$

$$\alpha_1 = C_1 \left( \frac{H_{rep,o}}{L_o} \right)^{-0.38} \exp(20m_b^{1.5}) \quad (7.15)$$

$$\alpha_2 = C_2 \exp(C_3 m_b) \quad (7.16)$$

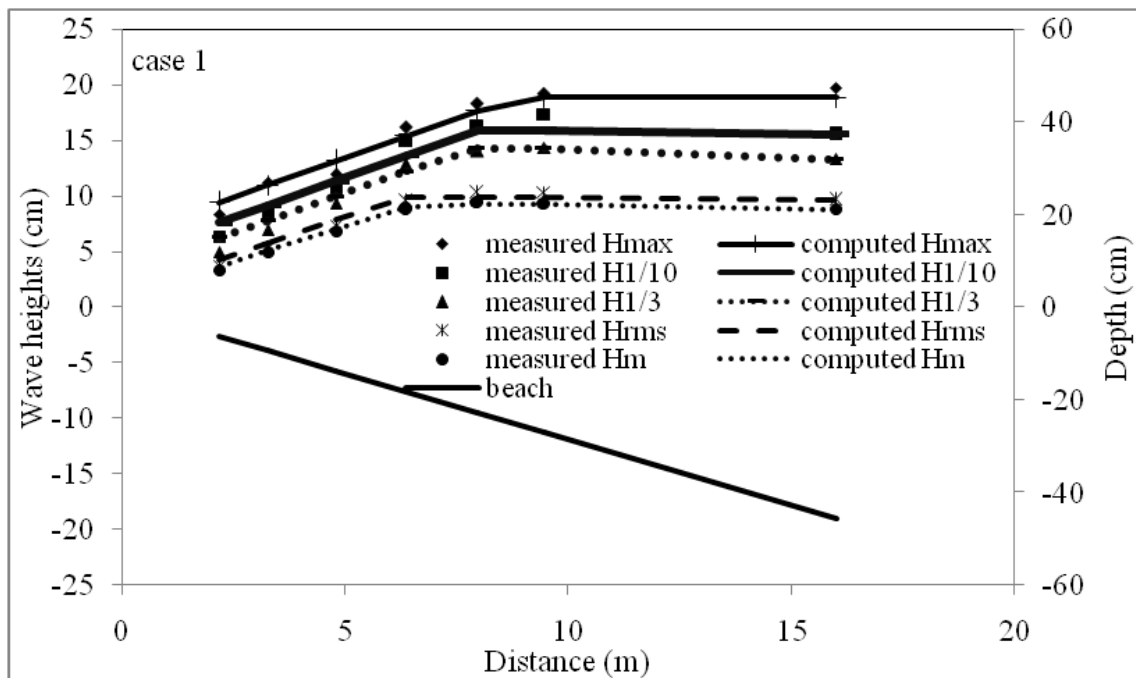
$$a_x = \frac{\partial u}{\partial t} = \frac{H}{2} \sigma^2 \frac{\cosh k(h+z)}{\sinh kh} \sin(kx - \sigma t) \quad (7.17)$$

โดยที่  $C_1 - C_5$  เป็นค่าคงที่ และ  $K_s$  เป็นค่าสัมประสิทธิ์การตื่นของคลื่นเชิงเส้น ซึ่งคำนวณจากสมการ (7.13) ค่าที่นำเสนอสำหรับค่าคงที่  $C_1 - C_5$  ในการคำนวณ  $H_m$ ,  $H_{rms}$ ,  $H_{1/3}$ ,  $H_{1/10}$ ,  $H_{max}$  และ  $H_{m0}$  แสดงในตารางที่ 7.1 สูตรของ Goda ที่ดัดแปลง (สมการ (7.14)) ประกอบด้วย 3 ส่วนหลัก ได้แก่ ส่วนของการตื่นของคลื่น ( $K_s H_{rep,o}$ ) ความสูงคลื่นสูงสุด ( $\alpha_3 H_{rep,o}$ ) และการสลายตัวของคลื่นใน surf zone ตัว ( $\alpha_1 H_{rep,o} + \alpha_2 h$ )

ตารางที่ 7.1 ค่าคงที่  $C_1 - C_5$  ของสูตร Goda ที่ดัดแปลงสำหรับการคำนวณ  $H_m$ ,  $H_{rms}$ ,  $H_{1/3}$ ,  $H_{1/10}$ ,  $H_{max}$  และ  $H_{m0}$

$H_{rep}$	ไม่มีกรณี	ค่าคงที่ที่ปรับเทียบแล้ว				
		$C_1$	$C_2$	$C_3$	$C_4$	$C_5$
$H_m$	53	0.017	0.40	4.2	0.86	0.28
$H_{rms}$	117	0.023	0.43	4.2	0.86	0.28
$H_{1/3}$	117	0.049	0.44	4.2	0.86	0.32
$H_{1/10}$	114	0.062	0.45	4.2	0.86	0.32
$H_{max}$	117	0.076	0.45	4.2	0.86	0.32
$H_{m0}$	142	0.049	0.44	4.2	0.86	0.28

ตัวอย่างของการคำนวณการแปลงความสูงของคลื่นตัวแทนที่ตามแนวขวางแสดงในภาพที่ 7.1



ภาพที่ 7.1 ตัวอย่างการคำนวณและการวัดการเปลี่ยนแปลงของความสูงคลื่นตัวแทน

(ข้อมูลจาก Ting, 2001, กรณีที่ 1)

**ตัวอย่างที่ 7.1** ขบวนการคลื่นที่ไม่สม่ำเสมอที่มี  $H_{1/3,i}$  เท่ากับ 76 cm. และ  $T_p$  เท่ากับ 3 s กระทบเข้าหาชายหาดที่มีโปรไฟล์ตามที่ระบุในตารางต่อไปนี้ กำหนดการเปลี่ยนแปลง  $H_{1/3}$  โดยใช้สูตร Goda ที่ได้รับการปรับปรุง

X (m)	58.8	55.2	51.5	47.9	44.2	40.5	36.9	33.2	29.6	25.9	22.3	18.6
d (m)	223.4	211.3	204.4	192.3	178.3	166	153.1	143.1	132	110.9	80.7	43.9

**วิธีทำ**

I.คำนวณความสูงของคลื่นน้ำลึก

ก) กำหนดตัวแปรพื้นฐาน

จากความสัมพันธ์การแพร่กระจาย (Dispersion relation),

$$\sigma^2 = gk_1 \tanh k_1 d_1$$

$$\left(\frac{2\pi}{3}\right)^2 = 980k_1 \tanh(k_1 223.4)$$

ด้วยวิธีทำซ้ำ (Iteration) จะได้  $k = 0.0054 \text{ cm}^{-1}$

$$c_1 = \frac{\sigma}{k_1} = \frac{2\pi}{Tk_1} = \frac{2\pi}{3(0.0054)} = 389.97 \text{ cm/s}$$

$$n_1 = \frac{1}{2} \left( 1 + \frac{2k_1 d_1}{\sinh 2k_1 d_1} \right) = \frac{1}{2} \left( 1 + \frac{2(0.0054)223.4}{\sinh [2(0.0054)223.4]} \right) = 0.72$$

$$c_o = \frac{gT}{2\pi} = \frac{980(3)}{2\pi} = 467.92 \text{ cm/s}$$

ข) หาความสูงของคลื่นน้ำลึกจากการอนุรักษ์พลังงานฟลักซ์

$$H_o = H_1 \sqrt{\frac{2c_1 n_1}{c_o}} = 76 \sqrt{\frac{2(389.97)0.72}{467.92}} = 83.23 \text{ cm}$$

II.คำนวณความสูงของคลื่นจากโมเดล Goda ที่แก้ไขแล้ว

ก) กำหนดตัวแปรพื้นฐาน

$$L_o = c_o T = 476.92(3) = 1403.75 \text{ cm}$$

$$m_b = \frac{(d_e - d_i)}{(x_e - x_i)} = \frac{(223.4 - 43.9)100}{(58.8 - 18.6)} = 0.0447$$

$$\alpha_1 = 0.049 \left( \frac{H_{1/3,o}}{L_o} \right)^{-0.38} \exp(20m_b^{1.5}) = 0.177$$

$$\alpha_2 = 0.44 \exp(4.2m_b) = 0.507$$

$$\alpha_3 = \max \left\{ 0.86, 0.32 \left( \frac{H_{1/3,o}}{L_o} \right)^{-0.29} \exp(2.4m_b) \right\} = 0.900$$

ข) ตรวจสอบ  $k$  และ  $K_s$  ทุกสถานีจาก

จากความสัมพันธ์การแพร่กระจาย (Dispersion relation),

$$\sigma^2 = gk \tanh kd$$

$$K_s = \left[ \left( 1 + \frac{2kd}{\sinh 2kd} \right) \tanh kd \right]^{-1/2}$$

ค) กำหนด  $H_{1/3}$  โดยใช้สูตร Goda ที่ดัดแปลง

จากสมการที่ (7.14) สำหรับ  $H_{1/3}$ ,

$$H_{1/3} = \begin{cases} K_s H_{1/3,o} & \frac{d}{L_o} \geq 0.2 \\ \min \{ (\alpha_1 H_{1/3,o} + \alpha_2 d), \alpha_3 H_{1/3,o}, K_s H_{1/3,o} \} & \frac{d}{L_o} < 0.2 \end{cases}$$

การแทนตัวแปรที่ทราบลงในสมการ

$$H_{1/3} = \begin{cases} K_s 83.23 & \frac{d}{L_o} \geq 0.2 \\ \min \{ (0.177(83.23) + 0.507d), 0.9(83.23), K_s(83.23) \} & \frac{d}{L_o} < 0.2 \end{cases}$$

หรือ

$$H_{1/3} = \begin{cases} K_s 83.23 & \frac{d}{L_o} \geq 0.2 \\ \min \{ (14.731 + 0.507d), 74.91, K_s(83.23) \} & \frac{d}{L_o} < 0.2 \end{cases}$$

III. ตัวอย่างการคำนวณ

ก) ณ ตำแหน่ง  $X = 58.8$  m (กำหนดให้ตัวห้อย คือ 1)

จากความสัมพันธ์การแพร่กระจาย (Dispersion relation),

$$\sigma^2 = gk_1 \tanh k_1 d_1$$

$$\left(\frac{2\pi}{3}\right)^2 = 980k_1 \tanh(k_1 223.4)$$

ทำการหาค่า  $k_1$  ด้วยวิธีทำซ้ำ (Iteration) จะได้  $k_1 = 0.0054 \text{ cm}^{-1}$

$$K_{s1} = \left[ \left( 1 + \frac{2k_1 d_1}{\sinh 2k_1 d_1} \right) \tanh k_1 d_1 \right]^{-1/2}$$

$$K_{s1} = \left[ \left( 1 + \frac{2(0.0054)223.4}{\sinh [2(0.0054)223.4]} \right) \tanh [0.0054(223.4)] \right]^{-1/2} = 0.913$$

$$\frac{d_1}{L_o} = \frac{223.4}{1403.75} = 0.16 \text{ m}$$

เมื่อ  $\frac{d_1}{L_o} < 0.2$ ,  $H_{1/3,1} = \min \{ (14.731 + 0.507d_1), 74.91, K_{s1}(83.23) \}$

$$H_{1/3,1} = \min \{ [14.731 + 0.507(223.4)], 74.91, 0.913(83.23) \}$$

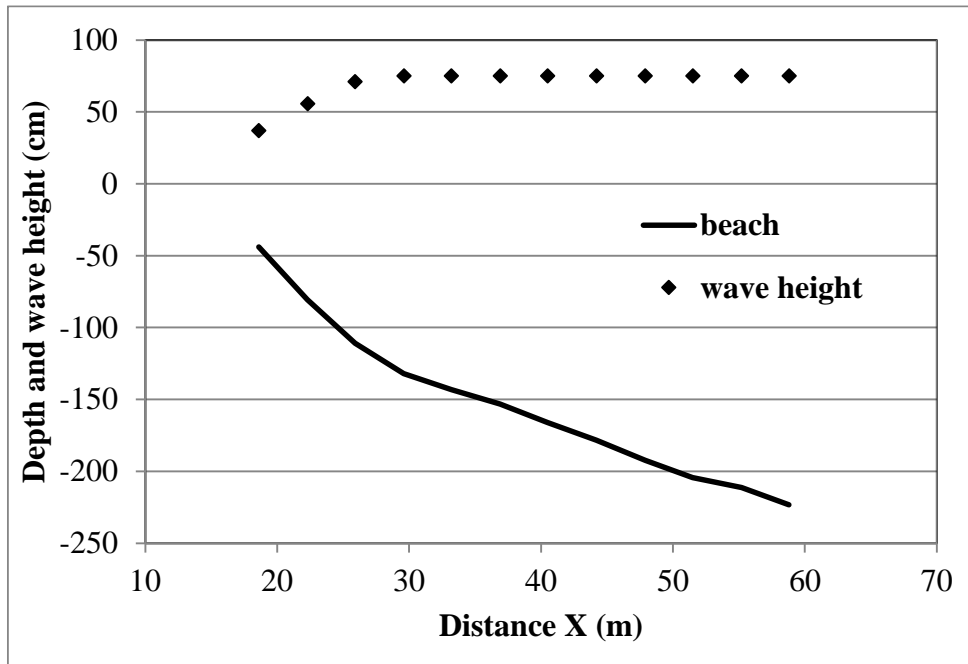
$$H_{1/3,1} = \min \{ 128.00, 74.91, 75.99 \} = 74.91 \text{ m}$$

ข) สำหรับตำแหน่งอื่น สามารถคำนวณได้ด้วยวิธีเดียวกับ ก)

ผลการคำนวณการเปลี่ยนแปลง  $H_{1/3}$  สำหรับทุกสถานีแสดงดังตารางข้างล่าง

Index No	X (m)	d (cm)	k (cm <sup>-1</sup> )	$K_s$	d / L <sub>o</sub>	H <sub>1/3</sub> (cm)
1	58.8	223.4	0.0054	0.913	0.16	74.91
2	55.2	211.3	0.0055	0.913	0.15	74.91
3	51.5	204.4	0.0055	0.914	0.15	74.91
4	47.9	192.3	0.0056	0.915	0.14	74.91
5	44.2	178.3	0.0058	0.918	0.13	74.91
6	40.5	166.0	0.0059	0.921	0.12	74.91
7	36.9	153.1	0.0061	0.926	0.11	74.91
8	33.2	143.1	0.0063	0.931	0.10	74.91
9	29.6	132.0	0.0065	0.938	0.09	74.91
10	25.9	110.9	0.0069	0.956	0.08	70.89
11	22.3	80.7	0.0079	1.000	0.06	55.59
12	18.6	43.9	0.0104	1.116	0.03	36.95

ความสูงคลื่นที่คำนวณได้แสดงไว้ในภาพต่อไปนี้



ตอบ

## 7.2 แนวทางคลื่นตัวแทน (Representative Wave Approach)

แนวทางคลื่นตัวแทน (Representative wave approach) พิจารณาเฉพาะการเคลื่อนที่ของความสูงคลื่นตัวแทน สูตรของคลื่นสม่ำเสมอถูกนำมาใช้กับคลื่นไม่สม่ำเสมอโดยตรงผ่านการใช้คลื่นตัวแทน แนวทางนี้มีข้อดีคือการคำนวณที่ง่าย หลายนักวิจัยเชื่อว่าแนวทางนี้อาจมีข้อผิดพลาดในการประมาณค่อนข้างสูงเมื่อถูกนำมาใช้ในการคำนวณคำนวณ  $H_{rep}$  อย่างไรก็ตาม Rattanapitikon et al. (2003) และ Rattanapitikon (2008) แสดงให้เห็นว่าเมื่อใช้แบบจำลองการสลายพลังงานคลื่นที่เหมาะสมร่วมกับค่าสัมประสิทธิ์ใหม่ แนวทางคลื่นตัวแทนสามารถใช้คำนวณการเปลี่ยนแปลงของ  $H_{rep}$  ได้อย่างแม่นยำ

ส่วนนี้แบ่งออกเป็นสองส่วนหลัก คือ ส่วนแรกอธิบายแบบจำลองคลื่นสม่ำเสมอที่มีอยู่ และส่วนที่สองอธิบายการสร้างแบบจำลองคลื่นไม่สม่ำเสมอโดยใช้แนวทางคลื่นตัวแทน

### 7.2.1 แบบจำลองคลื่นสม่ำเสมอ (Regular Wave Model)

การคำนวณการเปลี่ยนแปลงความสูงคลื่นสม่ำเสมอตามแนวขวางฝั่งสามารถคำนวณได้จากการอนุรักษ์ฟลักซ์พลังงาน (Energy flux conservation) ดังนี้

$$\frac{\partial (Ec_g \cos \alpha)}{\partial x} = \frac{\rho g}{8} \frac{\partial (H^2 c_g \cos \alpha)}{\partial x} = -D_B \quad (7.18)$$

วิศวกรรมชายฝั่งทะเลเบื้องต้น

โดยที่  $E$  คือ ความหนาแน่นของพลังงาน (Energy density),  $c_g$  คือ ความเร็วกลุ่มคลื่น (Group velocity),  $\alpha$  คือ มุมของคลื่น (Wave angle),  $x$  คือ ระยะทางในทิศทางขวางฝั่ง (Distance in cross-shore direction),  $\rho$  คือ ความหนาแน่นของน้ำ (Density of water),  $g$  คือ ความเร่งเนื่องจากแรงโน้มถ่วง (Gravity acceleration),  $H$  คือ ความสูงของคลื่นสม่ำเสมอ (Regular wave height) และ  $D_B$  คือ การสลายพลังงานเนื่องจากการแตกตัวของคลื่น (Energy dissipation due to wave breaking) สูตรการสลายพลังงานสำหรับการแตกตัวของคลื่นสม่ำเสมอที่ได้นำเสนอไว้ในหัวข้อ 5.6 สรุปได้ดังนี้

ก) Battjes and Janssen (1978):

$$D_B = 0.47 \frac{\rho g H^2}{4T} \quad (7.19)$$

ข) Thornton and Guza (1983):

$$D_B = 0.67 \frac{\rho g H^3}{4Th} \quad (7.20)$$

ค) Deigaard et al. (1991):

$$D_B = 0.48 \frac{\rho g h H^3}{T(4h^2 - H^2)} \quad (7.21)$$

ง) Dally et al. (1985):

$$D_B = 0.15 \frac{\rho g c_g}{8h} [H^2 - (0.4h)^2] \quad (7.22)$$

จ) Rattanapitikon and Shibayama (1998):

$$D_B = 0.15 \frac{\rho g c}{8h} \left\{ H^2 - \left[ h \exp\left(-0.36 - \frac{1.25h}{\sqrt{LH}}\right) \right]^2 \right\} \quad (7.23)$$

ฉ) Rattanapitikon et al. (2003):

$$D_B = 0.15 \frac{\rho g c_g}{8h} \left\{ H^2 - [0.073L \tanh(kh)]^2 \right\} \quad (7.24)$$

ช) Rattanapitikon (2008):

$$D_B = \frac{\rho g H^2 c_g}{8h} \left[ 0.010 \left(\frac{H_b}{H}\right)^2 - 0.128 \left(\frac{H_b}{H}\right) + 0.226 \right] \quad (7.25)$$

โดยค่าสัมประสิทธิ์ในสูตรของ Battjes and Janssen (1978), Thornton and Guza (1983) และ Deigaard et al. (1991) ได้รับการปรับเทียบใหม่โดย Rattanapitikon et al. (2003) โดยอิงจากข้อมูลจากห้องปฏิบัติการจำนวนมาก

ความสูงของคลื่นตัว ( $H_b$ ) สามารถกำหนดได้จากเกณฑ์การแตกตัวของคลื่นที่มีอยู่ เช่น สูตรของ Miche (1944):

$$H_b = 0.142L \tanh(kh) \quad (7.26)$$

## 7.2.2 แบบจำลองคลื่นไม่สม่ำเสมอ (Irregular Wave Model)

เช่นเดียวกับแบบจำลองคลื่นสม่ำเสมอ แบบจำลองคลื่นไม่สม่ำเสมอใช้แนวทางคลื่นตัวแทนสามารถคำนวณได้จากการอนุรักษ์ฟลักซ์พลังงาน (Energy flux conservation) ดังนี้

$$\frac{\rho g}{8} \frac{\partial (H_{rep}^2 c_g \cos \alpha)}{\partial x} = -D_B \quad (7.27)$$

โดยที่  $H_{rep}$  คือ ความสูงของคลื่นตัวแทน เช่น ความสูงของคลื่นเฉลี่ย ( $H_m$ ) ความสูงคลื่นรากล้างสองเฉลี่ย ( $H_{rms}$ ) ความสูงของคลื่นที่มีนัยสำคัญหรือความสูงของคลื่นหนึ่งในสามที่สูงที่สุด ( $H_{1/3}$ ) ความสูงของคลื่นหนึ่งในสิบสูงสุด ( $H_{1/10}$ ) ความสูงของคลื่นสูงสุด ( $H_{max}$ ) และความสูงของคลื่นความสูงคลื่นรากล้างสองเฉลี่ยสเปกตรัม ( $H_{rmsz}$ )

เนื่องจากคลื่นที่สูงที่สุดในขบวนคลื่นไม่สม่ำเสมอมีแนวโน้มที่จะแตกตัวที่ระยะที่ไกลจากฝั่งมากที่สุด การเริ่มต้นของเขตคลื่นแตกสำหรับคลื่นไม่สม่ำเสมอมักจะเกิดขึ้นในระยะที่ไกลจากชายฝั่งมากกว่าคลื่นปกติ ดังนั้นการใช้แบบจำลองคลื่นสม่ำเสมออาจทำให้เกิดข้อผิดพลาดอย่างมากในเขตคลื่นแตกตัวได้มาก เพื่อลดปัญหานี้ ค่าสัมประสิทธิ์ของสูตรความสูงของแตกสำหรับคลื่นปกติอาจจำเป็นต้องลดลงเมื่อใช้กับการจำลองคลื่นไม่สม่ำเสมอ การใช้แบบจำลองการกระจายคลื่นสม่ำเสมอ (สมการ (7.19) - (7.25)) สำหรับความสูงของคลื่นที่เป็นตัวแทน ( $H_{rep}$ ) และคาบคลื่นที่มีความถี่สูงสุดในสเปกตรัม ( $T_p$ ) แบบจำลองการกระจายสำหรับการแตกตัวของคลื่นแบบไม่สม่ำเสมอสามารถแสดงได้เป็น

แบบจำลอง (1): 
$$D_B = K_1 \frac{\rho g H_{rep}^2}{4T_p} \quad (7.28)$$

แบบจำลอง (2): 
$$D_B = K_2 \frac{\rho g H_{rep}^3}{4T_p h} \quad (7.29)$$

แบบจำลอง (3): 
$$D_B = K_3 \frac{\rho g h H_{rep}^3}{T_p (4h^2 - H_{rep}^2)} \quad (7.30)$$

แบบจำลอง (4): 
$$D_B = K_4 \frac{\rho g c_g}{8h} [H_{rep}^2 - (K_5 h)^2] \quad (7.31)$$

แบบจำลอง (5): 
$$D_B = K_6 \frac{\rho g c_g}{8h} \left[ H_{rep}^2 - \left( K_7 h \exp \left( -0.36 - 1.25 \frac{h}{\sqrt{LH_{rep}}} \right) \right)^2 \right] \quad (7.32)$$

แบบจำลอง (6): 
$$D_B = K_8 \frac{\rho g c_g}{8h} \left\{ H_{rep}^2 - [K_9 L \tanh(kh)]^2 \right\} \quad (7.33)$$

แบบจำลอง (7): 
$$D_B = \frac{\rho g H_{rep}^2 c_g}{8h} \left[ K_{10} \left( \frac{H_b}{H_{rep}} \right)^2 - K_{11} \left( \frac{H_b}{H_{rep}} \right) + K_{12} \right] \quad (7.34)$$

โดยที่  $K_1 - K_{12}$  คือ ค่าคงที่ จากสมการ (7.19) - (7.25) ซึ่งค่าสัมประสิทธิ์  $K_1 - K_{12}$  สำหรับแบบจำลองคลื่นสมำเสมอ คือ 0.47, 0.67, 0.48, 0.15, 0.4, 0.15, 1.0, 0.15, 0.073, 0.010, 0.128 และ 0.226 ตามลำดับ เมื่อนำไปใช้กับคลื่นไม่สมำเสมอ  $K_1 - K_{12}$  เป็นค่าคงที่ที่ปรับได้ เพื่อให้สามารถรองรับผลกระทบจากการเปลี่ยนแปลงไปสู่คลื่นไม่สมำเสมอ ตัวแปร  $c_g$ ,  $c$ ,  $L$  และ  $k$  ในสมการ (7.28) - (7.34) คำนวณจากคาบคลื่นที่มีความถี่สูงสุดในสเปกตรัม ( $T_p$ )

เมื่อคลื่นเคลื่อนตัวเข้าหาชายฝั่ง ลักษณะคลื่นจะสูงขึ้นและสุดท้ายจะเกิดการแตกตัว เมื่อคลื่นเริ่มแตกตัว พลังค์พลังงานสลายตัวเป็นความปั่นป่วน ทำให้พลังงานคลื่นและความสูงของคลื่นลดลงเมื่อใกล้ฝั่งมากขึ้น ดังนั้น งานหลักคือการพิจารณาจุดที่คลื่นเริ่มแตก (Incipient wave breaking) จุดนี้ใช้เพื่อกำหนดจุดเริ่มต้นในการคำนวณอัตราการสลายพลังงาน ( $D_B$ ) ในสมการการอนุรักษ์พลังงาน ในการศึกษารั้งนี้ สูตรของ Miche (1944) ได้รับเลือกใช้ในการรวมเข้ากับแบบจำลองคลื่นไม่สมำเสมอ อย่างไรก็ตาม สูตรของ Miche (1944) พัฒนสำหรับการแตกตัวของคลื่นสมำเสมอ จึงจำเป็นต้องมีการปรับเปลี่ยนก่อนที่จะนำไปใช้กับแบบจำลองคลื่นไม่สมำเสมอ

สำหรับการใช้แนวทางคลื่นตัวแทน สูตรของ Miche (1944) ได้รับการปรับเปลี่ยนเป็น

$$H_{rep,b} = K_{13} L \tanh(kh) \quad (7.35)$$

โดยที่  $K_{13}$  คือ ค่าคงที่ การสลายพลังงาน ( $D_B$ ) ของสมการ (7.28) - (7.34) จะเกิดขึ้นเมื่อ  $H_{rep} \geq H_{rep,b}$  และ เท่ากับศูนย์เมื่อ  $H_{rep} < H_{rep,b}$

ตัวอย่างที่ 7.2 ขบวนการคลื่นแบบไม่สม่ำเสมอมี  $H_{1/3,i}$  เท่ากับ 76 cm และ  $T_p$  เท่ากับ 3 s กำลังเคลื่อนที่ตั้งฉากกับแนวชายฝั่ง ความลึกน้ำ  $h$  และระยะทาง  $X$  จากเส้นแนวชายฝั่ง (shoreline) แสดงดังตารางข้างล่าง จงหาการเปลี่ยนแปลง  $H_{1/3}$  โดยใช้สมการ (7.34)

X (m)	58.8	55.2	51.5	47.9	44.2	40.5	36.9	33.2	29.6	25.9	22.3	18.6
d (m)	223.4	211.3	204.4	192.3	178.3	166	153.1	143.1	132	110.9	80.7	43.9

วิธีทำ

I) สมการที่ใช้ในการคำนวณ

$$\sigma^2 = gk \tanh kh$$

$$c = \frac{\sigma}{k}$$

$$n = \frac{1}{2} \left( 1 + \frac{2kh}{\sinh 2kh} \right)$$

$$H_b = 0.076L \tanh(kh)$$

$$D_B = \frac{\rho g H_s^2 c_g}{8h} \left[ 0.095 \left( \frac{H_b}{H_s} \right)^2 - 0.263 \left( \frac{H_b}{H_s} \right) + 0.179 \right]$$

$$\frac{\rho g}{8} \frac{\partial (H_s^2 c_g)}{\partial x} = -D_B$$

$$H_{s,2} = \sqrt{\frac{\frac{1}{8} \rho g H_{s,1}^2 c_{1n_1} - D_{B1} \Delta X}{\frac{1}{8} \rho g c_{2n_2}}}$$

II) ตัวอย่างการคำนวณ

ก) ณ ตำแหน่ง  $X = 58.8$  m (ข้อมูลตำแหน่งที่ 1)

จากความสัมพันธ์การแพร่กระจาย (Dispersion relation),

$$\sigma^2 = gk \tanh kh$$

$$\left( \frac{2\pi}{3} \right)^2 = 980k_1 \tanh [k_1 (223.4)]$$

ทำการหาค่า  $k_1$  ด้วยวิธีทำซ้ำ (Iteration) จะได้  $k_1 = 0.0054 \text{ cm}^{-1}$

วิศวกรรมชายฝั่งทะเลเบื้องต้น

$$c_1 = \frac{\sigma}{k_1} = \frac{2\pi}{Tk_1} = \frac{2\pi}{3(0.0054)} = 389.97 \text{ cm/s}$$

$$n_1 = \frac{1}{2} \left( 1 + \frac{2k_1 h_1}{\sinh 2k_1 h_1} \right) = \frac{1}{2} \left( 1 + \frac{2(0.0054)223.4}{\sinh[2(0.0054)223.4]} \right) = 0.720$$

$$H_{b1} = 0.076L_1 \tanh(k_1 h_1) = 0.076(389.97)3 \tanh[0.0054(223.4)] = 74.1 \text{ cm}$$

โจทย์กำหนดให้

$$H_{s1} = 76.0 \text{ cm}$$

$$D_{B1} = \frac{\rho g H_{s1}^2 c_{g1}}{8h_1} \left[ 0.095 \left( \frac{H_{b1}}{H_{s1}} \right)^2 - 0.263 \left( \frac{H_{b1}}{H_{s1}} \right) + 0.179 \right]$$

$$D_{B1} = \frac{980(76^2)389.97(0.72)}{8(223.4)} \left[ 0.095 \left( \frac{74.1}{76} \right)^2 - 0.263 \left( \frac{74.1}{76} \right) + 0.179 \right] = 11435$$

ข) ณ ตำแหน่ง  $X = 55.2 \text{ m}$  (ข้อมูลตำแหน่งที่ 2)

จากความสัมพันธ์การแพร่กระจาย (Dispersion relation),

$$\sigma^2 = gk \tanh kh$$

$$\left( \frac{2\pi}{3} \right)^2 = 980k_2 \tanh[k_2(211.3)]$$

ทำการหาค่า  $k_2$  ด้วยวิธีทำซ้ำ (Iteration) จะได้  $k_2 = 0.0055 \text{ cm}^{-1}$

$$c_2 = \frac{\sigma}{k_2} = \frac{2\pi}{Tk_2} = \frac{2\pi}{3(0.0055)} = 383.29 \text{ cm/s}$$

$$n_2 = \frac{1}{2} \left( 1 + \frac{2k_2 h_2}{\sinh 2k_2 h_2} \right) = \frac{1}{2} \left( 1 + \frac{2(0.0055)211.3}{\sinh[2(0.0055)211.3]} \right) = 0.732$$

$$H_{b2} = 0.076L_2 \tanh(k_2 h_2) = 0.076(383.29)3 \tanh[0.0055(211.3)] = 71.6 \text{ cm}$$

$$H_{s2} = \sqrt{\frac{\frac{1}{8} \rho g H_{s1}^2 c_1 n_1 - D_{B1} \Delta X}{\frac{1}{8} \rho g c_2 n_2}}$$

$$H_{s2} = \sqrt{\frac{\frac{1}{8}(980)76^2(389.97)0.72 - 11435(58.8 - 55.2)100}{\frac{1}{8}980(383.29)0.732}} = 75.2 \text{ cm}$$

$$D_{B2} = \frac{\rho g H_{s2}^2 c_{g2}}{8h_2} \left[ 0.095 \left( \frac{H_{b2}}{H_{s2}} \right)^2 - 0.263 \left( \frac{H_{b2}}{H_{s2}} \right) + 0.179 \right]$$

$$D_{B2} = \frac{980(75.2^2)383.29(0.732)}{8(211.3)} \left[ 0.095 \left( \frac{71.6}{75.2} \right)^2 - 0.263 \left( \frac{71.6}{75.2} \right) + 0.179 \right] = 13554$$

ค) สำหรับตำแหน่งอื่น สามารถคำนวณได้ด้วยวิธีเดียวกับ ข)

ผลการคำนวณการเปลี่ยนแปลง  $H_s$  สำหรับทุกสถานีแสดงดังตารางข้างล่าง

Index No	$X$ (m)	$h$ (cm)	$k$ (cm <sup>-1</sup> )	$c$ (cm/s)	$n$	$H_b$ (cm)	$H_{1/3}$ (cm)	$D_B$ (N/cm.s)
1	58.8	223.4	0.0054	389.97	0.720	74.1	76.0	11435
2	55.2	211.3	0.0055	383.29	0.732	71.6	75.2	13554
3	51.5	204.4	0.0055	379.25	0.739	70.1	74.3	14296
4	47.9	192.3	0.0056	371.72	0.751	67.3	73.4	16899
5	44.2	178.3	0.0058	362.26	0.767	63.9	72.3	20704
6	40.5	166.0	0.0059	353.22	0.780	60.8	71.0	24133
7	36.9	153.1	0.0061	342.94	0.795	57.3	69.6	28284
8	33.2	143.1	0.0063	334.34	0.807	54.5	67.6	30470
9	29.6	132.0	0.0065	324.09	0.820	51.2	65.6	33562
10	25.9	110.9	0.0069	302.27	0.847	44.5	63.9	48206
11	22.3	80.7	0.0079	264.22	0.886	34.0	62.0	86436
12	18.6	43.9	0.0104	200.61	0.936	19.6	58.4	181621

**ตัวอย่างที่ 7.3** ตารางต่อไปนี้จะแสดงระยะทางจากแนวชายฝั่ง ความลึกของน้ำ เลขคลื่น ความเร็วเฟส และ  $n$  ความสูงของคลื่นน้ำลึก  $H_{m0,o}$  4 m โดยมีคาบคลื่น  $T_p$  4 s ในการออกแบบเขื่อนกันคลื่น การกระจายแบบ Rayleigh (แบบจำลองของ Longuet-Higgins, 1952) ใช้ได้กับความสูงของคลื่นในน้ำลึก จำนวนคลื่นทั้งหมด ( $M$ ) สำหรับการออกแบบ คือ 100 คลื่น เขื่อนกันคลื่นจะถูกสร้างขึ้นที่ระยะ  $X = 140$  m. ประมาณ  $H_{1/3}$  ที่เขื่อนกันคลื่น ( $H_{1/3,br}$ ) และประมาณ  $H_{max}$  ระยะ  $5H_{1/3,br}$  ทางทะเลของเขื่อนกันคลื่นโดยใช้

ก. สูตร Goda

ข. สมการ (7.31) จากแนวทางคลื่นตัวแทน

$X$ (m)	$h$ (m)	$k$ (1/m)	$c$ (m/s)	$n$
190	13.00	0.253	6.213	0.509
180	12.50	0.253	6.207	0.511
170	12.00	0.253	6.200	0.514
160	11.50	0.254	6.192	0.517
150	11.00	0.254	6.181	0.521
140	10.50	0.255	6.168	0.525

### วิธีทำ

ก) สมการที่ใช้ในการคำนวณ

จากการแจกแจงของเรย์ลี (Rayleigh distribution),

$$H_{m0,o} = 4\sqrt{m_0}$$

$$H_{rms,o} = \sqrt{8m_0} = \frac{H_{m0,o}}{\sqrt{2}} = \frac{4}{\sqrt{2}} = 2.828 \text{ m}$$

$$H_{1/3,o} = 1.416H_{rms} = 1.416(2.828) = 4 \text{ m}$$

$$H_{max,o} = \left( \sqrt{\ln M} + \frac{0.5772}{2\sqrt{\ln M}} \right) H_{rms} = \left( \sqrt{\ln 100} + \frac{0.5772}{2\sqrt{\ln 100}} \right) 2.828 = 6.45 \text{ m}$$

ข) การเปลี่ยนแปลง  $H_{1/3}$  ตามสูตร Goda

ณ ตำแหน่ง  $X = 140$  m,

$h = 10.5$  m,

$$L_o = \frac{gT^2}{2\pi} = \frac{9.8(4^2)}{2\pi} = 14.04 \text{ m}$$

$$k = 0.255 \text{ m}^{-1}$$

$$h / L_o = 0.42$$

$$K_s = 0.98$$

$$h / L_o \geq 0.2, H_{1/3,br} = K_s H_{1/3,o} = (0.98)4 = 3.92 \text{ m}$$

$$5H_{1/3,br} = 5(3.92) = 19.60 \text{ m}$$

ค) การเปลี่ยนแปลง  $H_{\max}$  ตามสูตร Goda

$$\text{ณ ตำแหน่ง } X = 159.60 \text{ m,}$$

$$h = 11.48 \text{ m,}$$

$$k = 0.254 \text{ m,}$$

$$h / L_o = 0.46 \text{ m,}$$

$$K_s = 0.99,$$

$$h / L_o \geq 0.2, H_{\max} = 1.8K_s H_{1/3,o} = 1.8(0.99)4 = 7.1 \text{ m}$$

ง) การเปลี่ยนแปลง  $H_{1/3}$  ตามสมการ (7.31)

$$H_{s,b} = 0.076L \tanh(kh)$$

$$D_B = 0.09 \frac{\rho g c_g}{8h} [H_{1/3}^2 - (0.42h)^2]$$

$$\frac{\rho g}{8} \frac{\partial (H_{1/3}^2 c_g)}{\partial x} = -D_B$$

$$H_{1/3,2} = \sqrt{\frac{\frac{1}{8} \rho g H_{1/3,1}^2 c_{g1} - D_{B1} \Delta X}{\frac{1}{8} \rho g c_{g2}}}$$

$$H_{1/3,br} = 3.92 \text{ m}$$

$$5H_{1/3,br} = 5(3.92) = 19.60 \text{ m}$$

วิศวกรรมชายฝั่งทะเลเบื้องต้น

จากการคำนวณแสดงดังตารางต่อไปนี้

$X$ (m)	$h$ (m)	$k$ ( $m^{-1}$ )	$c$ (m/s)	$n$	$H_b$ (m)	$D_B$ ( $kg/s^3$ )	$H_{1/3}$ (m)
deep							4.00
190	13.00	0.253	6.213	0.509	1.88	0.000	3.97
180	12.50	0.253	6.207	0.511	1.88	0.000	3.96
170	12.00	0.253	6.200	0.514	1.88	0.000	3.95
160	11.50	0.254	6.192	0.517	1.87	0.000	3.95
150	11.00	0.254	6.181	0.521	1.87	0.000	3.93
140	10.50	0.255	6.168	0.525	1.86	0.000	3.92

จ) การเปลี่ยนแปลง  $H_{max}$  ตามสมการ (7.31)

$$H_{s,b} = 0.095L \tanh(kh)$$

$$D_B = 0.09 \frac{\rho g c_g}{8h} [H_{max}^2 - (0.51h)^2]$$

$$\frac{\rho g}{8} \frac{\partial (H_{max}^2 c_g)}{\partial x} = -D_B$$

$$H_{max,2} = \sqrt{\frac{\frac{1}{8} \rho g H_{max,1}^2 c_{g1} - D_{B1} \Delta X}{\frac{1}{8} \rho g c_{g2}}}$$

$$H_{max} = 6.34 \text{ m}$$

จากการคำนวณแสดงดังตารางต่อไปนี้

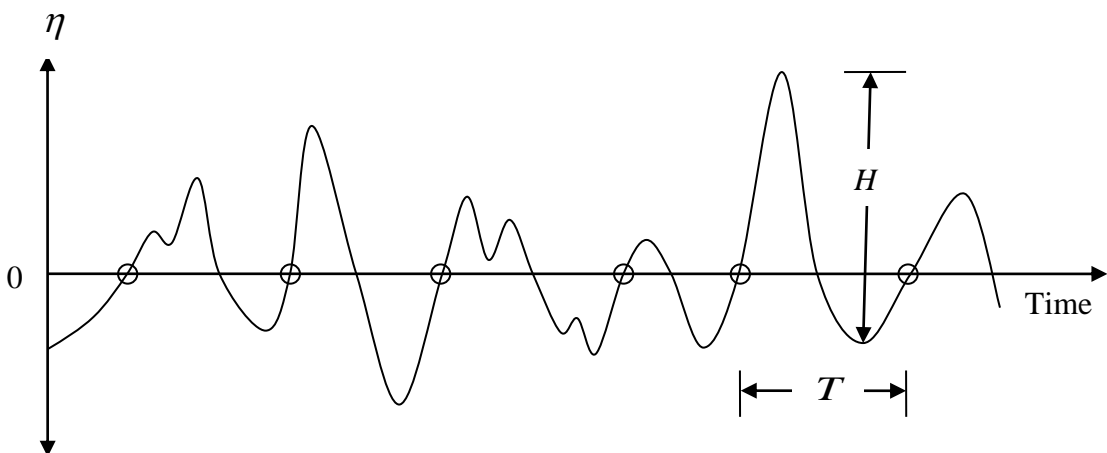
$X$ (m)	$h$ (m)	$k$ ( $m^{-1}$ )	$c$ (m/s)	$n$	$H_b$ (m)	$D_B$ ( $kg/s^3$ )	$H_{max}$ (m)
deep							6.45
190	13.00	0.253	6.213	0.509	2.35	0.00	6.40
180	12.50	0.253	6.207	0.511	2.35	5.41	6.39
170	12.00	0.253	6.200	0.514	2.35	93.81	6.38
160	11.50	0.254	6.192	0.517	2.34	178.92	6.34
159.6	11.48	0.254	6.191	0.517	2.34	182.06	6.34

### 7.3 แนวทางความน่าจะเป็น (Probabilistic Approach)

แนวทางเชิงความน่าจะเป็น (Probabilistic approach) หรือแนวทางคลื่นแต่ละลูกพิจารณาการเคลื่อนที่ของคลื่นแต่ละลูกในขบวนคลื่นที่ไม่สม่ำเสมอ การเคลื่อนที่ของคลื่นแต่ละลูกคำนวณโดยใช้แบบจำลองคลื่นสม่ำเสมอที่เหมาะสม เมื่อรวมความสูงของคลื่นแต่ละลูกที่ความลึกที่ต้องการแล้ว จะได้ขบวนคลื่นไม่สม่ำเสมอ ซึ่งใช้ในการกำหนดความสูงคลื่นตัวแทน (เช่น  $H_m$ ,  $H_{rms}$ ,  $H_{1/3}$ ,  $H_{1/10}$  และ  $H_{max}$ ) มีหลายแบบจำลองที่เสนอขึ้นโดยอิงตามแนวทางนี้ (เช่น Mase and Iwagaki, 1982; Mizuguchi, 1982; Dally, 1990, 1992; และ Kuriyama, 1996) ความแตกต่างหลักของการศึกษานี้อยู่ที่การสร้างแบบจำลองคลื่นสม่ำเสมอที่ใช้ในการจำลองการเคลื่อนที่ของคลื่นแต่ละลูก แนวทางนี้มีประโยชน์อย่างยิ่งหากต้องการแจกแจงความสูงคลื่นอย่างละเอียด อย่างไรก็ตาม แนวทางนี้ใช้เวลานาน ซึ่งอาจไม่เหมาะสมสำหรับการศึกษาการเปลี่ยนแปลงโปรไฟล์ชายหาดหรือการใช้งานในทางปฏิบัติ

คลื่นแต่ละลูกที่เข้าสู่ชายฝั่งสามารถกำหนดได้จากข้อมูลคลื่นไม่สม่ำเสมอหรือจากฟังก์ชันความหนาแน่นความน่าจะเป็น (*pdf*) ของความสูงของคลื่น

ก) การคำนวณจากข้อมูลคลื่นที่ไม่สม่ำเสมอ: คลื่นแต่ละลูกที่เข้ามาจะคำนวณโดยวิธี zero-crossing (ดังภาพที่ 7.2)



ภาพที่ 7.2 ตัวอย่างคลื่นแต่ละคลื่นจากบันทึกคลื่นที่ไม่สม่ำเสมอ

ข) การคำนวณจาก *pdf* ความสูงของคลื่น: การแจกแจงความสูงคลื่นในเขตนอกฝั่ง (Offshore zone) มักสมมติให้เป็นการแจกแจงแบบเรย์ลี การแจกแจงนี้สามารถแบ่งออกเป็น  $M$  ช่วงที่มีความน่าจะเป็นเท่ากัน ความสูงคลื่นที่แทนแต่ละช่วงสามารถคำนวณได้โดยใช้สูตรของ Goda (2006) คือ

$$H_m = 0.706H_{1/3,off} \sqrt{\ln \frac{2M}{2m-1}} \quad (7.36)$$

วิศวกรรมชายฝั่งทะเลเบื้องต้น

โดยที่  $m$  คือ หมายเลขลำดับ (เช่น  $m = 1, 2, 3, \dots, M$ ) และ  $H_{1/3,off}$  คือ ความสูงของคลื่นที่มีนัยสำคัญนอกชายฝั่ง

**ตัวอย่างที่ 7.4** ขบวนการคลื่นไม่สม่ำเสมอที่มีความสูงคลื่นในทะเลลึก ( $H_{rms,o}$ ) 1.4 m. และคาบสเปกตรัมคลื่นสูงสุด ( $T_p$ ) เป็นเวลา 3 s กระทบกับชายหาดที่มีความลาดเอียงเล็กน้อย สมมติว่าการกระจายความสูงของคลื่นแบบเรย์ลี ให้แบ่งคลื่นไม่สม่ำเสมอที่  $h = 5$  m (ในเขตนอกชายฝั่ง) ออกเป็น 30 ช่วงที่มีความน่าจะเป็นในการเกิดเท่ากัน

**วิธีทำ**

a) ณ ตำแหน่งบริเวณที่  $h = 5$  m

$$c_o = \frac{gT}{2\pi} = \frac{9.8(3)}{2\pi} = 4.679 \quad \text{m/s}$$

$$\sigma^2 = gk \tanh kh$$

$$\left(\frac{2\pi}{3}\right)^2 = 9.8k \tanh k5$$

โดยวิธีทำซ้ำ (Iteration) จะได้

$$k = 0.458 \quad \text{m}^{-1}$$

$$c = \frac{\sigma}{k} = \frac{2\pi}{Tk} = \frac{2\pi}{3(0.458)} = 4.575 \quad \text{m/s}$$

$$n = \frac{1}{2} \left( 1 + \frac{2kh}{\sinh 2kh} \right) = \frac{1}{2} \left( 1 + \frac{2(0.458)5}{\sinh[2(0.458)5]} \right) = 0.547$$

b) หา  $H_{rms}$  ที่  $h = 5$  m จากสมการอนุรักษ์ฟลักซ์พลังงาน (Energy flux conservation equation)

$$H_{rms} = H_{rms,o} \sqrt{\frac{c_o}{2cn}} = 1.4 \sqrt{\frac{4.679}{2(4.575)0.547}} = 1.354 \quad \text{m}$$

c) หา  $H_{1/3}$  ที่  $h = 5$  m

จากการแจกแจงของเรย์ลี (Rayleigh distribution),

$$H_{1/3} = 1.416 H_{rms}$$

$$H_{1/3,off} = 1.416(1.354) = 1.917 \quad \text{m}$$

d) หาความสูงคลื่น

จากสมการ Goda (2006),

$$H_m = 0.706H_{1/3,off} \sqrt{\ln \frac{2M}{2m-1}} = 0.706(1.917) \sqrt{\ln \frac{2(30)}{2m-1}}$$

ตัวอย่าง: สำหรับ  $m=1$        $H_1 = 0.706(1.917) \sqrt{\ln \frac{2(30)}{2(1)-1}} = 2.738 \text{ m}$

ความสูงคลื่นที่คำนวณได้จะแสดงอยู่ในตารางต่อไปนี้

$m$	$H_m$	$m$	$H_m$
1	2.738	16	1.100
2	2.342	17	1.046
3	2.133	18	0.993
4	1.983	19	0.941
5	1.864	20	0.888
6	1.762	21	0.835
7	1.673	22	0.781
8	1.593	23	0.726
9	1.520	24	0.669
10	1.451	25	0.609
11	1.386	26	0.546
12	1.325	27	0.477
13	1.266	28	0.399
14	1.209	29	0.306
15	1.154	30	0.175

### 7.3.1 แนวทางเชิงพารามิเตอร์ (Parametric Approach)

แนวทางเชิงพารามิเตอร์ (Parametric approach) สามารถถือได้ว่าเป็นรูปแบบที่เรียบง่ายของแนวทางเชิงความน่าจะเป็น โดยมีวัตถุประสงค์เพื่อลดความซับซ้อนในการคำนวณ โดยการอธิบายอัตราการสลายพลังงานในแง่ของพารามิเตอร์เฉลี่ยตามเวลา เนื่องจากแนวทางนี้อิงกับลักษณะทางมหภาคของคลื่นที่แตกตัวและทำนายเฉพาะการเปลี่ยนแปลงของความสูงคลื่นรากกำลังสองเฉลี่ย ( $rms$ ) จึงเหมาะสมในกรณีที่ไม่ต้องการแจกแจงความสูงคลื่นอย่างละเอียด สมการหลักในการคำนวณการเปลี่ยนแปลงของ  $H_{rms}$  คือ การอนุรักษ์ฟลักซ์พลังงาน (Energy flux conservation)

$$\frac{\rho g}{8} \frac{\partial (H_{rms}^2 c_g \cos \alpha)}{\partial x} = -D_B \tag{7.37}$$

ความยากหลักของแนวทางนี้คือการกำหนด  $D_B$  เนื่องจากความซับซ้อนของกลไกการแตกของคลื่น ทำให้แบบจำลองการสลายพลังงานส่วนใหญ่พัฒนาขึ้นบนพื้นฐานของวิธีการเชิงประสบการณ์หรือกึ่งเชิงประสบการณ์ โดยการปรับเทียบกับข้อมูลที่วัดได้

แนวทางนี้สมมติว่าการแจกแจงแบบเรย์ลี  $pdf$  (หรือแบบเรย์ลีที่ปรับแก้  $pdf$ ) สามารถใช้งานได้ ในเขตคลื่นแตกตัว อัตราการสลายพลังงานเฉลี่ยอธิบายโดยการอินทิเกรตผลคูณของการสลายพลังงานของคลื่นที่แตกตัวแต่ละลูกและความน่าจะเป็นของการเกิดคลื่นแตกตัว มีการพัฒนาแบบจำลองเชิงกึ่งวิเคราะห์หลายแบบโดยอิงจากแนวทางนี้ แบบจำลองการสลายพลังงานที่มีอยู่บางส่วนอธิบายดังต่อไปนี้

ก) Battjes and Janssen (1978) เสนอให้คำนวณ  $D_B$  โดยการคูณสัดส่วนของคลื่นที่แตกตัว ( $Q_b$ ) กับการสลายพลังงานของคลื่นที่แตกตัวแต่ละลูก การสลายพลังงานของคลื่นที่แตกตัวอธิบายโดยการเปรียบเทียบกับ bore และสมมติว่าคลื่นที่แตกทุกลูกมีความสูงเท่ากับความสูงคลื่นที่แตกตัว ( $H_b$ ) ผลลัพธ์คือ

$$D_B = Q_b \frac{\rho g H_b^2}{4T_p} \quad (7.38)$$

โดยที่  $T_p$  คือ คาบคลื่นที่มีความถี่สูงสุดในสเปกตรัม (Spectral peak period) สัดส่วนของคลื่นที่แตกตัว [หรือความน่าจะเป็นของคลื่นแตกตัว] นิยามบนสมมติฐานว่าการแจกแจง  $pdf$  ของความสูงคลื่นสามารถจำลองด้วยการแจกแจงแบบเรย์ลีซึ่งตัดที่ความสูงคลื่นที่แตกตัว ( $H_b$ ) และคลื่นที่แตกตัวทุกลูกมีความสูงเท่ากับความสูงคลื่นที่แตกตัว

$$F(H) = \begin{cases} 1 - \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{H}{\hat{H}}\right)^2\right] & \text{for } 0 \leq H < H_b \\ 1 & \text{for } H \geq H_b \end{cases} \quad (7.39)$$

โดยที่  $\hat{H}$  คือ ความสูงคลื่นอ้างอิง ความน่าจะเป็นของคลื่นแตกตัวสามารถกำหนดได้จาก

$$Q_b = P(H \geq H_b) = 1 - P(H < H_b) = 1 - F(H_b) = \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{H_m}{\hat{H}}\right)^2\right] \quad (7.40)$$

ความสูงคลื่นอ้างอิง สามารถกำหนดได้จากนิยามของ  $H_{rms}^2$  ดังนี้

$$H_{rms}^2 = \int_0^{\infty} H^2 f(H) dH = \int_0^{H_b} H^2 f(H) dH + \int_{H_b}^{\infty} H^2 f(H) dH = \int_0^{H_b} H^2 f(H) dH + H_m^2 Q_b$$

ดังนั้น

$$H_{rms}^2 = 2\hat{H}^2(1 - Q_b) \quad (7.41)$$

และ

$$\hat{H}^2 = \frac{H_{rms}^2}{2(1-Q_b)} \quad (7.42)$$

การแทนสมการ (7.42) ลงในสมการ (7.40) จะได้:

$$\frac{1-Q_b}{-\ln Q_b} = \left( \frac{H_{rms}}{H_b} \right)^2 \quad (7.43)$$

ซึ่งความสูงคลื่นที่แตกตัว ( $H_b$ ) กำหนดจากสูตรของ Miche (1944) โดยเพิ่มค่าคงที่ 0.91 ดังนี้

$$H_b = 0.14L \tanh(0.91kh) \quad (7.44)$$

โดยที่  $L$  คือ ความยาวคลื่น (Wavelength) ที่สัมพันธ์กับ  $T_p$ ,  $k$  คือ เลขคลื่น (Wave number) และ  $h$  คือ ความลึกของน้ำ (Water depth)

เนื่องจากสมการ (7.43) เป็นสมการที่ไม่ชัดเจน จึงต้องแก้  $Q_b$  ด้วยเทคนิคการทำซ้ำ (Iteration technique) หรือสามารถคำนวณได้จากสมการพหุนามต่อไปนี้:

$$Q_b = \sum_{n=0}^7 a_n \left( \frac{H_{rms}}{H_b} \right)^n \quad (7.45)$$

โดยที่  $a_n$  คือ ค่าคงที่ของเทอม  $n^{th}$  การวิเคราะห์หาค่าคงที่พหุนามใช้ในการกำหนดค่าคงที่  $a_0$  ถึง  $a_7$  ค่าสัมประสิทธิ์การสหสัมพันธ์ ( $R^2$ ) ของสมการ (7.45) คือ 0.99999999 ค่าคงที่  $a_0$  ถึง  $a_7$  แสดงในตารางที่ 7.2 สมการ (7.45) ใช้ได้สำหรับ  $0.25 < H_{rms}/H_b < 1.0$  สำหรับ  $H_{rms}/H_b \leq 0.25$  ค่าของ  $Q_b$  จะน้อยมากและสามารถตั้งค่าเป็นศูนย์ได้ ค่าของ  $Q_b$  กำหนดเป็น 1.0 เมื่อ  $H_{rms}/H_b \geq 1.0$

ตารางที่ 7.2 ค่าคงที่  $a_0 - a_7$  สำหรับการคำนวณ  $Q_b$

ค่าคงที่	ค่า $a$
$a_0$	0.2317072
$a_1$	-3.6095814
$a_2$	22.5948312
$a_3$	-72.5367918
$a_4$	126.8704405
$a_5$	-120.5676384
$a_6$	60.7419815
$a_7$	-12.7250603

ข) Thornton and Guza (1983) เสนอให้คำนวณ  $D_B$  โดยการอินทิเกรตจาก 0 ผล  $\infty$  ซึ่งเป็นผลคูณของการสลายพลังงานของคลื่นที่แตกตัวแต่ละลูกและความน่าจะเป็น  $pdf$  ของความสูงคลื่นที่แตก การสลายพลังงานของคลื่นที่แตกตัวแต่ละลูกอธิบายโดยแบบจำลอง bore ของพวกเขา ซึ่งแตกต่างจากแบบจำลอง bore ของ Battjes and Janssen (1978) เล็กน้อย ดังนี้

$$D_B = \int_0^{\infty} \frac{\rho g (BH)^3}{4T_p h} f_b(H) dH \quad (7.46)$$

โดยที่  $B$  คือ สัมประสิทธิ์คลื่นแตกตัว (Breaker parameter) ที่ใช้เพื่อคำนึงถึงความแตกต่างในประเภทของคลื่นแตกตัวต่าง ๆ  $f_b(H)$  คือ  $pdf$  ของความสูงคลื่นที่แตกตัวซึ่งแสดงเป็นน้ำหนักของการแจกแจงแบบเรย์ลี ได้เสนอการแสดงผลออกของน้ำหนักสองรูปแบบ และ  $f_b(H)$  สามารถเขียนได้ดังนี้

$$f_b(H) = \left( \frac{H_{rms}}{H_b} \right)^4 \frac{2H}{H_{rms}^2} \exp \left[ - \left( \frac{H}{H_{rms}} \right)^2 \right] \quad (7.47)$$

$$f_b(H) = \left( \frac{H_{rms}}{H_b} \right)^2 \left[ 1 - \exp \left( - \left( \frac{H}{H_b} \right)^2 \right) \right] \frac{2H}{H_{rms}^2} \exp \left[ - \left( \frac{H}{H_{rms}} \right)^2 \right] \quad (7.48)$$

แบบจำลองสองรูปแบบของ  $D_B$  กำหนดโดยการแทนสมการ (7.47) และ (7.48) ลงในสมการ (7.46) และทำการอินทิเกรต หลังจากการปรับเทียบกับข้อมูลการทดลองขนาดเล็กแล้ว แบบจำลองเสนอเป็นดังนี้

แบบจำลองที่ 1 [Thornton and Guza (1983)a]:

$$D_B = 0.51 \frac{3\sqrt{\pi}}{4} \left( \frac{H_{rms}}{H_b} \right)^4 \frac{\rho g H_{rms}^3}{4T_p h} \quad (7.49)$$

แบบจำลองที่ 2 [Thornton and Guza (1983)b]:

$$D_B = 0.51 \frac{3\sqrt{\pi}}{4} \left( \frac{H_{rms}}{H_b} \right)^2 \left\{ 1 - \frac{1}{[1 + (H_{rms}/H_b)^2]^{2.5}} \right\} \frac{\rho g H_{rms}^3}{4T_p h} \quad (7.50)$$

ซึ่งความสูงคลื่นที่แตกตัว ( $H_b$ ) กำหนดจาก

$$H_b = 0.42h \quad (7.51)$$

ค) Battjes and Stive (1985) ใช้แบบจำลองการสลายพลังงานแบบเดียวกับ Battjes and Janssen (1978) [สมการ (7.38)]. พวกเขาได้ปรับเปลี่ยนแบบจำลองของ Battjes and Janssen (1978) โดยทำการปรับเทียบค่าสัมประสิทธิ์ในสูตรความสูงคลื่นที่แตกตัว [สมการ (7.44)]. ค่าสัมประสิทธิ์นี้เชื่อมโยงกับ

ความชันของคลื่นในน้ำลึก ( $H_{rmso} / L_o$ ) หลังจากการปรับเทียบกับการทดลองขนาดเล็กและการทดลองภาคสนามแล้ว สูตรความสูงคลื่นที่แตกได้รับการปรับเปลี่ยนเป็น

$$H_b = 0.14L \tanh \left\{ \left[ 0.57 + 0.45 \tanh \left( 33 \frac{H_{rmso}}{L_o} \right) \right] kh \right\} \quad (7.52)$$

โดยที่  $H_{rmso}$  คือ ความสูงคลื่นรากกำลังสองเฉลี่ยในน้ำลึก และ  $L_o$  คือความยาวคลื่นในน้ำลึก ดังนั้นแบบจำลองของ Battjes and Stive (1985) จึงมีลักษณะคล้ายกับของ Battjes and Janssen (1978) ยกเว้นสูตรของ  $H_b$

ง) Southgate and Nairn (1993) ได้ปรับเปลี่ยนแบบจำลองของ Battjes and Janssen (1978) โดยการเปลี่ยนการสลายพลังงานของความสูงคลื่นที่แตกตัวจากแบบจำลอง bore ของ Battjes and Janssen (1978) ให้เป็นแบบจำลอง bore ของ Thornton and Guza (1983) ดังนี้

$$D_B = Q_b \frac{\rho g H_b^3}{4T_p h} \quad (7.53)$$

ซึ่ง  $Q_b$  คือ สัดส่วนของคลื่นที่แตกตัวตาม Battjes and Janssen (1978) [สมการ (7.43)]. ความสูงคลื่นที่แตกตัว ( $H_b$ ) กำหนดจากสูตรของ Nairn (1990) ดังนี้

$$H_b = h \left[ 0.39 + 0.56 \tanh \left( 33 \frac{H_{rmso}}{L_o} \right) \right] \quad (7.54)$$

ดังนั้น แบบจำลองของ Southgate and Nairn (1993) จึงคล้ายกับของ Battjes and Janssen (1978) ยกเว้นในส่วนของสูตรการสลายพลังงานของความสูงคลื่นที่แตกตัวและสูตรของ  $H_b$

จ) Baldock et al. (1998) ได้เสนอให้คำนวณ  $D_B$  โดยการอินทิเกรตจาก  $H_b$  ผล  $\infty$  ซึ่งเป็นผลคูณของการสลายพลังงานของคลื่นที่แตกตัว ( $D_s$ ) และ *pdf* ของความสูงคลื่น การสลายพลังงานของคลื่นที่แตกตัว ( $D_s$ ) อธิบายโดยแบบจำลอง bore ของ Battjes and Janssen (1978) ดังนี้

$$D_B = \int_{H_b}^{\infty} D_s f(H) dH \quad (7.55)$$

การสลายพลังงานของคลื่นที่แตกตัว ( $D_s$ ) อธิบายโดยแบบจำลอง bore ของ Battjes and Janssen (1978) *pdf* ของความสูงคลื่นในเขตคลื่นแตกตัวสมมติให้เป็นการแจกแจงแบบเรย์ลี สมการ (7.55) กลายเป็น

$$D_B = \int_{H_b}^{\infty} \frac{\rho g H^2}{4T_p} \frac{2H}{H_{rms}^2} \exp \left[ - \left( \frac{H}{H_{rms}} \right)^2 \right] dH \quad (7.56)$$

วิศวกรรมชายฝั่งทะเลเบื้องต้น

หลังจากการอินทิเกรตแล้วได้

$$D_B = \exp\left[-\left(\frac{H_b}{H_{rms}}\right)^2\right] \frac{\rho g (H_b^2 + H_{rms}^2)}{4T_p} \quad (7.57)$$

โดยสมมติให้  $H_{rms} = H_b$  ในเขตคลื่นอ้อมตัว ( $H_{rms} \geq H_b$ ) สมการ (7.57) ได้รับการปรับเป็น

$$D_B = \begin{cases} \exp\left[-\left(\frac{H_b}{H_{rms}}\right)^2\right] \frac{\rho g (H_b^2 + H_{rms}^2)}{4T_p} & \text{for } H_{rms} < H_b \\ \exp[-1] \frac{2\rho g H_b^2}{4T_p} & \text{for } H_{rms} \geq H_b \end{cases} \quad (7.58)$$

ซึ่งความสูงคลื่นที่แตกตัว ( $H_b$ ) กำหนดจากสูตรของ Nairn (1990) [สมการ (7.54)].

ฉ) Rattanapitikon and Shibayama (1998) ได้ปรับเปลี่ยนแบบจำลองของ Battjes and Janssen (1978) โดยการเปลี่ยนการแสดงออกของการสลายพลังงานของคลื่นที่แตกแต่ละลูก จากแนวคิด bore เป็นแนวคิดพลังงานคงที่ ดังนี้

$$D_B = 0.10Q_b \frac{c\rho g}{8h} \left[ H_{rms}^2 - \left( h \exp\left(-0.58 - 2.0 \frac{h}{\sqrt{LH_{rms}}}\right) \right)^2 \right] \quad (7.59)$$

ซึ่ง  $Q_b$  คือ สัดส่วนของคลื่นที่แตกตัวตาม Battjes and Janssen (1978) [สมการ (7.43)] และความสูงคลื่นที่แตกตัว ( $H_b$ ) คำนวณโดยใช้เกณฑ์การแตกของคลื่นของ Goda (1970) ดังนี้

$$H_b = 0.10L_o \left\{ 1 - \exp\left[-1.5 \frac{\pi h}{L_o} (1 + 15m^{4/3})\right] \right\} \quad (7.60)$$

โดยที่  $m$  คือ ความลาดชันเฉลี่ยของพื้นทะเล (Average bottom slope)

ช) Ruessink et al. (2003) ได้ใช้แบบจำลองการสลายพลังงานแบบเดียวกับ Baldock et al. (1998) [Eq. (7.58)] แต่ใช้สูตรความสูงคลื่นที่แตกตัวแตกต่างออกไป สูตรความสูงคลื่นที่แตกตัวของ Battjes and Janssen (1978) [สมการ (7.44)] ปรับเปลี่ยนโดยเชื่อมโยงค่าสัมประสิทธิ์กับ  $kh$  หลังจากทำการปรับเทียบกับการทดลองภาคสนามแล้ว สูตรความสูงคลื่นที่แตกตัวได้รับการปรับเปลี่ยนเป็น

$$H_b = 0.14L \tanh\left[(0.86kh + 0.33)kh\right] \quad (7.61)$$

ซ) Alsina and Baldock (2007) ได้ปรับเปลี่ยนแบบจำลองของ Baldock et al. (1998) โดยการเปลี่ยนการสลายพลังงานของคลื่นที่แตกตัวจากแบบจำลอง bore ของ Battjes and Janssen (1978) ให้เป็นแบบจำลอง bore ของ Thornton and Guza (1983) การปรับแก้ถูกนำมาใช้เพื่อป้องกันความผิดปกติที่อาจเกิดขึ้นที่บริเวณชายฝั่งในน้ำตื้น พวกเขาเสนอแบบจำลองการสลายพลังงานแบบใหม่ดังนี้

$$D_B = \int_{H_b}^{\infty} \frac{\rho g H^3}{4T_p h} \frac{2H}{H_{rms}^2} \exp\left[-\left(\frac{H}{H_{rms}}\right)^2\right] dH \quad (7.62)$$

หลังจากทำการอินทิเกรตแล้วได้

$$D_B = \frac{\rho g H_{rms}^3}{4T_p h} \left\{ \left[ \left(\frac{H_b}{H_{rms}}\right)^3 + \frac{3}{2} \frac{H_b}{H_{rms}} \right] \exp\left[-\left(\frac{H_b}{H_{rms}}\right)^2\right] + \frac{3}{4} \sqrt{\pi} \left[ 1 - \operatorname{erf}\left(\frac{H_b}{H_{rms}}\right) \right] \right\} \quad (7.63)$$

ซึ่งความสูงคลื่นที่แตก ( $H_b$ ) กำหนดจากสูตรของ Battjes and Stive (1985) ตามที่แสดงในสมการ (7.52)

ฉ) Janssen and Battjes (2007) ได้พัฒนาแบบจำลองการสลายพลังงานแบบเดียวกับ Alsina and Baldock (2007) (โดยไม่เกี่ยวข้องกับการศึกษาของ Alsina and Baldock (2007)) ความแตกต่างหลักระหว่าง Janssen and Battjes (2007) และ Alsina and Baldock (2007) คือสูตรความสูงคลื่นที่แตกตัวแบบจำลองการสลายพลังงานของพวกเขาสามารถสรุปได้ดังนี้

$$D_B = \frac{\rho g H_{rms}^3}{4T_p h} \left\{ \left[ \left(\frac{H_b}{H_{rms}}\right)^3 + \frac{3}{2} \frac{H_b}{H_{rms}} \right] \exp\left[-\left(\frac{H_b}{H_{rms}}\right)^2\right] + \frac{3}{4} \sqrt{\pi} \left[ 1 - \operatorname{erf}\left(\frac{H_b}{H_{rms}}\right) \right] \right\} \quad (7.64)$$

ซึ่งความสูงคลื่นที่แตกตัว ( $H_b$ ) กำหนดจากสูตรของ Nairn (1990) ดังแสดงในสมการ (7.54)

ญ) Rattanapitikon and Sawanggun (2008) ได้ปรับเปลี่ยนแบบจำลองของ Battjes and Janssen (1978) โดยการเปลี่ยนสัดส่วนของคลื่นที่แตกตัว ซึ่งแตกต่างจากวิธีการทั่วไปที่สัดส่วนของคลื่นที่แตกตัวคำนวณจากฟังก์ชันความหนาแน่นความน่าจะเป็นที่สมมติขึ้นสำหรับความสูงคลื่น ในแบบจำลองนี้ สัดส่วนของคลื่นที่แตกตัวคำนวณจากความสูงคลื่นที่วัดได้ หลังจากการปรับเทียบแล้ว แบบจำลองสามารถแสดงได้ดังนี้

$$D_B = \frac{\rho g H_b^2}{4T} \left[ 2.096 \left(\frac{H_{rms}}{H_b}\right)^2 - 1.601 \left(\frac{H_{rms}}{H_b}\right) + 0.293 \right] \quad \text{for } H_{rms} < H_b \quad (7.65)$$

ซึ่งค่าของ  $D_s$  ตั้งให้เป็นศูนย์ เมื่อ  $H_{rms}/H_b \leq 0.46$  และความสูงคลื่นที่แตกตัว ( $H_b$ ) กำหนดจากสูตรของ Battjes and Stive (1985) ดังแสดงในสมการ (7.52)

ฎ) Apotsos et al. (2008) ได้ปรับเปลี่ยนแบบจำลองการสลายพลังงานที่มีอยู่ทุกแบบ โดยการปรับเทียบค่าสัมประสิทธิ์ในสูตรความสูงคลื่นที่แตกตัวซึ่งรวมอยู่ในแบบจำลองการสลายพลังงาน ค่าสัมประสิทธิ์นี้เชื่อมโยงกับความสูงคลื่นในน้ำลึก ( $H_{rms,0}$ ) การเปรียบเทียบแสดงให้เห็นว่าแบบจำลอง Thornton and Guza (1983)b [สมการ (7.50)] พร้อมสูตรความสูงคลื่นที่แตกตัวใหม่ให้ข้อผิดพลาดน้อยที่สุดแบบจำลองที่ปรับปรุงแล้วเสนอเป็นดังนี้

$$D_B = \frac{3\sqrt{\pi}}{4} \left( \frac{H_{rms}}{H_b} \right)^2 \left\{ 1 - \frac{1}{[1 + (H_{rms}/H_b)^2]^{2.5}} \right\} \frac{\rho g H_{rms}^3}{4T_p h} \quad (7.66)$$

$$H_b = [0.18 + 0.40 \tanh(0.9H_{rms,0})]h \quad (7.67)$$

ความแตกต่างที่สำคัญของแบบจำลองเหล่านี้อยู่ที่การกำหนดสูตรการสลายพลังงานของคลื่นที่แตกตัวแต่ละลูก และสมมติฐานเกี่ยวกับความน่าจะเป็นของการเกิดคลื่นแตกตัว

$$C(t) = 0 \quad (3.16)$$

$$\eta = \frac{H}{2} \cos kx \cos \sigma t \quad (3.17)$$

$$\phi = \frac{Hg \cosh k(h+z)}{2\sigma \cosh kh} \cos kx \sin \sigma t \quad (3.18)$$

สรุปแบบจำลองการสลายพลังงานที่มีอยู่ซึ่งอิงตามแนวทางคลื่นเชิงพาราเมเตอร์แสดงในตารางที่ 7.3

ตารางที่ 7.3 แบบจำลองการสลายพลังงานที่มีอยู่สำหรับการคำนวณ  $H_{rms}$

แบบจำลอง	สูตร
Battjes and Janssen (1978)	$D_B = Q_b \frac{\rho g H_b^2}{4T_p}$ $\frac{1 - Q_b}{-\ln Q_b} = \left( \frac{H_{rms}}{H_b} \right)^2$ $H_b = 0.14L \tanh(0.91kh)$
Thornton and Guza (1983)a	$D_B = 0.51 \frac{3\sqrt{\pi}}{4} \left( \frac{H_{rms}}{H_b} \right)^4 \frac{\rho g H_{rms}^3}{4T_p h}$ $H_b = 0.42h$
Thornton and Guza (1983)b	$D_B = 0.51 \frac{3\sqrt{\pi}}{4} \left( \frac{H_{rms}}{H_b} \right)^2 \left\{ 1 - \frac{1}{[1 + (H_{rms}/H_b)^2]^{2.5}} \right\} \frac{\rho g H_{rms}^3}{4T_p h}$ $H_b = 0.42h$
Battjes and Stive (1985)	$D_B = Q_b \frac{\rho g H_b^2}{4T_p}$ $\frac{1 - Q_b}{-\ln Q_b} = \left( \frac{H_{rms}}{H_b} \right)^2$ $H_b = 0.14L \tanh \left\{ \left[ 0.57 + 0.45 \tanh \left( 33 \frac{H_{rmso}}{L_o} \right) \right] kh \right\}$
Southgate and Nairn (1993)	$D_B = Q_b \frac{\rho g H_b^2}{4T_p}$ $\frac{1 - Q_b}{-\ln Q_b} = \left( \frac{H_{rms}}{H_b} \right)^2$ $H_b = h \left[ 0.39 + 0.56 \tanh \left( 33 \frac{H_{rmso}}{L_o} \right) \right]$
Southgate and Nairn (1993)	$D_B = \begin{cases} \exp \left[ - \left( \frac{H_b}{H_{rms}} \right)^2 \right] \frac{\rho g (H_b^2 + H_{rms}^2)}{4T_p} & \text{for } H_{rms} < H_b \\ \exp[-1] \frac{2\rho g H_b^2}{4T_p} & \text{for } H_{rms} \geq H_b \end{cases}$ $H_b = h \left[ 0.39 + 0.56 \tanh \left( 33 \frac{H_{rmso}}{L_o} \right) \right]$

ตารางที่ 7.3 (ต่อ) แบบจำลองการสลายพลังงานที่มีอยู่สำหรับการคำนวณ  $H_{rms}$

แบบจำลอง	สูตร
Rattanapitikon and Shibayama (1998)	$D_B = 0.10Q_b \frac{c\rho g}{8h} \left[ H_{rms}^2 - \left( h \exp(-0.58 - 2.0 \frac{h}{\sqrt{LH_{rms}}}) \right)^2 \right]$ $\frac{1-Q_b}{-\ln Q_b} = \left( \frac{H_{rms}}{H_b} \right)^2$ $H_b = 0.10L_o \left\{ 1 - \exp \left[ -1.5 \frac{\pi h}{L_o} (1 + 15m^{4/3}) \right] \right\}$
Ruessink et al. (2003)	$D_B = \begin{cases} \exp \left[ - \left( \frac{H_b}{H_{rms}} \right)^2 \right] \frac{\rho g (H_b^2 + H_{rms}^2)}{4T_p} & \text{for } H_{rms} < H_b \\ \exp[-1] \frac{2\rho g H_b^2}{4T_p} & \text{for } H_{rms} \geq H_b \end{cases}$ $H_b = 0.14L \tanh \left[ (0.86kh + 0.33)kh \right]$
Alsina and Baldock (2007)	$D_B = \frac{\rho g H_{rms}^3}{4T_p h} \left\{ \left[ \left( \frac{H_b}{H_{rms}} \right)^3 + \frac{3}{2} \frac{H_b}{H_{rms}} \right] \exp \left[ - \left( \frac{H_b}{H_{rms}} \right)^2 \right] + \frac{3}{4} \sqrt{\pi} \left[ 1 - \operatorname{erf} \left( \frac{H_b}{H_{rms}} \right) \right] \right\}$ $H_b = 0.14L \tanh \left\{ \left[ 0.57 + 0.45 \tanh \left( 33 \frac{H_{rmso}}{L_o} \right) \right] kh \right\}$
Janssen and Battjes (2007)	$D_B = \frac{\rho g H_{rms}^3}{4T_p h} \left\{ \left[ \left( \frac{H_b}{H_{rms}} \right)^3 + \frac{3}{2} \frac{H_b}{H_{rms}} \right] \exp \left[ - \left( \frac{H_b}{H_{rms}} \right)^2 \right] + \frac{3}{4} \sqrt{\pi} \left[ 1 - \operatorname{erf} \left( \frac{H_b}{H_{rms}} \right) \right] \right\}$ $H_b = h \left[ 0.39 + 0.56 \tanh \left( 33 \frac{H_{rmso}}{L_o} \right) \right]$
Rattanapitikon and Sawanggun (2008)	$D_B = \frac{\rho g H_b^2}{4T} \left[ 2.096 \left( \frac{H_{rms}}{H_b} \right)^2 - 1.601 \left( \frac{H_{rms}}{H_b} \right) + 0.293 \right]$ $H_b = 0.14L \tanh \left\{ \left[ 0.57 + 0.45 \tanh \left( 33 \frac{H_{rmso}}{L_o} \right) \right] kh \right\}$
Apotsos et al. (2008)	$D_B = \frac{3\sqrt{\pi}}{4} \left( \frac{H_{rms}}{H_b} \right)^2 \left\{ 1 - \frac{1}{\left[ 1 + (H_{rms}/H_b)^2 \right]^{2.5}} \right\} \frac{\rho g H_{rms}^3}{4T_p h}$ $H_b = [0.18 + 0.40 \tanh(0.9H_{rms,0})]h$

ตัวอย่างที่ 7.5 คลื่นไม่สม่ำเสมอที่มีความสูง ( $H_{rms,i}$ ) 55.4 cm. และคาบคลื่น ( $T_p$ ) 3 s เข้าหาชายหาดที่มีโปรไฟล์ตามที่ระบุในตารางต่อไปนี้ กำหนดการเปลี่ยนแปลง  $H_{rms}$  โดยใช้แบบจำลองของ Battjes and Stive (1985)

X (m)	58.8	55.2	51.5	47.9	44.2	40.5	36.9	33.2	29.6	25.9	22.3	18.6
d (m)	223.4	211.3	204.4	192.3	178.3	166	153.1	143.1	132	110.9	80.7	43.9

### วิธีทำ

1) สมการที่ใช้ในการคำนวณ

$$\sigma^2 = gk \tanh kh$$

$$c = \frac{\sigma}{k}$$

$$n = \frac{1}{2} \left( 1 + \frac{2kh}{\sinh 2kh} \right)$$

$$H_{rms,o} = H_{rms,1} \sqrt{\frac{2c_1 n_1}{c_o}}$$

$$L_o = \frac{gT^2}{2\pi}$$

$$H_b = 0.14L \tanh \left\{ \left[ 0.57 + 0.45 \tanh \left( 33 \frac{H_{rms,o}}{L_o} \right) \right] kh \right\}$$

$$H_{rms,2} = \sqrt{\frac{\frac{1}{8} \rho g H_{rms,1}^2 c_1 n_1 - D_{B1} \Delta X}{\frac{1}{8} \rho g c_2 n_2}}$$

$$Q_b = \sum_{n=0}^7 a_n \left( \frac{H_{rms}}{H_b} \right)^n$$

$$D_B = Q_b \frac{\rho g H_b^2}{4T_p}$$

วิศวกรรมชายฝั่งทะเลเบื้องต้น

II) ตัวอย่างการคำนวณ

ก) ณ ตำแหน่ง  $X = 58.8$  m (ข้อมูลตำแหน่งที่ 1)

จากความสัมพันธ์การแพร่กระจาย (Dispersion relation),

$$\sigma^2 = gk \tanh kh$$

$$\left(\frac{2\pi}{3}\right)^2 = 980k_1 \tanh[k_1(223.4)]$$

ทำการหาค่า  $k_1$  ด้วยวิธีทำซ้ำ (Iteration) จะได้  $k_1 = 0.0054 \text{ cm}^{-1}$

$$c_1 = \frac{\sigma}{k_1} = \frac{2\pi}{Tk_1} = \frac{2\pi}{3(0.0054)} = 389.97 \text{ cm/s}$$

$$n_1 = \frac{1}{2} \left( 1 + \frac{2k_1 h_1}{\sinh 2k_1 h_1} \right) = \frac{1}{2} \left( 1 + \frac{2(0.0054)223.4}{\sinh[2(0.0054)223.4]} \right) = 0.720$$

$$c_o = \frac{gT}{2\pi} = \frac{980(3)}{2\pi} = 467.92 \text{ cm/s}$$

$$H_{rms,o} = H_{rms,1} \sqrt{\frac{2c_1 n_1}{c_o}} = 55.4 \sqrt{\frac{2(389.97)0.72}{467.92}} = 60.7 \text{ cm}$$

$$L_o = \frac{gT^2}{2\pi} = \frac{980(3^2)}{2\pi} = 1404 \text{ cm}$$

$$H_{b1} = 0.14L_1 \tanh \left\{ \left[ 0.57 + 0.45 \tanh \left( 33 \frac{H_{rms,o}}{L_o} \right) \right] k_1 h_1 \right\}$$

$$H_{b1} = 0.14(389.97)3 \tanh \left\{ \left[ 0.57 + 0.45 \tanh \left( 33 \frac{60.7}{1404} \right) \right] 0.0054(223.4) \right\} = 134.7 \text{ cm}$$

โจทย์กำหนดให้

$$H_{rms1} = 55.4 \text{ cm}$$

$$Q_{b1} = \sum_{n=0}^7 a_n \left( \frac{H_{rms1}}{H_{b1}} \right)^n = \sum_{n=0}^7 a_n \left( \frac{55.4}{134.7} \right)^n = 0.00$$

$$D_{B1} = Q_{b1} \frac{\rho g H_{b1}^2}{4T_p} = 0.00 \frac{980(134.7^2)}{4(3)} = 0$$

ข) ณ ตำแหน่ง  $X = 55.2$  m (ข้อมูลตำแหน่งที่ 2)

จากความสัมพันธ์การแพร่กระจาย (Dispersion relation),

$$\sigma^2 = gk \tanh kh$$

$$\left(\frac{2\pi}{3}\right)^2 = 980k_2 \tanh[k_2(211.3)]$$

ทำการหาค่า  $k_2$  ด้วยวิธีทำซ้ำ (iteration) จะได้  $k_2 = 0.0055 \text{ cm}^{-1}$

$$c_2 = \frac{\sigma}{k_2} = \frac{2\pi}{Tk_2} = \frac{2\pi}{3(0.0055)} = 383.29 \text{ cm/s}$$

$$n_2 = \frac{1}{2} \left( 1 + \frac{2k_2 h_2}{\sinh 2k_2 h_2} \right) = \frac{1}{2} \left( 1 + \frac{2(0.0055)211.3}{\sinh[2(0.0055)211.3]} \right) = 0.732$$

จากการคำนวณครั้งก่อน

$$H_{rms,o} = 60.7 \text{ cm}$$

จากการคำนวณครั้งก่อน

$$L_o = 1404 \text{ cm}$$

$$H_{b2} = 0.14L_2 \tanh \left\{ \left[ 0.57 + 0.45 \tanh \left( 33 \frac{H_{rms,o}}{L_o} \right) \right] k_2 h_2 \right\}$$

$$H_{b2} = 0.14(383.29)3 \tanh \left\{ \left[ 0.57 + 0.45 \tanh \left( 33 \frac{60.7}{1404} \right) \right] 0.0055(211.3) \right\} = 130.1 \text{ m}$$

$$H_2 = \sqrt{\frac{\frac{1}{8} \rho g H_1^2 c_1 n_1 - D_{B1} |X_1 - X_2|}{\frac{1}{8} \rho g c_2 n_2}}$$

$$H_2 = \sqrt{\frac{\frac{1}{8} 980(55.4^2)389.97(0.72) - 0|58.8 - 55.2|}{\frac{1}{8} 980(383.29)0.732}} = 55.4 \text{ m}$$

$$Q_{b2} = \sum_{n=0}^7 a_n \left( \frac{H_{rms2}}{H_{b2}} \right)^n = \sum_{n=0}^7 a_n \left( \frac{55.4}{130.1} \right)^n = 0.00$$

$$D_{B2} = Q_{b2} \frac{\rho g H_{b2}^2}{4T_p} = 0.00 \frac{980(130.1^2)}{4(3)} = 0$$

ค) สำหรับตำแหน่งอื่น สามารถคำนวณได้ด้วยวิธีเดียวกับ ข)

ผลการคำนวณการเปลี่ยนแปลง  $H_{rms}$  สำหรับทุกสถานีแสดงดังตารางข้างล่าง

Index No	$X$ (m)	$h$ (cm)	$k$ (cm <sup>-1</sup> )	$c$ (cm/s)	$n$	$H_b$ (cm)	$H_{rms}$ (cm)	$Q_b$	$D_B$ (N/cm.s)
1	58.8	223.4	0.0054	389.97	0.720	74.1	55.4	0.00	0
2	55.2	211.3	0.0055	383.29	0.732	71.6	55.4	0.00	0
3	51.5	204.4	0.0055	379.25	0.739	70.1	55.4	0.01	10496
4	47.9	192.3	0.0056	371.72	0.751	67.3	54.5	0.01	10387
5	44.2	178.3	0.0058	362.26	0.767	63.9	53.6	0.01	11400
6	40.5	166.0	0.0059	353.22	0.780	60.8	52.7	0.01	13140
7	36.9	153.1	0.0061	342.94	0.795	57.3	51.6	0.02	16050
8	33.2	143.1	0.0063	334.34	0.807	54.5	50.1	0.02	17504
9	29.6	132.0	0.0065	324.09	0.820	51.2	48.5	0.03	19811
10	25.9	110.9	0.0069	302.27	0.847	44.5	47.0	0.07	34351
11	22.3	80.7	0.0079	264.22	0.886	34.0	44.5	0.24	72216
12	18.6	43.9	0.0104	200.61	0.936	19.6	36.3	1.00	101184

## 7.4 แนวทางเชิงสเปกตรัม (Spectral Approach)

แนวทางเชิงสเปกตรัม (Spectral approach) สมมติว่าขบวนคลื่นไม่สม่ำเสมอประกอบด้วยคลื่นหลายความสูงที่มีความถี่แตกต่างกัน สเปกตรัมของคลื่นที่กระทบฝั่งแยกออกเป็นคลื่นองค์ประกอบหลายชุด ( $H$  และ  $f$ ) การเคลื่อนที่ของคลื่นองค์ประกอบแต่ละชุดคำนวณโดยใช้แบบจำลองคลื่นสม่ำเสมอที่เหมาะสม สเปกตรัมคลื่นที่ตำแหน่งที่ต้องการจะได้อาจจากการรวมผลการจำลองจากคลื่นองค์ประกอบทั้งหมดโดยการซ้อนทับเชิงเส้น มีหลายแบบจำลองที่ได้รับการเสนอขึ้นตามแนวทางนี้ ซึ่งแตกต่างกันหลัก ๆ ในส่วนของแบบจำลองคลื่นสม่ำเสมอที่ใช้ในการจำลองการเคลื่อนที่ของคลื่นองค์ประกอบ (เช่น Izumiya and Horikawa, 1987; Isobe, 1987; Panchang et al., 1990; and Grassa, 1990, Mase and Kirby, 1992; Chawla et al., 1998; and Mase and Kitano, 2000) แนวทางเชิงสเปกตรัมนี้ต้องใช้เวลาคำนวณมาก จึงอาจไม่เหมาะสมที่จะนำมาใช้ร่วมกับแบบจำลองการเปลี่ยนแปลงโปรไฟล์ชายหาด

คลื่นแต่ละลูกที่กระทบฝั่งสามารถกำหนดได้จาก a) การแยกส่วนของบันทึกคลื่นไม่สม่ำเสมอ หรือ b) จากฟังก์ชันสเปกตรัมคลื่น  $[S(f)]$  ดังต่อไปนี้:

ก) จากบันทึกคลื่นที่ไม่สม่ำเสมอ โปรไฟล์คลื่นที่ไม่สม่ำเสมอประกอบด้วยส่วนประกอบของความถี่และแอมพลิจูดจำนวนมากที่มีเฟสต่างกัน

$$\eta = \sum_{n=1}^{\infty} a_n \cos(\sigma_n t - \varepsilon_n) \quad (7.68)$$

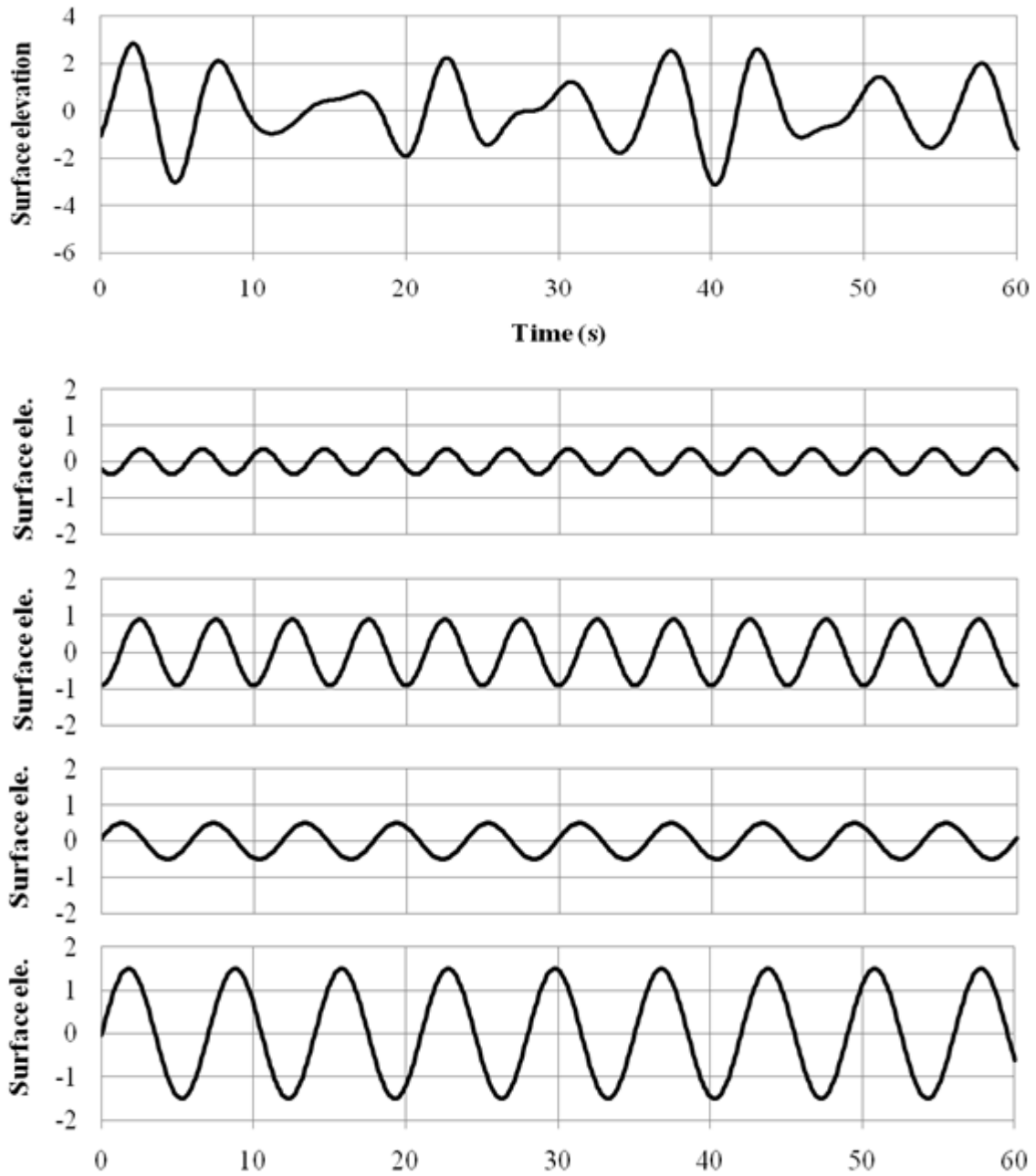
โดยที่  $a$  คือ แอมพลิจูดของคลื่น (Wave amplitude) และ  $\varepsilon$  คือ มุมเฟส (Phase angle) โปรไฟล์คลื่นสามารถแบ่งออกเป็นจำนวนองค์ประกอบคลื่นที่ไม่สิ้นสุด (Wavelets) ซึ่งมีความถี่ ( $f$ ) และทิศทาง ( $\alpha$ ) ที่แตกต่างกัน โดยใช้เครื่องมือทางคณิตศาสตร์ที่เรียกว่าเทคนิค Fast Fourier Transform (FFT) ภาพที่ 7.3 แสดงตัวอย่างของการแยกส่วนบันทึกคลื่นไม่สม่ำเสมอออกเป็น 4 องค์ประกอบคลื่นสม่ำเสมอ

ข) จากฟังก์ชันสเปกตรัมคลื่น  $[S(f)]$  ความหนาแน่นพลังงานระหว่างช่วงความถี่  $f_1$  และ  $f_2$  ของสเปกตรัมคลื่นสามารถคำนวณได้จาก

$$E_{\bar{f}} = \rho g \int_{f_1}^{f_2} S(f) df = \frac{1}{8} \rho g H_{\bar{f}}^2 \quad (7.69)$$

หรือความสูงของคลื่นที่ความถี่  $\bar{f} [\bar{f} = (f_1 + f_2) / 2]$  สามารถแสดงได้ดังนี้

$$H_{\bar{f}} = \sqrt{8 \int_{f_1}^{f_2} S(f) df} \quad (7.70)$$



ภาพที่ 7.3 การแยกองค์ประกอบของบันทึกคลื่นไม่สม่ำเสมอ

### 7.5 แนวทางคลื่นแบบแปลงค่า (Conversion Approach)

แนวทางคลื่นแบบแปลงค่า (Conversion approach) ประกอบด้วยสองส่วน ได้แก่ แบบจำลองคลื่นสำหรับคำนวณความสูงคลื่นอ้างอิง (เช่น  $H_{rms}$  หรือ  $H_{rmsz}$ ) และแบบจำลองการแปลงค่าที่ใช้ในการคำนวณความสูงคลื่นตัวแทนอื่น ๆ (เช่น  $H_m$ ,  $H_{1/3}$ ,  $H_{1/10}$  และ  $H_{max}$ ) จากความสูงคลื่นอ้างอิง ความสูงคลื่นรากกำลังสองเฉลี่ย ( $H_{rms}$  หรือ  $H_{rmsz}$ ) มักใช้เป็นความสูงคลื่นอ้างอิงในแนวทางคลื่นแบบแปลงค่า เนื่องจากเป็นผลลัพธ์ของแบบจำลองคลื่นหลายแบบ (เช่น ดูหัวข้อย่อย 7.3.1) ดังนั้น ความสูงคลื่นตัวแทนอื่น ๆ  $H_m$ ,  $H_{1/3}$ ,  $H_{1/10}$  และ  $H_{max}$ ) สามารถกำหนดได้จากแบบจำลองการแปลงค่า (เช่น ดูในหัวข้อย่อย 6.2.2 และ

ส่วนที่ 6.4) ดังนั้น แนวทางคลื่นแบบแปลงค่าจึงเป็นการรวมกันของแบบจำลองคลื่นสำหรับคำนวณ  $H_{rms}$  (หรือ  $H_{rmsz}$ ) และแบบจำลองการแปลงค่าที่ใช้ในการแปลงจาก  $H_{rms}$  (หรือ  $H_{rmsz}$ ) ไปเป็นความสูงคลื่นตัวแทนอื่น ๆ ( $H_m$ ,  $H_{1/3}$ ,  $H_{1/10}$  และ  $H_{max}$ )

**ตัวอย่างที่ 7.6** คลื่นที่กระทบแนวชายฝั่งแบบเอียงบนชายหาดที่มีความลาดเอียงเล็กน้อย ตารางต่อไปนี้แสดงระยะทางจากแนวชายฝั่ง ความลึกของน้ำ เลขคลื่น ความเร็วเฟส และค่า  $n$  ถ้าความสูงคลื่นที่กระทบฝั่ง  $H_{rms,i} = 0.6$  m คาบคลื่น  $T_p = 10$  s และมุมคลื่น  $\alpha_i = 45^\circ$  โดยสมมติว่าการแจกแจงแบบเรย์ลีและใช้สูตรของ Baldock et al. (1998) ในการคำนวณ  $D_B$  ให้คำนวณการเปลี่ยนแปลงของ  $H_{rms}$  ข้ามชายหาดและประมาณค่า  $H_{1/3}$  ที่ระยะทาง  $X = 217$  m

$X$ (m)	$h$ (m)	$k$ (1/m)	$c$ (m/s)	$n$
370	2.92	0.1198	5.244	0.961
295	2.9	0.1202	5.227	0.962
245	2.15	0.1389	4.524	0.971
235	1.75	0.1535	4.093	0.977
226	1.36	0.1737	3.617	0.982
217	1.11	0.1919	3.274	0.985

### วิธีทำ

1) สมการที่ใช้ในการคำนวณ

$$c_o = \frac{gT}{2\pi}$$

$$H_{rms,o} = H_{rms,i} \sqrt{\frac{2c_1 n_1}{c_o}}$$

$$L_o = \frac{gT^2}{2\pi}$$

$$H_b = h \left[ 0.39 + 0.56 \tanh \left( 33 \frac{H_{rms,o}}{L_o} \right) \right]$$

$$\alpha_2 = \sin^{-1} \left( \frac{c_2 \sin \alpha_1}{c_1} \right)$$

$$H_{rms2} = \sqrt{\frac{\frac{1}{8} \rho g H_{rms,1}^2 c_{g1} \cos \alpha_1 - D_{B1} \Delta X}{\frac{1}{8} \rho g c_{g2} \cos \alpha_2}}$$

$$D_B = \begin{cases} \exp\left[-\left(\frac{H_b}{H_{rms}}\right)^2\right] \frac{\rho g (H_b^2 + H_{rms}^2)}{4T_p} & \text{for } H_{rms} < H_b \\ \exp[-1] \frac{2\rho g H_b^2}{4T_p} & \text{for } H_{rms} \geq H_b \end{cases}$$

$$H_{1/3} = 1.416 H_{rms}$$

ii) หากการเปลี่ยนแปลง  $H_{rms}$

ก) ณ ตำแหน่ง  $X = 370$  m (ข้อมูลตำแหน่งที่ 1)

$$c_o = \frac{gT}{2\pi} = \frac{980(10)}{2\pi} = 15.60 \text{ m/s}$$

$$H_{rms,o} = H_{rms,1} \sqrt{\frac{2c_1 n_1}{c_o}} = 0.60 \sqrt{\frac{2(5.244)0.961}{15.60}} = 0.482 \text{ m}$$

$$L_o = \frac{gT^2}{2\pi} = \frac{980(10^2)}{2\pi} = 155.97 \text{ m}$$

$$H_{b1} = h_1 \left[ 0.39 + 0.56 \tanh\left(33 \frac{H_{rms,o}}{L_o}\right) \right]$$

$$H_{b1} = 2.92 \left[ 0.39 + 0.56 \tanh\left(33 \frac{0.482}{155.97}\right) \right] = 1.305 \text{ m}$$

โจทย์กำหนดให้

$$\alpha_1 = 45.0$$

โจทย์กำหนดให้

$$H_{rms1} = 0.60 \text{ m}$$

( $\because H_{rms} < H_b$ )

$$D_{B1} = \exp\left[-\left(\frac{H_{b1}}{H_{rms1}}\right)^2\right] \frac{\rho g (H_{b1}^2 + H_{rms1}^2)}{4T_p}$$

$$D_{B1} = \exp\left[-\left(\frac{1.305}{0.60}\right)^2\right] \frac{9800(1.305^2 + 0.6^2)}{4(10)} = 4.45$$

ข) ณ ตำแหน่ง  $X = 55.2$  m (ข้อมูลตำแหน่งที่ 2)

จากการคำนวณครั้งก่อน  $H_{rms,o} = 0.482$  m

จากการคำนวณครั้งก่อน  $L_o = 155.97$  m

$$H_{b2} = h_2 \left[ 0.39 + 0.56 \tanh \left( 33 \frac{H_{rms,o}}{L_o} \right) \right]$$

$$H_{b2} = 2.90 \left[ 0.39 + 0.56 \tanh \left( 33 \frac{0.482}{155.97} \right) \right] = 1.296 \text{ m}$$

$$\alpha_2 = \sin^{-1} \left( \frac{c_2 \sin \alpha_1}{c_1} \right) = \sin^{-1} \left( \frac{5.227 \sin 45}{5.244} \right) = 44.81$$

$$H_{rms2} = \sqrt{\frac{\frac{1}{8} \rho g H_{rms,1}^2 c_{g1} \cos \alpha_1 - D_{B1} \Delta X}{\frac{1}{8} \rho g c_{g2} \cos \alpha_2}}$$

$$H_{rms2} = \sqrt{\frac{\frac{1}{8} 9800 (0.6^2) 5.244 (0.961) \cos 45 - 4.45 (370 - 295)}{\frac{1}{8} 9800 (5.227) 0.962 \cos 44.81}} = 0.53 \text{ m}$$

$(\because H_{rms} < H_b)$

$$D_{B2} = \exp \left[ - \left( \frac{H_{b2}}{H_{rms2}} \right)^2 \right] \frac{\rho g (H_{b2}^2 + H_{rms2}^2)}{4T_p}$$

$$D_{B2} = \exp \left[ - \left( \frac{1.296}{0.53} \right)^2 \right] \frac{9800 (1.296^2 + 0.53^2)}{4(10)} = 1.28 \text{ kg/s}^3$$

ค) สำหรับตำแหน่งอื่น สามารถคำนวณได้ด้วยวิธีเดียวกับ ข)

ผลการคำนวณการเปลี่ยนแปลง  $H_{rms}$  สำหรับทุกสถานีแสดงดังตารางข้างล่าง

Index No	$X$ (m)	$h$ (m)	$k$ (1/m)	$c$ (m/s)	$n$	$H_b$ (m)	$\alpha$ (degree)	$H_{rms}$ (m)	$D_B$ (kg/s <sup>3</sup> )
1	370	2.92	0.1198	5.244	0.961	1.305	45.00	0.60	4.45
2	295	2.90	0.1202	5.227	0.962	1.296	44.81	0.53	1.28
3	245	2.15	0.1389	4.524	0.971	0.961	37.59	0.52	10.25
4	235	1.75	0.1535	4.093	0.977	0.782	33.49	0.51	20.81
5	226	1.36	0.1737	3.617	0.982	0.608	29.19	0.48	30.18
6	217	1.11	0.1919	3.274	0.985	0.496	26.19	0.42	24.71

III) หา  $H_{1/3}$  จากการแจกแจงของเรย์ลีย์ (Rayleigh distribution) สมการ (6.11),

$$H_{1/3} = 1.416H_{rms} = 1.416(0.42) = 0.60 \text{ m}$$

ตอบ

## 7.6 การยกตัวของระดับน้ำเนื่องจากคลื่นแตกตัว (Wave Setup)

จากหัวข้อ 5.7 จะเห็นได้ว่าการยกตัวของน้ำ (Wave setup) จากคลื่นสม่ำเสมอเป็นฟังก์ชันของ Radiation stress (หรือความหนาแน่นพลังงาน) และสามารถคำนวณได้จากการเปลี่ยนแปลงของความสูงคลื่น ( $H$ ) เนื่องจาก  $H_{rms}$  แสดงถึงความหนาแน่นพลังงานเฉลี่ยของคลื่นไม่สม่ำเสมอ ดังนั้นการยกตัวของน้ำจากคลื่นไม่สม่ำเสมอควรสามารถคำนวณได้จากการเปลี่ยนแปลงของ  $H_{rms}$  เช่นเดียวกับคลื่นสม่ำเสมอ การยกตัวของน้ำจากคลื่นไม่สม่ำเสมอสามารถคำนวณได้จากแบบจำลองของ Longuet-Higgins and Stewart (1964) ดังนี้

$$\frac{d\bar{\eta}}{dx} = -\frac{1}{\rho g(d + \bar{\eta})} \frac{dS_{xx}}{dx} \quad (7.71)$$

โดยที่  $\bar{\eta}$  คือ การยกตัวของน้ำเนื่องจากคลื่นแตกตัว (Wave setup)  $d$  คือ ความลึกน้ำในสภาวะน้ำนิ่งที่ และ  $S_{xx}$  คือ Radiation stress บนผิว  $x$  ในทิศทาง  $x$  ซึ่งหาได้จาก

$$S_{xx} = E \left( 2n - \frac{1}{2} \right) = \frac{1}{8} \rho g H_{rms}^2 \left( 2n - \frac{1}{2} \right) \quad (7.72)$$

ความลึกน้ำเฉลี่ย ( $h$ ) คำนวณได้จาก

$$h = d + \bar{\eta} \quad (7.73)$$

วิธีการต่างเชิงอนุพันธ์ (Finite difference method) สามารถใช้ในการแก้สมการ (7.71) ได้ดังนี้

$$\frac{\bar{\eta}_2 - \bar{\eta}_1}{\Delta x} = -\frac{1}{\rho g(d_1 + \bar{\eta}_1)} \frac{S_{xx,2} - S_{xx,1}}{\Delta x} \quad (7.74)$$

$$\bar{\eta}_2 = \bar{\eta}_1 - \frac{S_{xx,2} - S_{xx,1}}{\rho g(d_1 + \bar{\eta}_1)} = \bar{\eta}_1 - \frac{S_{xx,2} - S_{xx,1}}{\rho g h_1} \quad (7.75)$$

เนื่องจากสมการ (7.75) เป็นสมการเชิงซ้อน จำเป็นต้องใช้เทคนิคการทำซ้ำ (Iteration technique) ในการคำนวณ  $\bar{\eta}$  ขั้นตอนการคำนวณการเปลี่ยนแปลงความสูงคลื่นและ Wave setup สามารถสรุปได้ดังนี้

- ก) ข้อมูลนำเข้าประกอบด้วยโปรไฟล์ชายหาด ( $X$  และ  $d$ ) และคลื่นที่กระทบฝั่ง ( $H_{rmsi}$ ,  $T_p$ ,  $\alpha_i$  และ  $\bar{\eta}_i$ )
- ข) คำนวณ  $k$ ,  $c$ ,  $n$ ,  $\alpha$ ,  $H_b$  และ  $S_{xx}$ .

- ค) คำนวณการเปลี่ยนแปลงของ  $H_{rms}$  จากแบบจำลองคลื่นที่เลือก
- ง) คำนวณ  $S_{xx}$  และ  $\bar{\eta}$
- จ) ทำซ้ำขั้นตอนที่ 2-4 จนกว่าความสูงคลื่นที่สถานีสุดท้ายจะคำนวณ
- ฉ) ปรับความลึกน้ำ ( $h = d + \bar{\eta}$ ) สำหรับทุกสถานี
- ช) ทำซ้ำขั้นตอนที่ 2-6 จนกว่า Wave setup หรือความสูงคลื่นจะไม่เปลี่ยนแปลงอย่างมีนัยสำคัญ

สังเกตว่าการยกตัวของคลื่นที่เกิดจากคลื่นไม่สม่ำเสมออาจจะแตกต่างจากคลื่นสม่ำเสมอ เนื่องจากคลื่นยาวที่มีคาบประมาณ 30 วินาทีถึงหลายนาที เรียกว่าคลื่นอินฟรากราวิตี (Infragravity wave) อาจทำให้ระดับน้ำเฉลี่ยเปลี่ยนแปลงซ้ำได้

**ตัวอย่างที่ 7.7** คลื่นกระทบชายหาดที่มีความลาดเอียงน้อย โดยข้อมูลในตารางต่อไปนี้แสดงระยะทางจากแนวชายฝั่งและความลึกของน้ำนิ่ง หากมีความสูงคลื่น  $H_{rms1} = 7.1$  cm. คาบคลื่น  $T_p = 3$  s และ Wave setup  $\bar{\eta}_i = -0.11$  cm. ใช้สมการ (7.33) ในการคำนวณการเปลี่ยนแปลงความสูงคลื่น คำนวณ Wave setup ช้ำมชายหาด

$X$ (m)	10.15	9.15	8.16	7.28	6.20	5.64	5.04	4.59	4.24	3.40	2.70	1.96	1.09
$d$ (cm)	29.00	26.15	23.30	20.80	17.70	16.10	14.40	13.10	12.10	9.70	7.70	5.60	3.10

**วิธีทำ**

- 1) สมการที่ใช้ในการคำนวณ

$$\sigma^2 = gk \tanh kh \tag{i}$$

$$c = \frac{\sigma}{k} = \frac{2\pi}{Tk} \tag{ii}$$

$$n = \frac{1}{2} \left( 1 + \frac{2kh}{\sinh 2kh} \right) \tag{iii}$$

$$H_b = 0.055L \tanh(kh) \tag{iv}$$

$$H_{rms2} = \sqrt{\frac{\frac{1}{8} \rho g H_{rms1}^2 c_1 n_1 - D_{B1} \Delta X}{\frac{1}{8} \rho g c_2 n_2}} \tag{v}$$

$$D_B = 0.09 \frac{\rho g c_g}{8h} [H_{rms}^2 - H_b^2] \tag{vi}$$

$$S_{xx} = E \left( 2n - \frac{1}{2} \right) = \frac{1}{8} \rho g H_{rms}^2 \left( 2n - \frac{1}{2} \right) \tag{vii}$$

$$\bar{\eta}_2 = \bar{\eta}_1 - \frac{S_{xx,2} - S_{xx,1}}{\rho g h_1} \quad (\text{viii})$$

$$h = d + \bar{\eta} \quad (\text{ix})$$

II) ขั้นตอนการคำนวณการแปลงความสูงของคลื่นและ Wave setup มีดังต่อไปนี้

วิธีทำซ้ำ (Iteration) ครั้งที่ 1

- ก) สมมติว่าความลึกน้ำเฉลี่ยเท่ากับความลึกน้ำในสภาวะนิ่ง ( $h_a = d$ ) สำหรับทุกสถานี
- ข) ที่  $X = 10.15$  m.: ให้  $H_{rms}$  และ  $\bar{\eta}$  ; จากนั้นคำนวณ  $k$  ,  $c$  ,  $n$  ,  $H_b$  ,  $D_B$  และ  $S_{xx}$  จากสมการ (i) - (iv), (vi) - (vii) ตามลำดับ
- ค) สำหรับ  $X$  อื่นๆ: คำนวณ  $k$  ,  $c$  ,  $n$  ,  $H_b$  ,  $H_{rms}$  ,  $D_B$  ,  $S_{xx}$  และ  $\bar{\eta}$  จากสมการ (i) - (vii) ตามลำดับ

การคำนวณ Wave setup แสดงในตารางต่อไปนี้

$X$ (m)	$h_a$ (cm)	$k$ (cm <sup>-1</sup> )	$c$ (cm/s)	$n$	$H_b$ (cm)	$H_{rms}$ (cm)	$D_B$	$S_{xx}$	$\bar{\eta}_a$ (cm)
10.15	29.00	0.0127	164.9	0.957	9.6	7.1	0	8738	-0.11
9.15	26.15	0.0133	157.0	0.962	8.7	7.3	0	9196	-0.13
8.16	23.30	0.0141	148.5	0.966	7.8	7.5	0	9735	-0.15
7.28	20.80	0.0149	140.6	0.969	7.0	7.6	715	10298	-0.17
6.20	17.70	0.0161	130.0	0.974	6.0	7.6	1769	10272	-0.17
5.64	16.10	0.0169	124.1	0.976	5.4	7.3	2019	9578	-0.13
5.04	14.40	0.0178	117.5	0.979	4.9	6.9	2148	8588	-0.07
4.59	13.10	0.0187	112.2	0.981	4.4	6.6	2168	7718	-0.01
4.24	12.10	0.0194	107.9	0.982	4.1	6.2	2130	6980	0.05
3.40	9.70	0.0216	96.8	0.986	3.3	5.3	1844	5033	0.22
2.70	7.70	0.0242	86.4	0.989	2.6	4.3	1459	3412	0.39
1.96	5.60	0.0284	73.8	0.992	1.9	3.2	904	1809	0.60
1.09	3.10	0.0381	55.0	0.995	1.1	1.3	87	289	0.88

วิธีทำซ้ำ (Iteration) ครั้งที่ 2

- ก) ปรับความลึกของน้ำ ( $h_b = d + \bar{\eta}_a$ ) สำหรับทุกสถานี
- ข) ที่  $X = 9.15$  m ให้  $H_{rms}$  และ  $\bar{\eta}$  จากนั้นคำนวณ  $k$  ,  $c$  ,  $n$  ,  $H_b$  ,  $D_B$  และ  $S_{xx}$  จากสมการ (i) - (iv), (vi) - (vii) ตามลำดับ
- ค) สำหรับ  $X$  อื่นๆ คำนวณ  $k$  ,  $c$  ,  $n$  ,  $H_b$  ,  $H_{rms}$  ,  $D_B$  ,  $S_{xx}$  และ  $\bar{\eta}$  จากสมการ (i) - (vii) ตามลำดับ

การคำนวณ Wave setup แสดงในตารางต่อไปนี้

$X$ (m)	$h_b$ (cm)	$k$ (cm <sup>-1</sup> )	$c$ (cm/s)	$n$	$H_b$ (cm)	$H_{rms}$ (cm)	$D_B$	$S_{xx}$	$\bar{\eta}_b$ (cm)
10.15	28.89	0.0127	164.6	0.958	9.6	7.1	0	8740	-0.11
9.15	26.02	0.0134	156.6	0.962	8.6	7.3	0	9202	-0.13
8.16	23.15	0.0141	148.0	0.966	7.7	7.5	0	9750	-0.15
7.28	20.63	0.0150	140.0	0.970	6.9	7.7	783	10323	-0.17
6.20	17.53	0.0162	129.4	0.974	5.9	7.6	1805	10218	-0.17
5.64	15.97	0.0169	123.6	0.976	5.4	7.3	2022	9484	-0.13
5.04	14.33	0.0179	117.2	0.979	4.8	6.9	2112	8467	-0.06
4.59	13.09	0.0187	112.2	0.981	4.4	6.5	2105	7593	0.00
4.24	12.15	0.0194	108.1	0.982	4.1	6.2	2050	6864	0.06
3.40	9.92	0.0214	97.8	0.985	3.4	5.3	1735	4969	0.22
2.70	8.09	0.0237	88.5	0.988	2.8	4.4	1365	3449	0.37
1.96	6.20	0.0270	77.6	0.991	2.1	3.3	883	1990	0.56
1.09	3.98	0.0337	62.2	0.994	1.4	1.9	278	635	0.78

วิธีทำซ้ำ (Iteration) ครั้งที่ 3

- ก) ปรับความลึกของน้ำ ( $h_c = d + \bar{\eta}_b$ ) สำหรับทุกสถานี
- ข) ที่  $X = 8.16$  m: ให้  $H_{rms}$  และ  $\bar{\eta}$  จากนั้นคำนวณ  $k$ ,  $c$ ,  $n$ ,  $H_b$ ,  $D_B$  และ  $S_{xx}$  จากสมการ (i) - (iv), (vi) - (vii) ตามลำดับ
- ค) สำหรับ  $X$  อื่นๆ คำนวณ  $k$ ,  $c$ ,  $n$ ,  $H_b$ ,  $H_{rms}$ ,  $D_B$ ,  $S_{xx}$  และ  $\bar{\eta}$  จากสมการ (i) - (vii) ตามลำดับ

การคำนวณ Wave setup แสดงในตารางต่อไปนี้

$X$ (m)	$h_c$ (cm)	$k$ (cm <sup>-1</sup> )	$c$ (cm/s)	$n$	$H_b$ (cm)	$H_{rms}$ (cm)	$D_B$	$S_{xx}$	$\bar{\eta}_c$ (cm)
10.15	28.89	0.0127	164.6	0.958	9.6	7.1	0	8740	-0.11
9.15	26.02	0.0134	156.6	0.962	8.6	7.3	0	9202	-0.13
8.16	23.15	0.0141	148.0	0.966	7.7	7.5	0	9750	-0.15
7.28	20.63	0.0150	140.0	0.970	6.9	7.7	784	10323	-0.17
6.20	17.53	0.0162	129.4	0.974	5.9	7.6	1804	10216	-0.17
5.64	15.97	0.0169	123.6	0.976	5.4	7.3	2019	9483	-0.13
5.04	14.34	0.0179	117.3	0.979	4.8	6.9	2109	8467	-0.06
4.59	13.10	0.0187	112.2	0.981	4.4	6.5	2103	7595	0.00
4.24	12.16	0.0194	108.2	0.982	4.1	6.2	2049	6867	0.06
3.40	9.92	0.0214	97.9	0.985	3.4	5.3	1738	4975	0.22
2.70	8.07	0.0237	88.4	0.988	2.8	4.4	1373	3456	0.37
1.96	6.16	0.0271	77.3	0.991	2.1	3.3	894	1990	0.56
1.09	3.88	0.0341	61.5	0.994	1.3	1.8	274	612	0.79

วิธีทำซ้ำ (Iteration) ครั้งที่ 4

- ก) ปรับความลึกของน้ำ ( $h_d = d + \bar{\eta}_c$ ) สำหรับทุกสถานี
- ข) ที่  $X = 7.28$  m: ให้  $H_{rms}$  และ  $\bar{\eta}$  จากนั้นคำนวณ  $k$ ,  $c$ ,  $n$ ,  $H_b$ ,  $D_B$  และ  $S_{xx}$  จากสมการ (i) - (iv), (vi) - (vii) ตามลำดับ
- ค) สำหรับ  $X$  อื่น ๆ คำนวณ  $k$ ,  $c$ ,  $n$ ,  $H_b$ ,  $H_{rms}$ ,  $D_B$ ,  $S_{xx}$  และ  $\bar{\eta}$  จากสมการ (i) - (vii) ตามลำดับ

การคำนวณ Wave setup แสดงในตารางต่อไปนี้

$X$ (m)	$h_d$ (cm)	$k$ ( $\text{cm}^{-1}$ )	$c$ (cm/s)	$n$	$H_b$ (cm)	$H_{rms}$ (cm)	$D_B$	$S_{xx}$	$\bar{\eta}_d$ (cm)
10.15	28.89	0.0127	164.6	0.958	9.6	7.1	0	8740	-0.11
9.15	26.02	0.0134	156.6	0.962	8.6	7.3	0	9202	-0.13
8.16	23.15	0.0141	148.0	0.966	7.7	7.5	0	9750	-0.15
7.28	20.63	0.0150	140.0	0.970	6.9	7.7	784	10323	-0.17
6.20	17.53	0.0162	129.4	0.974	5.9	7.6	1804	10216	-0.17
5.64	15.97	0.0169	123.6	0.976	5.4	7.3	2019	9483	-0.13
5.04	14.34	0.0179	117.3	0.979	4.8	6.9	2109	8467	-0.06
4.59	13.10	0.0187	112.2	0.981	4.4	6.5	2103	7595	0.00
4.24	12.16	0.0194	108.2	0.982	4.1	6.2	2049	6867	0.06
3.40	9.92	0.0214	97.9	0.985	3.4	5.3	1738	4975	0.22
2.70	8.07	0.0237	88.4	0.988	2.8	4.4	1373	3456	0.37
1.96	6.16	0.0271	77.3	0.991	2.1	3.3	893	1989	0.56
1.09	3.89	0.0340	61.5	0.994	1.3	1.8	273	612	0.79

Wave setup และความสูงคลื่นในครั้งที่ 3 และครั้งที่ 4 ไม่เปลี่ยนแปลงอย่างมีนัยสำคัญ ดังนั้น Wave setup ในครั้งที่ 4 จึงเป็นคำตอบที่ใช้ได้

## 7.7 การซัดขึ้นของคลื่น (Wave Runup)

ความสูงคลื่นซัด (Wave runup,  $R$ ) คือ ระยะทางแนวตั้งระหว่างเส้นน้ำนิ่งกับระดับสูงสุดที่คลื่นที่ซัดขึ้นบนชายหาดหรือโครงสร้างชายฝั่ง ซึ่งแตกต่างจากคลื่นสม่ำเสมอที่ให้ค่าการไหลของคลื่นสูงสุดเพียงค่าเดียว คลื่นไม่สม่ำเสมอสร้างความสูงคลื่นซัดที่ไม่สม่ำเสมอ ดังนั้นจึงจำเป็นต้องกำหนดพารามิเตอร์ตัวแทนสำหรับการแจกแจงความสูงคลื่นซัด พารามิเตอร์ความสูงคลื่นซัดที่นิยมใช้ ได้แก่ ความสูงคลื่นซัดสูงสุด ( $R_{max}$ ) ความสูงคลื่นซัดเกิน 2% ของความสูงคลื่นซัด ( $R_{2\%}$ ) ค่าเฉลี่ยของ 1/10 ของความสูงคลื่นซัดสูงสุด ( $R_{1/10}$ ) ค่าเฉลี่ยของ 1/3 ของความสูงคลื่นซัดสูงสุด ( $R_{1/3}$ ) และความสูงคลื่นซัดเฉลี่ย ( $R_m$ ) ในบรรดาคลื่นที่เป็นตัวแทนนั้น  $R_{2\%}$  มีเป็นพารามิเตอร์ที่ใช้กันอย่างแพร่หลายที่สุดในการออกแบบโครงสร้างชายฝั่ง

เช่นเดียวกับความสูงคลื่นซัดของคลื่นสม่ำเสมอ ความสูงคลื่นซัดของคลื่นไม่สม่ำเสมอก็พบว่าเป็นฟังก์ชันของ พารามิเตอร์ความคล้ายคลึงของคลื่นแตกตัว (Surf similarity parameter) ด้วยเช่นกัน

ก) Ahrens (1981) เสนอสูตรเชิงประสบการณ์สำหรับการคำนวณความสูงคลื่นซัดบนโครงสร้างทางลาดเรียบ ( $1/4 \leq m_s \leq 1/1$ ) โดยอาศัยข้อมูลการทดลองจาก 3 แหล่ง เขาพบว่า

$$R_{2\%} = 1.61H_{m0}\xi \quad (7.76)$$

$$R_{1/3} = 1.25H_{m0}\xi \quad (7.77)$$

$$R_m = 0.84H_{m0}\xi \quad (7.78)$$

โดยที่  $H_{m0}$  คือ ความสูงคลื่นที่มีนัยสำคัญเชิงสเปกตรัมที่ฐานของโครงสร้าง,  $\xi = m_s / \sqrt{H_{m0} / L_o}$  คือ พารามิเตอร์ความคล้ายคลึงของเขตคลื่นแตกตัว,  $m_s$  คือ ความลาดชันของโครงสร้าง และ  $L_o$  คือ ความยาวคลื่นในน้ำลึกที่สัมพันธ์กับคาบคลื่นที่มีความถี่สูงสุดในสเปกตรัม

ข) Mase (1989) ได้นำเสนอสมการทำนายการความสูงคลื่นซัดคลื่นไม่สม่ำเสมอบนชายหาดลาดเรียบที่ไม่ซึมน้ำ โดยอิงจากข้อมูลจากห้องปฏิบัติการที่มีเงื่อนไข  $1/30 \leq m_b \leq 1/5$  ของ และ  $H_o / L_o \geq 0.007$  สูตรแสดงได้ดังนี้

$$R_{1/10} = 1.70H_{m0,o}\xi_o^{0.71} \quad (7.81)$$

$$R_{1/3} = 1.38H_{m0,o}\xi_o^{0.70} \quad (7.82)$$

$$R_m = 0.88H_{m0,o}\xi_o^{0.69} \quad (7.83)$$

โดยที่  $\xi_o = m_b / \sqrt{H_{m0,o} / L_o}$  คือ พารามิเตอร์ความคล้ายคลึงของเขตคลื่นแตกตัวในน้ำลึก  $m_b$  คือ ความลาดชันของชายหาด และ  $H_{m0,o}$  คือ ความสูงคลื่นที่มีนัยสำคัญเชิงสเปกตรัมในน้ำลึก ความลาดที่เหมาะสมสำหรับชายหาดธรรมชาติ คือ ความลาดของหน้าชายหาด USACE (2002) กล่าวว่ามีสมการ (7.79) ถึง (7.83) การคาดการณ์ที่สูงเกินไปสำหรับการทดลองภาคสนามของ Holman (1986) และ Nielsen and Hanslow (1991) ซึ่งอาจเป็นเพราะความแตกต่างระหว่างผลการทดลองในห้องปฏิบัติการและภาคสนาม (ความพรุน, ความสามารถในการซึมผ่าน, ความลาดเอียงที่ไม่สม่ำเสมอ, การเปลี่ยนรูปของคลื่นในภูมิภาคที่มีสันทรายและร่องน้ำ, และทิศทางของคลื่น) ยังไม่ได้วัดเชิงปริมาณอย่างชัดเจน

สูตรทำนายความสูงคลื่นซัดของคลื่นแบบไม่สม่ำเสมอข้างต้นให้ค่าตัวเลขที่ชัดเจนในหน่วยที่ต้องการ ค่าเหล่านั้นมักใช้ในการออกแบบโครงสร้างวิศวกรรมชายฝั่ง หรือศึกษาขบวนการทางชายฝั่งทะเลที่เกี่ยวข้องกับความสูงคลื่นซัดภายใต้เงื่อนไขต่าง ๆ Rasmeemasuang and Rattanapitikon (2021) ได้นำเสนอการทำนายอีกรูปแบบหนึ่ง นั่นคือ การทำนายสเกลการซัดของคลื่นในภาคสนามจริงด้วยวิธีการเชิงสถิติ เพื่อใช้ในการเตือนภัยและแจ้งสภาพความรุนแรงของคลื่นซัด เพื่อให้ประชาชนหรือนักท่องเที่ยวที่มาใช้พื้นที่ชายฝั่งได้รับรู้รับทราบอย่างรวดเร็ว โดยไม่จำเป็นต้องทราบค่าตัวเลขที่แน่นอน

สเกลการซัดแบ่งออกเป็น 5 สเกล ได้แก่:

- สเกล 0 คือ ระดับการซัดสูงสุดอยู่บริเวณเชิงกำแพงกันคลื่นหรือต่ำกว่า,
- สเกล 1 คือ ระดับคลื่นซัดสูงสุดอยู่ประมาณหนึ่งสี่ของความสูงกำแพงกันคลื่น,
- สเกล 2 คือ ระดับคลื่นซัดสูงสุดอยู่ประมาณหนึ่งสองของความสูงกำแพงกันคลื่น
- สเกล 3 คือ ระดับคลื่นซัดสูงสุดอยู่ประมาณสามสี่ของความสูงของกำแพงกันคลื่น และ
- สเกล 4 คือ ระดับคลื่นซัดสูงสุดประมาณเท่ากับความสูงของกำแพงกันคลื่นหรือกระโจนข้ามกำแพงกันคลื่น

ข้อมูลสเกลการซัดจากภาคสนาม (จังหวัดชลบุรี ประเทศไทย) จำนวน 670 วัน พร้อมกับข้อมูลปัจจัยอื่นที่มีอิทธิพลต่อความสูงคลื่นซัด ได้แก่ ระดับน้ำขึ้น-น้ำลง (Tidal level,  $LV$ ) ความสูงคลื่นนัยสำคัญ (Significant wave height,  $HS$ ) และความเร็วลมประสิทธิผล (Effective wind speed:  $EW$ ) ในช่วงเวลาเดียวกัน นำมาวิเคราะห์ความถดถอยเชิงเส้นพหุคูณ (Multiple Linear Regression Analysis) และสร้างเป็นสมการทำนายสเกลการซัด ได้ดังนี้

$$RS = a_0 + a_1(LV) + a_2(HS) + a_3(EW) \quad (7.84)$$

เมื่อ  $RS$  คือ สเกลการซัด (0 – 4) ดังกล่าวข้างต้น และ  $a_0, a_1, a_2, a_3$  คือ พารามิเตอร์เชิงประสพการณ์ประจำพื้นที่ศึกษา

การนำแนวทางนี้ไปประยุกต์ใช้นั้น จำเป็นต้องมีข้อมูลเชิงสถิติของปัจจัยที่ผลต่อการซัดของคลื่นบริเวณชายฝั่ง จากนั้นนำมาวิเคราะห์การถดถอยเชิงพหุคูณเพื่อหาพารามิเตอร์เชิงประสพการณ์ เมื่อสร้างสมการประจำพื้นที่ได้แล้ว ในการทำนายครั้งต่อไปเพียงทราบค่าของตัวแปรซึ่งส่วนใหญ่เป็นค่าที่พยากรณ์ได้หรือตรวจวัดได้อย่างรวดเร็ว ก็จะประมาณค่าสเกลการซัดได้ทันที และสามารถนำไปแจ้งข่าวหรือเตือนภัยให้ประชาชนในพื้นที่หรือนักท่องเที่ยวได้ทราบอย่างทันท่วงที

**ตัวอย่างที่ 7.8** คลื่นเคลื่อนที่บนชายหาดที่มีความลาดชัน 1/10 โดยมีความสูงของคลื่น ( $H_{m0,o}$ ) 0.18 m. คาบคลื่นสเปกตรัมสูงสุด ( $T_p$ ) 2 s และความลึกของน้ำ ( $h$ ) 0.3 m. กำหนดค่าความสูงคลื่นซัดสูงสุด ( $R_{\max}$ ) ค่าความสูงคลื่นซัดเกิน 2% ของค่าความสูงคลื่นซัดทั้งหมด ( $R_{2\%}$ ) ค่าเฉลี่ยของค่าความสูงคลื่นซัดที่สูงสุด 1/10 ( $R_{1/10}$ ) ค่าเฉลี่ยของค่าความสูงคลื่นซัดที่สูงสุด 1/3 ( $R_{1/3}$ ) และค่าความสูงคลื่นซัดเฉลี่ย ( $R_m$ ) โดยใช้สูตรของ Mase (1989)

**วิธีทำ**

I) สมการที่ใช้ในการคำนวณ

จากความสัมพันธ์การแพร่กระจาย (Dispersion relation)

$$\sigma^2 = gk \tanh kh$$

$$\left(\frac{2\pi}{2}\right)^2 = 9.8k \tanh [k(0.30)]$$

โดยวิธีทำซ้ำ (Iteration) จะได้

$$k = 1.930 \quad \text{m}^{-1}$$

$$H_{m0,o} = H_{m0} \sqrt{\tanh kh \left(1 + \frac{2kh}{\sinh 2kh}\right)}$$

$$H_{m0,o} = 0.18 \sqrt{\tanh (1.93(0.3)) \left(1 + \frac{2(1.93)0.3}{\sinh (2(1.93)0.3)}\right)} = 0.175 \quad \text{m}$$

$$L_o = \frac{gT_p^2}{2\pi} = \frac{9.8(2^2)}{2\pi} = 6.24 \quad \text{m}$$

$$\xi_o = \frac{m_b}{\sqrt{H_{m0,o} / L_o}} = \frac{0.1}{\sqrt{0.175 / 6.24}} = 0.597$$

II) หาค่าความสูงคลื่นซัดจากสูตรของ Mase (1989)

$$R_{\max} = 2.32H_{m0,o}\xi_o^{0.77} = 2.32(0.175)0.597^{0.77} = 0.27 \quad \text{m}$$

$$R_{2\%} = 1.86H_{m0,o}\xi_o^{0.71} = 1.86(0.175)0.597^{0.71} = 0.23 \quad \text{m}$$

$$R_{1/10} = 1.70H_{m0,o}\xi_o^{0.71} = 1.70(0.175)0.597^{0.71} = 0.21 \quad \text{m}$$

$$R_{1/3} = 1.38H_{m0,o}\xi_o^{0.70} = 1.38(0.175)0.597^{0.70} = 0.17 \quad \text{m}$$

$$R_m = 0.88H_{m0,o}\xi_o^{0.69} = 0.88(0.175)0.597^{0.69} = 0.11 \quad \text{m}$$

**ตอบ**

## 7.8 สรุปท้ายบทที่ 7 (Summary of Chapter 7)

บทนี้อธิบายกระบวนการที่คลื่นไม่สม่ำเสมอเปลี่ยนแปลงรูปร่างเมื่อเข้าสู่ชายฝั่ง นั่นคือคลื่นมีความชันเพิ่มขึ้นจนถึงจุดจำกัดแล้วแตกตัว พลังงานสลายตัวเป็นความปั่นป่วน ส่วนหนึ่งเปลี่ยนเป็นการซัดขึ้นบนชายหาด แนวทางหลักในการวิเคราะห์มี 5 แบบ คือ แนวทางเชิงประสบการณ์ แนวทางคลื่นตัวแทน แนวทางความน่าจะเป็น แนวทางเชิงสเปกตรัม และแนวทางแปลงค่า ซึ่งแต่ละแนวทางมีจุดเด่นและข้อจำกัดแตกต่างกันตามความต้องการใช้งาน

แนวทางเชิงประสบการณ์ใช้สูตรทางสถิติหรือข้อมูลในภาคสนามหรือในห้องปฏิบัติการ เป็นวิธีที่ใช้ทำงานง่ายและเวลาคำนวณน้อย ไม่ต้องแก้สมการซัดซ้อน เหมาะกับงานออกแบบเบื้องต้นหรือกรณีที่มีข้อมูลจำกัด ความแม่นยำขึ้นกับเงื่อนไขที่สูตรนั้น ๆ ถูกพัฒนาขึ้นมา จึงอาจไม่ครอบคลุมทุกกรณี

แนวทางคลื่นตัวแทนใช้คลื่นตัวแทน เช่น ความสูงคลื่นนัยสำคัญ ความสูงคลื่นรากล้างสองเฉลี่ย เป็นวิธีที่คำนวณง่าย แต่อาจมีความคลาดเคลื่อนสูง จึงจำเป็นต้องปรับเทียบพารามิเตอร์เพื่อให้เหมาะกับคลื่นไม่สม่ำเสมอ

แนวทางความน่าจะเป็นพิจารณาคลื่นทีละลูก โดยถือว่าคลื่นหนึ่งลูกเทียบเท่าคลื่นสม่ำเสมอชุดหนึ่ง ผลลัพธ์ให้การแจกแจงความน่าจะเป็นของคลื่น แนวทางนี้ใช้เวลาคำนวณนานมาก และต้องการข้อมูลอินพุตที่ละเอียด จึงไม่เหมาะกับงานวิศวกรรมในทางปฏิบัติหรืองานออกแบบทั่วไป

แนวทางเชิงสเปกตรัมแยกคลื่นออกเป็นองค์ประกอบหลายความถี่ ใช้วิธีรวมผลตามพลังงานในแต่ละช่วงความถี่ ให้ข้อมูลด้านพลังงาน ความถี่ และรูปทรงของสเปกตรัมแบบละเอียด วิธีนี้ให้ความแม่นยำสูง แต่ต้องใช้เวลาในการคำนวณมาก และต้องมีสเปกตรัมอินพุตที่ดี

แนวทางแปลงค่าใช้พารามิเตอร์คลื่นหนึ่งตัว เช่น ความสูงคลื่นรากล้างสองเฉลี่ย แล้วแปลงเป็นตัวแทนอื่น เช่น ความสูงคลื่นที่มีนัยสำคัญ โดยอาศัยความสัมพันธ์เชิงประสบการณ์ระหว่างค่าต่าง ๆ ของคลื่น เป็นวิธีที่ใช้ง่าย ใช้เมื่อไม่ต้องการความละเอียดสูง ต้องระวังความถูกต้อง เพราะใช้การแปลงเชิงสถิติ ไม่ใช่การคำนวณจากสมการฟิสิกส์เต็มรูปแบบ

บทนี้ยังครอบคลุมการคำนวณการยกตัวของคลื่นโดยใช้ Radiation stress และวิธีทำซ้ำเชิงตัวเลข รวมถึงการทำนายความสูงคลื่นซัด สำหรับคลื่นไม่สม่ำเสมอด้วยสูตรเชิงประสบการณ์ และแนวทางเชิงสถิติเพื่อใช้ในการเตือนภัยในภาคสนาม การเลือกวิธีในการคำนวณหรือทำนายค่าต่าง ๆ ขึ้นกับความแม่นยำที่ต้องการ ข้อมูลที่มี และทรัพยากรการคำนวณ

## คำถามท้ายบทที่ 7

- 7.1 คลื่นไม่สม่ำเสมอที่มีความสูงของคลื่น  $H_{1/3,i} = 76$  cm,  $T_p = 3$  s เคลื่อนที่เข้าสู่ชายหาดที่มีโปรไฟล์ตามตารางที่กำหนด หาค่าการเปลี่ยนแปลงของ  $H_{1/3}$  โดยใช้สูตรของ Goda

$X$ (m)	58.8	55.2	51.5	47.9	44.2	40.5
$d$ (cm)	223.4	211.3	204.4	192.3	178.3	166
$X$ (m)	36.9	33.2	29.6	25.9	22.3	18.6
$d$ (cm)	153.1	143.1	132	110.9	80.7	43.9

- 7.2 คลื่นไม่สม่ำเสมอที่มีความสูงของคลื่นในน้ำลึก  $H_{rms,o} = 2$  m และคาบคลื่นสเปกตรัมสูงสุด  $T_p = 5$  s เคลื่อนที่ในแนวตั้งฉากเข้าสู่ชายหาดที่มีความลาดเอียงน้อยและเรียบ โดยสมมติให้มีการแจกแจงตัวของความสูงคลื่นแบบเรย์ลี ให้แบ่งคลื่นไม่สม่ำเสมอในเขตนอกชายฝั่งที่ความลึกน้ำ  $h = 10$  m. ออกเป็น 50 ส่วน โดยแต่ละส่วนมีความน่าจะเป็นของการเกิดเท่ากัน

- 7.3 คลื่นไม่สม่ำเสมอเคลื่อนที่เข้าหาชายหาดที่มีความลาดเอียงน้อยและเรียบในมุมเฉียง ตารางต่อไปนี้แสดงระยะทางจากแนวน้ำถึงฝั่ง ความลึกของน้ำ ตัวเลขคลื่น ความเร็วเฟส และค่า  $n$

$X$ (m)	$h$ (m)	$k$ (1/m)	$c$ (m/s)	$n$ (m)
75	2.70	0.509	4.114	0.677
70	2.60	0.514	4.075	0.685
65	2.40	0.526	3.984	0.704
60	2.30	0.532	3.934	0.713
55	2.20	0.540	3.881	0.723
50	2.10	0.547	3.825	0.733

หากความสูงคลื่นมีค่า  $H_{rms,i} = 0.65$  m. และ  $H_{1/3,i} = 0.92$  m. คาบคลื่น  $T_p = 3$  s และมุมคลื่น  $\alpha_i = 30^\circ$  ประมาณค่า  $H_{1/3}$  ที่  $X = 50$  m. โดยใช้แนวทางคลื่นตัวแทนและวิธีการแปลงจงหา ก) สำหรับแนวทางคลื่นตัวแทนให้ใช้สมการ (7.33), ข) สำหรับแนวทางการแปลง ใช้  $D_B$  แบบจำลองจาก Rattanapitikon and Sawanggun (2008) และสูตรการแปลงจากการแจกแจงแบบเรย์ลี

## เอกสารอ้างอิงบทที่ 7

- Ahrens, J.P., 1981. Irregular Wave Runup on Smooth Slopes. Coastal Engineering Technical Aid No. 81-17, Coastal Engineering Research Center, Waterways Experiment Station, US Army Corps of Engineers.
- Alsina, J.M. & Baldock, T.E., 2007. Improved representation of breaking wave energy dissipation in parametric wave transformation models. Coastal Engineering, 54, pp. 765-769.
- Apotsos, A., Raubenheimer, B., Elgar, S. & Guza, R.T., 2008. Testing and calibrating parametric wave transformation models on natural beaches. Coastal Engineering, 55, pp. 224-235.
- Baldock, T.E., Holmes, P., Bunker, S. & Van Weert, P., 1998. Cross-shore hydrodynamics within an unsaturated surf zone. Coastal Engineering, 34, pp. 173-196.
- Battjes, J.A. & Janssen, J.P.F.M., 1978. Energy loss and set-up due to breaking of random waves. In: Proc. 16th Coastal Engineering Conf., ASCE, pp. 569-589.
- Battjes, J.A. & Stive, M.J.F., 1985. Calibration and verification of a dissipation model for random breaking waves. J. Geophysical Research, 90(C5), pp. 9159-9167.
- Chawla, A., Haller, O. & Kirby, J.T., 1998. Spectral model for wave transformation and breaking over irregular bathymetry. J. Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering, ASCE 124(4), pp. 189-198.
- Dally, W.R., 1990. Random breaking waves: A closed-form solution for planar beaches. Coastal Engineering, 14, pp. 233-263.
- Dally, W.R., 1992. Random breaking waves: Field verification of a wave-by-wave algorithm for engineering application. Coastal Engineering, 16, pp. 369-397.
- Dally, W.R., Dean, R.G. & Dalrymple, R.A., 1985. Wave height variation across beach of arbitrary profile. J. Geophysical Research, 90(C6), pp. 11917-11927.
- Deigaard, R., Justesen, P. & Fredsoe, J., 1991. Modelling of undertow by a one-equation turbulence model. Coastal Engineering, 15, pp. 431-458.
- Goda, Y., 1970. A synthesis of breaker indices. Transactions of the Japan Society of Civil Engineers, 2, pp. 227-230.
- Goda, Y., 1975. Irregular wave deformation in the surf zone. Coastal Engineering in Japan, JSCE 18, pp. 13-26.
- Goda, Y., 2006. Examination of the influence of several factors on longshore current computation with random waves. Coastal Engineering, 53, pp. 157-170.

- Goda, Y., 2009. A performance test of nearshore wave height prediction with CLASH datasets. *Coastal Engineering*, 56, pp. 220-229.
- Grassa, J.M., 1990. Directional random waves propagation on beaches. In: Proc. 22nd Coastal Engineering Conf., ASCE, pp. 798-811.
- Holman, R.A., 1986. Extreme value statistics for wave run-up on a natural beach. *Coastal Engineering*, 9(6), pp. 527-544.
- Isobe, M., 1987. A parabolic equation model for transformation of irregular waves due to refraction, diffraction and breaking. *Coastal Engineering in Japan, JSCE* 30, pp. 33-47.
- Izumiya, T. & Horikawa, K., 1987. On the transformation of directional random wave under combined refraction and diffraction. *Coastal Engineering in Japan, JSCE* 30, pp. 85-101.
- Janssen, T.T. & Battjes, J.A., 2007. A note on wave energy dissipation over steep beaches. *Coastal Engineering*, 54, pp. 711-716.
- Kuriyama, Y., 1996. Model of wave height and fraction of breaking waves on a barred beach. In: Proc. 25th Coastal Engineering Conf., ASCE, pp. 247-259.
- Longuet-Higgins, M.S. & Stewart, R.W., 1964. Radiation stresses in water waves: a physical discussion with applications. *Deep Sea Research*, 11(4), pp. 529-562.
- Mase, H., 1989. Random wave runup height on gentle slope. *J. Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, 115(5), pp. 649-661.
- Mase, H. & Iwagaki, Y., 1982. Wave height distribution and wave grouping in surf zone. In: Proc. 18th Coastal Engineering Conf., ASCE, pp. 58-76.
- Mase, H. & Kirby, J.T., 1992. Hybrid frequency-domain KdV equation for random wave transformation. In: Proc. 23rd Coastal Engineering Conf., ASCE, pp. 474-487.
- Mase, H. & Kitano, T., 2000. Spectrum-based prediction model for random wave transformation over arbitrary bottom topography. *Coastal Engineering Journal, JSCE* 42, pp. 111-151.
- Miche, R., 1944. Mouvements ondulatoires des mers en profondeur constante on décroissante. *Ann. des Ponts et Chaussees*, Ch.114, pp.131-164, 270-292, and 369-406.
- Mizuguchi, M., 1982. Individual wave analysis of irregular wave deformation in the nearshore zone. In: Proc. 18th Coastal Engineering Conf., ASCE, pp. 485-504.
- Nairn, R.B., 1990. Prediction of Cross-shore Sediment Transport and Beach Profile Evolution. Dissertation, Department of Civil Eng., Imperial College, London.
- Nielsen, P. & Hanslow, D.J., 1991. Wave runup distributions on natural beaches. *J. Coastal Research*, 7(4), pp. 1139-1152.

- Panchang, V.G., Pearce, B.R. & Briggs, M.J., 1990. Numerical simulation of irregular wave propagation over shoal. *J. Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, ASCE 116(3), pp. 324-340.
- Rasmeemasuang, T. and Rattanapitikon, W., 2021. Predictions of run-up scale on coastal seawalls using a statistical formula. *Journal of Ocean Engineering and Marine Energy*, 7, pp. 173–187. <https://doi.org/10.1007/s40722-021-00195-x>.
- Rattanapitikon, W., 2008. Verification of significant wave representation method. *Ocean Engineering*, 35, pp. 1259-1270.
- Rattanapitikon, W., Karunchintadit, R. & Shibayama, T., 2003. Irregular wave height transformation using representative wave approach. *Coastal Engineering Journal*, JSCE 45, pp. 489-510.
- Rattanapitikon, W. & Sawanggun, S., 2008. Energy dissipation model for a parametric wave approach. *Songklanakarin Journal of Science and Technology*, 30(3), pp. 333-341.
- Rattanapitikon, W. & Shibayama, T., 1998. Energy dissipation model for regular and irregular breaking waves. *Coastal Engineering Journal*, JSCE 40, pp. 327-346.
- Rattanapitikon, W. & Shibayama, T., 2012. Verification and extension of Goda formulas for computing representative wave heights transformation. *Coastal Engineering Journal*, JSCE.
- Ruessink, B.G., Walstra, D.J.R. & Southgate, H.N., 2003. Calibration and verification of a parametric wave model on barred beaches. *Coastal Engineering*, 48, pp. 139-149.
- Shuto, N., 1974. Nonlinear long waves in a channel of variable section. *Coastal Engineering in Japan*, JSCE 17, pp. 1-12.
- Southgate, H.N. & Nairn, R.B., 1993. Deterministic profile modelling of nearshore processes, Part 1: Waves and currents. *Coastal Engineering*, 19, pp. 27-56.
- Thornton, E.B. & Guza, R.T., 1983. Transformation of wave height distribution. *J. Geophysical Research*, 88(C10), pp. 5925-5938.
- Ting, F.C.K., 2001. Laboratory study of wave and turbulence velocity in broad-banded irregular wave surf zone. *Coastal Engineering*, 43, pp. 183-208.
- USACE 2002. *Coastal Engineering Manual*. Engineer Manual 1110-2-1100, U.S. Army Corps of Engineers, Washington, D.C. (in 6 volumes). Available online at <http://chl.erdc.usace.army.mil/cem>.



## บทที่ 8

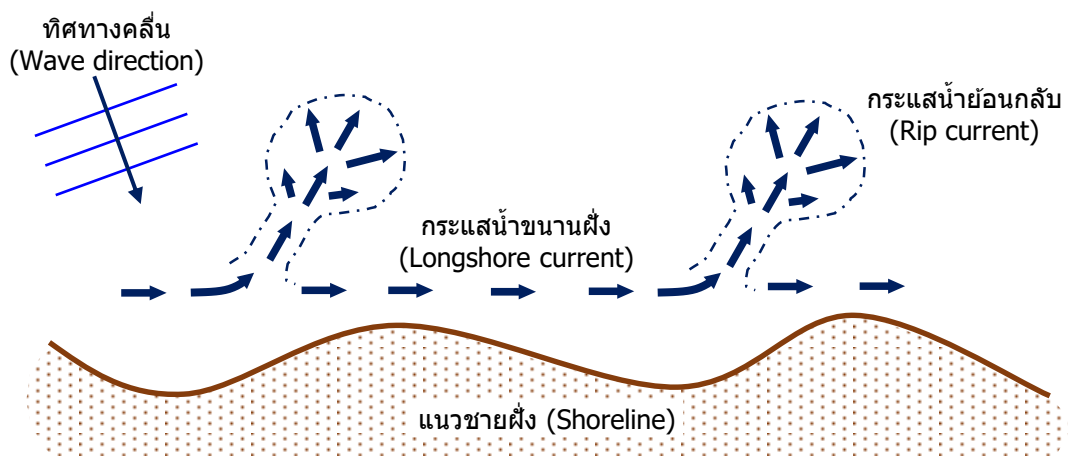
### กระแสน้ำใกล้ชายฝั่งที่เกิดจากคลื่น

#### (Wave-Induced Nearshore Currents)

กระแสน้ำใกล้ชายฝั่ง (Nearshore Currents) หลักมีอยู่ 4 ประเภท ซึ่งเกิดจากแรงทางกายภาพที่แตกต่างกันในทะเล ได้แก่ กระแสน้ำที่เกิดจากคลื่น (Wave-induced current), กระแสน้ำจากน้ำขึ้นน้ำลง (Tidal current), กระแสน้ำที่เกิดจากลม (Wind-induced current), และกระแสน้ำใต้ทะเล (Sub-stream current) บทนี้อธิบายเฉพาะกระแสน้ำที่เกิดจากคลื่นเท่านั้น หากคลื่นเคลื่อนที่เข้ามาหาชายฝั่ง การเคลื่อนที่ของมวลน้ำจะก่อให้เกิดกระแสน้ำขนานชายฝั่ง (Longshore current) และกระแสน้ำขวางแนวชายฝั่ง (Cross-shore current) กระแสน้ำขนานชายฝั่งจะไหลไปตามแนวชายฝั่งจนกระทั่งไหลกลับลงไปยังทะเล ส่งผลให้เกิดกระแสน้ำย้อนกลับ (Rip current) ซึ่งเป็นกระแสน้ำที่ไหลออกจากฝั่ง (โดยทั่วไปมีลักษณะแคบ) และมักเกิดในร่องระหว่างสันทรายหรือเขื่อนกันทรายและคลื่น (Jetties) การคำนวณกระแสน้ำตามแนวชายฝั่งและกระแสน้ำย้อนกลับ สามารถทำได้โดยใช้สมการความต่อเนื่องและสมการโมเมนตัม สำหรับกระแสน้ำขวางแนวชายฝั่ง การเคลื่อนที่ของมวลน้ำที่พัดพาเข้ามาหาชายฝั่งเนื่องจากคลื่นจะกระจุกตัวอยู่ระหว่างยอดคลื่นและท้องคลื่น เนื่องจากไม่มีฟลักซ์มวลสุทธิ (Net mass flux) เข้าฝั่ง การเคลื่อนที่ของมวลน้ำที่เกิดจากคลื่นเหนือท้องคลื่นถูกทำให้สมดุลด้วยกระแสน้ำตลบ (Undertow) ใต้ท้องคลื่น

#### 8.1 การหมุนเวียนของน้ำใกล้ชายฝั่ง (Nearshore Circulation)

การหมุนเวียนน้ำบริเวณใกล้ชายฝั่งส่วนใหญ่เกิดจากการแตกตัวของคลื่นที่เข้าฝั่งในลักษณะทำมุมเอียง กระแสน้ำที่เคลื่อนที่โดยคลื่นมีความสำคัญในการเคลื่อนที่และการกระจายตัวของตะกอนและมลพิษในบริเวณใกล้ชายฝั่ง รูปแบบกระแสน้ำบริเวณชายฝั่งใกล้เคียงโดยทั่วไปแสดงในภาพที่ 8.1



ภาพที่ 8.1 มุมมองแผนผังของระบบกระแสน้ำใกล้ชายฝั่ง

กระแสน้ำใกล้ชายฝั่งที่เฉลี่ยตามความลึกสามารถคำนวณได้จากสมการโมเมนตัม 2 มิติ (Momentum equation: ME) และสมการต่อเนื่อง (Continuity equation: CE) ดังนี้:

$$\text{ME ในทิศทาง } x: \quad U \frac{\partial U}{\partial x} + V \frac{\partial U}{\partial y} + g \frac{\partial \bar{\eta}}{\partial x} + F_{bx} - L_x + S_x = 0 \quad (8.1)$$

$$\text{ME ในทิศทาง } y: \quad U \frac{\partial V}{\partial x} + V \frac{\partial V}{\partial y} + g \frac{\partial \bar{\eta}}{\partial y} + F_{by} - L_y + S_y = 0 \quad (8.2)$$

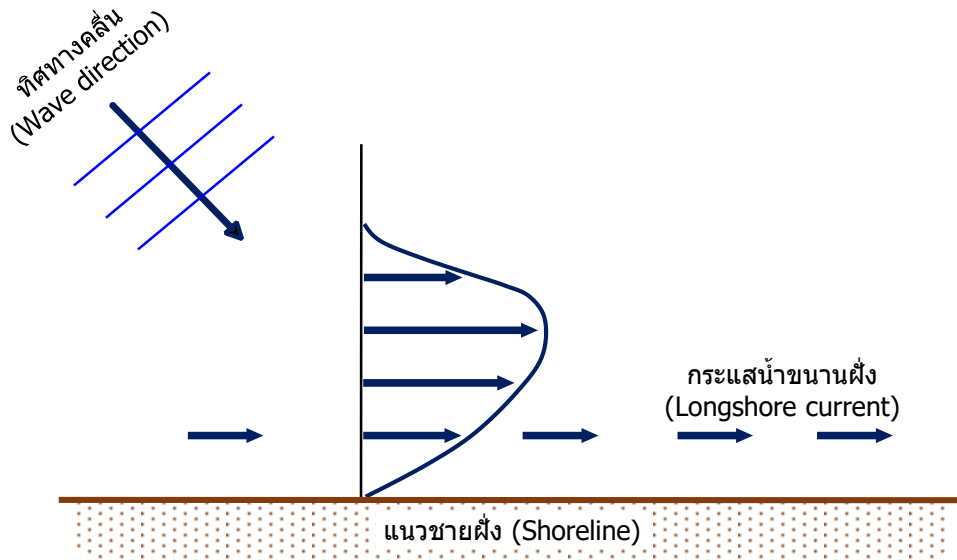
$$\text{CE:} \quad \frac{\partial(hU)}{\partial x} + \frac{\partial(hV)}{\partial y} = 0 \quad (8.3)$$

โดยที่  $U$  คือ กระแสน้ำขวางชายฝั่ง (Cross-shore current) ที่เฉลี่ยตามเวลาและความลึก,  $V$  คือ กระแสน้ำตามแนวชายฝั่ง (Longshore current) ที่เฉลี่ยตามเวลาและความลึก,  $x$  คือ ระยะทางในทิศทางขวางชายฝั่ง,  $y$  คือ ระยะทางในทิศทางตามแนวชายฝั่ง,  $\bar{\eta}$  คือ ระดับความสูงของผิวน้ำ,  $F_{bx}$  และ  $F_{by}$  คือ แรงเสียดทานที่พื้นในทิศทางขวางชายฝั่งและขนานชายฝั่ง,  $L_{mx}$  และ  $L_{my}$  คือ การผสมตามแนวชายฝั่งและขนานชายฝั่ง  $S_x$  และ  $S_y$  คือ Radiation stress ในทิศทางขวางชายฝั่งและทิศทางขนานชายฝั่ง และ  $h$  เป็นความลึกของน้ำเฉลี่ย

แรงหลัก คือ ฟลักซ์ของโมเมนตัมของคลื่นแตกตัว (Radiation stress) ซึ่งทำให้เกิดกระแสน้ำในทั้งทิศทางตามแนวชายฝั่งและทิศทางขวางชายฝั่ง

## 8.2 กระแสน้ำขนานชายฝั่ง (Longshore Current)

หากการเคลื่อนที่ของคลื่นไม่ได้เป็นแนวตั้งฉากกับแนวชายฝั่ง (ดูภาพที่ 8.2) การเคลื่อนที่ของมวลน้ำจะสร้างองค์ประกอบขนานชายฝั่ง ซึ่งจะกลายเป็นส่วนหนึ่งของกระแสน้ำตามแนวชายฝั่ง (Longshore current) โดยทั่วไปแล้ว กระแสน้ำตามแนวชายฝั่งจะมีค่าความเร็วเฉลี่ยประมาณ 0.3 เมตรต่อวินาทีหรือน้อยกว่า แต่ในช่วงที่เกิดพายุ ค่าความเร็วอาจเกิน 1 เมตรต่อวินาทีได้ ความเร็วของกระแสน้ำเหล่านี้ค่อนข้างคงที่ตลอดความลึก กระแสน้ำตามแนวชายฝั่งจะแรงที่สุดใกล้กับจุดที่คลื่นแตกตัว และค่อย ๆ ลดลงเมื่อเข้าไปใกล้ฝั่ง แต่จะลดลงอย่างรวดเร็วเมื่อเคลื่อนออกไปในทะเล กระแสน้ำเหล่านี้เกิดจากการแปรผันของฟลักซ์โมเมนตัมของคลื่นแตกตัว (Radiation stress) ซึ่งเป็นผลมาจากการสลายตัวของคลื่นที่เคลื่อนที่ท่ามุมกับชายฝั่ง กระแสน้ำสามารถคำนวณได้จากสมการโมเมนตัม



ภาพที่ 8.2 มุมมองแผนผังของกระแสน้ำขนานฝั่ง

สมการความสมดุลของโมเมนตัมในทิศทาง  $y$  ประกอบด้วยสามพจน์ ได้แก่ Radiation stress แรงเสียดทานที่พื้น และการผสมทางด้านข้าง Longuet-Higgins (1970) ได้ให้วิธีการวิเคราะห์เชิงง่ายสำหรับการคำนวณกระแสน้ำตามแนวชายฝั่งที่เกิดจากคลื่น ภายใต้สมมติฐานเกี่ยวกับความสม่ำเสมอของแนวชายฝั่งในด้านภูมิประเทศและความสูงคลื่น ทฤษฎีคลื่นเชิงเส้น (Linear wave theory) มุมของคลื่นแตกตัวที่มีขนาดเล็ก ชายหาดที่มีความลาดเอียงสม่ำเสมอ และการแตกตัวของคลื่นอิมัตว์ ( $H = \gamma_b h$ ) ในเขตคลื่นแตกตัว (Surf zone) ภายใต้สมมติฐานเหล่านี้ กระแสน้ำตามแนวชายฝั่งในเขตใกล้ชายฝั่งสามารถคำนวณได้จาก

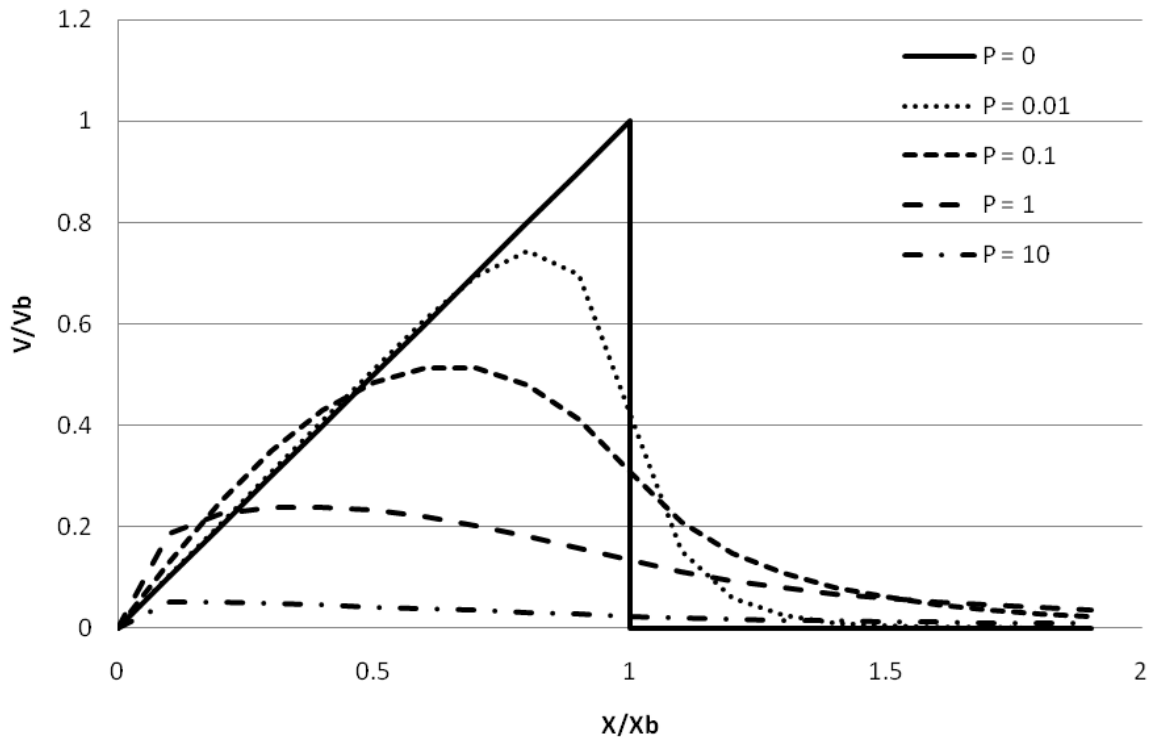
$$V_1 = \begin{cases} AX_1 + C_1 X_1^{P_1} & \text{for } 0 \leq X_1 \leq 1 \\ C_2 X_1^{P_2} & \text{for } X_1 > 1 \end{cases} \quad (8.4)$$

โดยที่

$$\begin{aligned} V_1 &= \frac{V}{V_b}; & X_1 &= \frac{X}{X_b}; & V_b &= \frac{5\pi}{16} \frac{\gamma_b g h_b}{C_f} \tan \beta \frac{\sin \alpha_b}{c_b}; \\ A &= \frac{1}{1-5P/2}; & C_1 &= \frac{A(P_2-1)}{P_1-P_2}; & C_2 &= \frac{A(P_1-1)}{P_1-P_2}; \\ P_1 &= -\frac{3}{4} + \sqrt{\frac{9}{16} + \frac{1}{P}}; & P_2 &= -\frac{3}{4} - \sqrt{\frac{9}{16} + \frac{1}{P}}; & P &= \pi \frac{K_e \tan \beta}{\gamma_b C_f} \end{aligned}$$

โดยที่  $V$  คือ กระแสน้ำตามแนวชายฝั่ง,  $X$  คือ ระยะทางในแนวตั้งฉากจากแนวชายฝั่ง,  $\gamma_b$  คือ ค่าคงที่ (= 0.8),  $\tan \beta$  คือ ความลาดชันของชายหาด,  $C_f$  คือ สัมประสิทธิ์แรงเสียดทานที่พื้น (0.005 - 0.01),  $\alpha$  คือ มุมยอดคลื่นเมื่อเทียบกับแนวเส้นความลึก (Contours) ของพื้นทะเล,  $K_e$  คือ ค่าคงที่ในพจน์การผสมในแนว

ด้านข้าง (0-0.016) และตัวห้อย  $s$  แทนตัวแปรที่จุดคลื่นแตกตัว การกระจายตัวในแนวตั้งฉากกับชายฝั่งของ กระแสตามแนวชายฝั่งซึ่งแสดงโดยสมการ (8.4) แสดงไว้ในภาพที่ 8.3



ภาพที่ 8.3 โปรไฟล์กระแสตามแนวชายฝั่งเมื่อไม่มีและมีการผสมในแนวข้าง (Lateral mixing)

Komar and Inman (1970) ได้สมการสำหรับคำนวณกระแสน้ำตามแนวชายฝั่งที่จุดกึ่งกลางเขต คลื่นแตกตัว ( $V_{mid}$ ) โดยอิงตามความสัมพันธ์ในการประเมินอัตราการเคลื่อนที่ของทรายตามแนวชายฝั่ง ซึ่ง แสดงได้ดังนี้

$$V_{mid} = 1.17\sqrt{gH_{rms,b}} \sin \alpha_b \cos \alpha_b \quad (8.5)$$

**ตัวอย่างที่ 8.1** คาบคลื่น 6 s และความสูง ( $H_{rms,i}$ ) 1.5 m. เคลื่อนที่เข้าหาฝั่งแบบเฉียงที่มุม ( $\alpha_i$ )  $30^\circ$  และ ความลึก 5 m. บนชายหาดที่มีความลาดเอียงสม่ำเสมอ 1/100 คลื่นจะแตกตัวที่ความสูง 1.65 m. ความลึก 2.03 m. มุม  $19.78^\circ$  ประมาณค่ากระแสน้ำตามแนวชายฝั่งบริเวณกลางเขตคลื่นแตกตัว ( $V_{mid}$ )

วิธีทำ

$$V_{mid} = 1.17\sqrt{gH_{rms,b}} \sin \alpha_b \cos \alpha_b \quad \text{m/s} \quad \text{ตอบ}$$

$$V_{mid} = 1.17\sqrt{9.8(1.65)} \sin(19.78) \cos(19.78) = 1.5 \quad \text{m/s} \quad \text{ตอบ}$$

**ตัวอย่างที่ 8.2** คลื่นน้ำลึกที่มีคาบ ( $T$ ) 6 s เคลื่อนที่ในทิศทางเฉียงที่มุม ( $\alpha_o$ )  $40^\circ$  บนชายหาดที่มีความลาดชันสม่ำเสมอ 1/100 คลื่นแตกตัวที่ความสูง 1.60 m. และความลึก 2.1 m. ถ้า  $\gamma_b = 0.8$ ,  $K_e = 0.01$  และ  $C_f = 0.01$  ให้คำนวณความเร็วของกระแสน้ำตามแนวชายฝั่งที่ระยะทาง 105 m และ 322.5 m. จากแนวชายฝั่ง

**วิธีทำ**

a) กำหนดตัวแปรพื้นฐาน

$$c_o = \frac{gT}{2\pi} = \frac{9.8(6)}{2\pi} = 9.36 \quad \text{m/s}$$

จากกฎของสเนลล์

$$\frac{\sin \alpha_o}{c_o} = \frac{\sin \alpha_b}{c_b}$$

$$V_b = \frac{5\pi}{16} \frac{\gamma_b g h_b}{C_f} \tan \beta \frac{\sin \alpha_b}{c_b} = \frac{5\pi}{16} \frac{(0.8)9.8(2.1)}{0.01} \frac{1}{100} \frac{\sin 40}{9.36} = 1.11 \quad \text{m/s}$$

$$x_b = \frac{h_b}{\tan \beta} = 2.1(100) = 210 \quad \text{m}$$

$$P = \pi \frac{K_e \tan \beta}{\gamma_b C_f} = \pi \frac{0.01(0.01)}{0.8(0.01)} = 0.039$$

$$A = \frac{1}{1 - 2.5P} = \frac{1}{1 - 2.5(0.039)} = 1.108$$

$$P_1 = -\frac{3}{4} + \sqrt{\frac{9}{16} + \frac{1}{P}} = -\frac{3}{4} + \sqrt{\frac{9}{16} + \frac{1}{0.039}} = 4.369$$

$$P_2 = -\frac{3}{4} - \sqrt{\frac{9}{16} + \frac{1}{P}} = -\frac{3}{4} - \sqrt{\frac{9}{16} + \frac{1}{0.039}} = -5.869$$

$$C_1 = \frac{A(P_2 - 1)}{P_1 - P_2} = \frac{1.108(-5.869 - 1)}{4.369 + 5.869} = -0.724$$

$$C_2 = \frac{A(P_1 - 1)}{P_1 - P_2} = \frac{1.108(4.369 - 1)}{4.369 + 5.869} = 0.355$$

b) การคำนวณกระแสน้ำที่ไหลตามแนวชายฝั่ง

ที่  $X = 105 \text{ m}$

$$X_1 = \frac{x}{x_b} = \frac{105}{210} = 0.5$$

$$V_1 = AX_1 + C_1 X_1^P = 1.108(0.5) - 0.724(0.5^{4.369}) = 0.519$$

$$V = V_1 V_b = 0.519(1.11) = 0.036 \text{ m/s}$$

ที่  $X = 322.5 \text{ m}$

$$X_1 = \frac{x}{x_b} = \frac{322.5}{210} = 1.5$$

$$V_1 = C_2 X_1^P = 0.355(1.5^{-5.869}) = 0.033$$

$$V = V_1 V_b = 0.033(1.11) = 0.036 \text{ m/s}$$

### 8.3 กระแสน้ำย้อนกลับ (Rip current)

กระแสน้ำย้อนกลับ (Rip current) เป็นกระแสน้ำที่มีความแรงและแคบ ซึ่งไหลออกสู่ทะเลในเขตใกล้ชายฝั่ง (ดูภาพที่ 8.4) กระแสน้ำไหลเชี่ยวได้รับการเสริมพลังจากกระแสน้ำตามแนวชายฝั่ง และมักเกิดขึ้นเป็นช่วง ๆ ตลอดแนวชายหาด เริ่มจากบริเวณริมน้ำ ผ่านโซนคลื่นแตก (surf zone) และไหลออกไปไกลเกินแนวคลื่นแตก กระแสน้ำย้อนกลับสามารถเกิดขึ้นได้กับชายหาดทุกแห่งที่มีคลื่นแตก รวมถึงชายฝั่งทะเลสาบขนาดใหญ่ด้วย

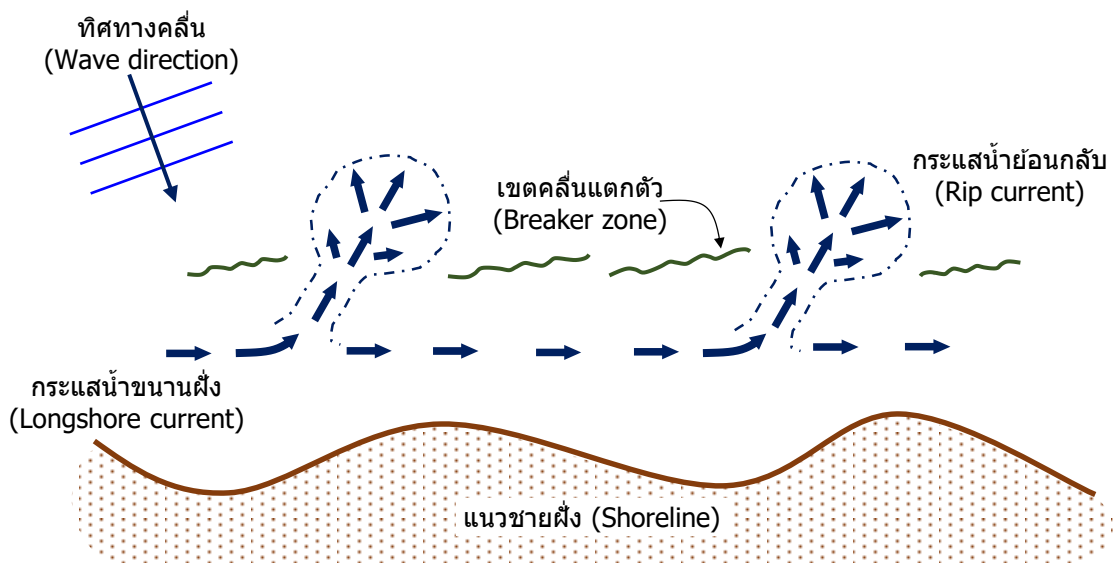
กระแสน้ำย้อนกลับมักเกิดขึ้นบริเวณหลุมตื้นหรือช่องว่างของสันดอนทราย รวมถึงใกล้สิ่งปลูกสร้างริมชายฝั่ง เช่น รอดักทราย เขื่อนปากแม่น้ำกันทรายและคลื่น และท่าเทียบเรือ กระแสน้ำย้อนกลับอาจมีความกว้างเพียงแคบ ๆ หรือกว้างหลายร้อยหลา แรงดึงออกสู่ทะเลของกระแสน้ำก็แตกต่างกันไป บางครั้งสิ้นสุดแค่ถัดจากแนวคลื่นแตก แต่บางครั้งสามารถไหลต่อเนื่องออกไปไกลหลายร้อยหลานอกชายฝั่ง

กระแสน้ำย้อนกลับเกิดขึ้นเมื่อคลื่นซัดเข้าฝั่งและผลักดันน้ำขึ้นสู่ฝั่ง ทำให้ปริมาณน้ำสะสมในโซนคลื่นแตกมากผิดปกติ เมื่อน้ำต้องการกลับสู่สมดุล มันจะไหลกลับสู่ทะเลตามช่องทางที่มีความต้านทานน้อยที่สุด ซึ่งมักเป็นช่องว่างของสันดอนทราย บริเวณนี้เองที่กระแสน้ำไหลย้อนมีความแรงที่สุด เมื่อมวลน้ำไหลผ่านช่องแคบออกไปแล้ว มันจะเริ่มกระจายตัวออกด้านข้าง ทำให้ความเร็วและความแรงของกระแสน้ำลดลงอย่างมาก

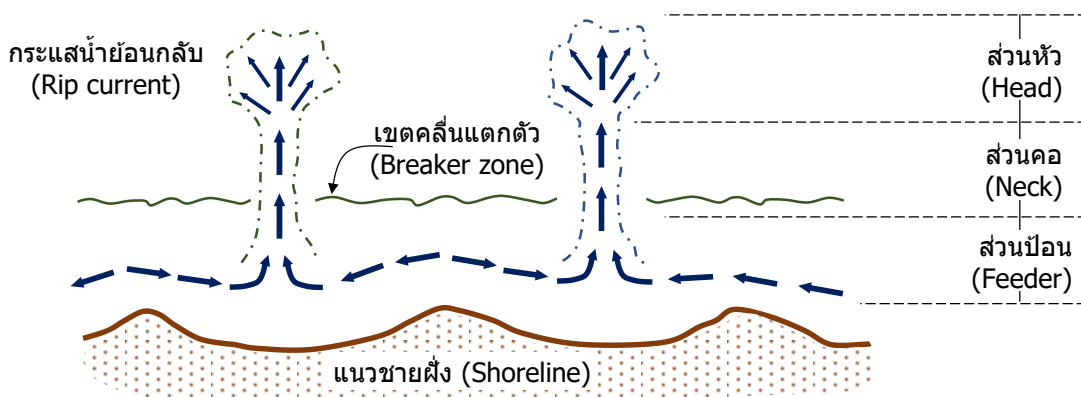
การไหลออกจากฝั่งที่แรงของกระแสน้ำย้อนกลับสามารถทำให้เกิดการกัดเซาะพื้นทะเลและเป็นอันตรายต่อผู้ว่ายน้ำ กระแสน้ำย้อนกลับเป็นสาเหตุหลักของการเสียชีวิตของผู้ว่ายน้ำ มันเป็นอันตรายมากสำหรับผู้ว่ายน้ำไม่แข็งหรือว่ายน้ำไม่เป็น และแม้แต่คนที่ว่ายน้ำที่แข็งแรงก็อาจตกอยู่ในอันตรายได้ ความเร็วของ

กระแสไหลย้อนมักอยู่ที่ 0.3 ถึง 0.6 เมตรต่อวินาที และเคยวัดได้สูงถึง 2.4 เมตรต่อวินาที ซึ่งอาจเร็วกว่า นักกีฬาว่ายน้ำด้วยซ้ำ การเสียชีวิตเกิดขึ้นเมื่อผู้ที่ถูกพัดออกนอกชายฝั่งไม่สามารถลอยตัวหรือว่ายกลับเข้าฝั่งได้ เนื่องจากความกลัว ความตื่นตระหนก ความเหนื่อยล้า หรือทักษะการว่ายน้ำที่ไม่เพียงพอ เมื่อหมดแรง พวกเขาสามารถจมน้ำได้อย่างง่ายดายหากไม่มีสิ่งพยุงตัว

ปัจจุบันยังไม่มีสูตรง่ายๆ สำหรับการคำนวณกระแสน้ำย้อนกลับ การคำนวณต้องทำควบคู่กับการคำนวณกระแสน้ำตามแนวชายฝั่งโดยใช้สมการ (8.1) - (8.3) รูปแบบการหมุนเวียนของกระแสน้ำมีความพลวัตเปลี่ยนแปลงไปตามพื้นที่และเวลา ปัจจุบันยังไม่มีวิธีการและแม่นยำที่สามารถทำนายการเกิดกระแสน้ำย้อนกลับ หรือการเว้นระยะห่างระหว่างกระแสน้ำย้อนกลับ



ก. ลักษณะของกระแสน้ำย้อนกลับ



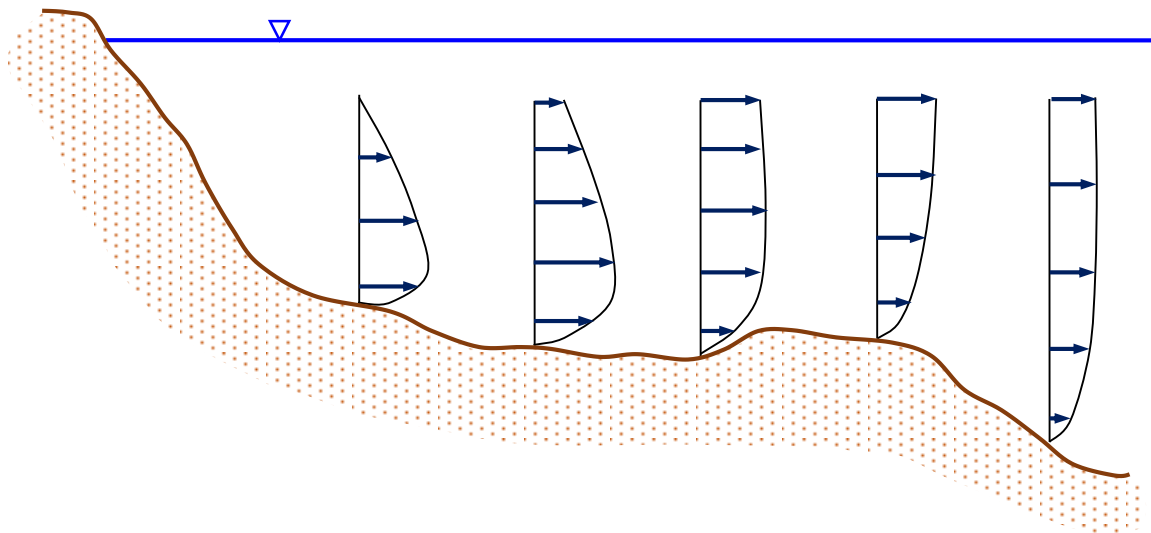
ข. ส่วนประกอบของกระแสน้ำย้อนกลับ

ภาพที่ 8.4 ลักษณะของกระแสน้ำย้อนกลับ

## 8.4 กระแสน้ำขวางชายฝั่ง (Cross-Shore Current)

เมื่อคลื่นเคลื่อนตัวเข้าสู่ชายฝั่ง การเคลื่อนที่ของมวลน้ำที่เกิดจากคลื่นเมื่อเข้าหาชายหาดจะรวมตัวอยู่ระหว่างยอดคลื่นและท้องคลื่น เนื่องจากไม่มีฟลักซ์มวลสุทธิ (Net mass flux) เข้าฝั่ง การเคลื่อนที่ของมวลน้ำที่เกิดจากคลื่นเหนือท้องคลื่นจะถูกแทนด้วยกระแสที่กลับ (Undertow) ที่อยู่ใต้ท้องคลื่น เนื่องจากฟลักซ์มวล (Mass flux) ที่เกิดจากการม้วนตัวของผิวน้ำ (Surface roller) ในคลื่นที่แตกตัว ความเร็วการเคลื่อนที่ของมวลน้ำที่เกิดจากคลื่นแตกตัวจึงมากกว่าความเร็วที่เกิดจากคลื่นที่ไม่แตก (Hansen and Svendsen, 1984) ภาพที่ 8.5 แสดงตัวอย่างทั่วไปของโปรไฟล์กระแสน้ำไหลย้อนกลับข้ามชายฝั่งในแนวตั้งฉากกับแนวชายฝั่ง

แม้ว่าขนาดขององค์ประกอบการไหลเฉลี่ยตามเวลาของกระแสน้ำเหล่านี้จะน้อยกว่าองค์ประกอบแบบ Oscillatory แต่มีผลอย่างมากต่อการเคลื่อนที่ของตะกอน โดยเฉพาะในทิศทางเข้าและออกจากฝั่ง ในช่วงหลายทศวรรษที่ผ่านมา มีแบบจำลองหลายแบบพัฒนาขึ้นและให้ผลลัพธ์ที่น่าพึงพอใจในการคำนวณความเร็วเฉลี่ยตามเวลา (เช่น แบบจำลองของ Svendsen, 1984b; Hansen and Svendsen, 1984; Stive and Wind, 1986; Okayasu, 1989; Rattanapitikon and Shibayama, 2000; Aagaard et al., 2002; Tajima and Madsen, 2006)



ภาพที่ 8.5 โปรไฟล์กระแสน้ำไหลย้อนกลับข้ามชายฝั่งในแนวตั้งฉากกับแนวชายฝั่ง

### 8.4.1 โพรไฟล์กระแสน้ำตลบ (Undertow) ที่เกิดจากคลื่นสม่ำเสมอ

สมการควบคุมหลายสมการสามารถใช้ในการคำนวณโพรไฟล์กระแสน้ำตลบ วิธีการที่ง่ายที่สุดนั้นอิงตามสมมติฐานความหนืดของกระแสน้ำวน (Eddy viscosity model) โดยการพิจารณาค่าเฉลี่ยตามเวลา สมมติฐานความหนืดของกระแสน้ำวนสามารถแสดงได้ดังนี้

$$\tau = \mu_t \frac{\partial U}{\partial z} = \rho \nu_t \frac{\partial U}{\partial z} \quad (8.6)$$

โดยที่  $\tau$  คือ ความเค้นเฉือน (Shear stress) เฉลี่ยตามเวลา,  $\mu_t$  คือ ความหนืดพลวัต (Dynamic viscosity) เฉลี่ยตามเวลา,  $\rho$  คือ ความหนาแน่นของของไหล,  $\nu_t$  คือ ความหนืดจลนศาสตร์ (Kinematic viscosity) เฉลี่ยตามเวลา,  $U$  คือ ความเร็วเฉลี่ยหรือกระแสน้ำตลบ และ  $z$  คือ พิกัดในแนวตั้งที่วัดจากพื้น สังเกตว่านักวิจัยหลายคนได้อนุมานสมการโพรไฟล์กระแสน้ำตลบโดยอิงจากสมการ (8.6) เช่น Rattanapitikon and Shibayama (2000), and Tajima and Madsen (2006)

เพื่อแก้แบบจำลองความหนืดของกระแสน้ำวน (Eddy viscosity) [สมการ (8.6)] จำเป็นต้องทราบค่าของ  $\tau / \nu_t$  และระบุเงื่อนไขขอบเขตของความเร็วหนึ่งด้วย โดยใช้ความเร็วเฉลี่ย (ค่าเฉลี่ยในแนวตั้งจากพื้นถึงท้องคลื่น  $U_m$ ) ใช้เป็นเงื่อนไขขอบเขตของสมการ (8.6)

จากการทดลองของ Okayasu et al. (1988) สามารถเขียน สูตรของ  $\tau / \nu_t$  สามารถแสดงได้ดังนี้

$$\frac{\tau}{\nu_t} = \rho^{2/3} D_B^{1/3} \left[ \frac{k_1}{d_t} + \frac{k_2}{z} \right] \quad (8.7)$$

โดยที่  $D_B$  คือ อัตราการสลายพลังงานของคลื่นที่แตก,  $d_t$  คือ ความลึกน้ำที่ท้องคลื่น และ  $k_1$  และ  $k_2$  คือ ค่าสัมประสิทธิ์

แทนที่สมการ (8.7) ลงในสมการ (8.6) จากนั้นทำการอินทิเกรตและใช้ความเร็วเฉลี่ยของกระแสน้ำย้อนกลับ  $U_m = \frac{1}{d_t} \int_0^{d_t} U dz$  เป็นเงื่อนไขขอบเขต ผลลัพธ์จะได้เป็น

$$U = \left( \frac{D_B}{\rho} \right)^{1/3} \left[ k_1 \left( \frac{z}{d_t} - \frac{1}{2} \right) + k_2 \left( \ln \frac{z}{d_t} + 1 \right) \right] + U_m \quad (8.8)$$

ตามลักษณะของรูปคลื่นที่แตกตัว ซึ่งสังเกตได้ Svendsen et al. (1978) แนะนำให้แบ่งเขตคลื่นแตกตัวออกเป็น เขตเปลี่ยนผ่าน (Transition zone) และเขตภายในคลื่นแตกตัว (Inner surf zone) ผลการทดลองของ Okayasu (1989) แสดงให้เห็นว่าความปั่นป่วนที่เกิดจากคลื่นแตกตัวใน Transition zone นั้นแตกต่างจาก Inner surf zone เนื่องจากกลไกของความปั่นป่วนที่เกิดจากคลื่นแตกตัว (หรือ Surface roller) ในทั้งสองโซนมีความแตกต่างกัน จึงจำเป็นต้องมีการจัดการที่แตกต่างกัน เพื่อรวมผลกระทบของ Transition zone อย่างง่าย สมการ (8.8) สามารถเขียนได้ดังนี้

$$U = k_3 \left( \frac{D_B}{\rho} \right)^{1/3} \left[ k_1 \left( \frac{z}{d_t} - \frac{1}{2} \right) + k_2 \left( \ln \frac{z}{d_t} + 1 \right) \right] + U_m \quad (8.9)$$

โดยที่  $k_3$  ค่าสัมประสิทธิ์ที่นำเสนอในที่นี้ใช้เพื่อพิจารณาอิทธิพลของ Transition zone จากแบบจำลอง bore (Thornton and Guza, 1983)  $D_B$  สามารถแสดงเป็น

$$D_B = \frac{\rho g H^3}{4T h} \quad (8.10)$$

โดยที่  $g$  คือ ความเร่งเนื่องจากแรงโน้มถ่วง,  $H$  คือ ความสูงของคลื่น,  $T$  คือ คาบคลื่น และ  $h$  คือ ความลึกของน้ำเฉลี่ย จากการปรับเทียบกับข้อมูลการทดลอง 6 แห่ง Rattanapitikon and Shibayama (2000) ได้เสนอวิธีการคำนวณโปรไฟล์กระแสน้ำย้อนกลับภายใต้คลื่นปกติดังนี้

$$U = b_1 \left( \frac{D_B}{\rho} \right)^{1/3} \left[ b_2 \left( \frac{z}{d_t} - \frac{1}{2} \right) - 0.21 \left( \ln \frac{z}{d_t} + 1 \right) \right] + U_m \quad (8.11)$$

โดยที่  $b_1$  และ  $b_2$  คือ ค่าสัมประสิทธิ์ และแสดงได้ดังนี้

$$b_1 = \begin{cases} 0.3 + 0.7 \frac{x_b - x}{x_b - x_t} & , \text{ transition zone} \\ 1 & , \text{ inner zone} \end{cases} \quad (8.12)$$

$$b_2 = \begin{cases} \frac{x_b - x}{x_b - x_t} & , \text{ transition zone} \\ 1 & , \text{ inner zone} \end{cases} \quad (8.13)$$

โดยที่  $x$  คือ ตำแหน่งในทิศทางขวางชายฝั่ง  $x_b$  คือ ตำแหน่งที่คลื่นแตกตัว และ  $x_t$  คือ ตำแหน่ง Transition

#### 8.4.2 ความเร็วเฉลี่ยของกระแสน้ำตลบที่เกิดจากคลื่นสม่ำเสมอ

##### (Mean Undertow Velocity Induced by Regular Waves)

ในการคำนวณความเร็วของกระแสน้ำตลบอย่างแม่นยำ ควรทราบความเร็วเฉลี่ยของกระแสน้ำย้อนกลับ (ค่าเฉลี่ยตามแนวตั้งจากพื้นถึงท้องคลื่น) ซึ่งใช้เป็นเงื่อนไขขอบเขต แนวคิดที่นิยมใช้ในการคำนวณความเร็วเฉลี่ยของกระแสน้ำตลบ ( $U_m$ ) คือ แนวคิดของ Svendsen (1984b) เขาเสนอให้แยกความเร็วเฉลี่ย ( $U_m$ ) ออกเป็นสองส่วน คือ ส่วนที่เกิดจากการเคลื่อนที่ของคลื่น (Wave motion) ( $U_w$ ) และอีกส่วนหนึ่งเกิดจาก Surface roller ( $U_r$ ):

$$U_m = U_w + U_r \quad (8.14)$$

นักวิจัยก่อนหน้านี้อาจเสนอสูตรต่าง ๆ สำหรับการคำนวณ  $U_m$  ดังนี้

ก) Svendsen (1984b) เสนอให้คำนวณความเร็วเฉลี่ยโดยใช้

$$U_m = -B_o c \left( \frac{H}{h} \right)^2 - 0.9 \frac{H^2}{Th} \quad (8.15)$$

โดยที่  $B_o = \frac{1}{T} \int_0^T (\eta/H)^2 dt$  คือ พารามิเตอร์รูปร่างคลื่น ซึ่งเท่ากับ  $1/8$  สำหรับคลื่นไซน์ (Sinusoidal waves),  $c$  คือ ความเร็วเฟส,  $\eta$  คือ ระดับความสูงผิวน้ำที่วัดจากระดับน้ำเฉลี่ย และ  $t$  คือ เวลา Svendsen (1984b) แนะนำให้ใช้  $B_o = 0.08$  ในขณะที่ Hansen and Svendsen (1987) แนะนำให้ใช้  $B_o = 0.09$

ข) Stive and Wind (1986) เสนอสูตรเชิงประสบการณ์สำหรับการคำนวณความเร็วเฉลี่ยสำหรับเขตคลื่นแตกตัวทั้งหมด โดยความถูกต้องของสูตรนี้ได้รับการยืนยันโดยข้อมูลจากห้องปฏิบัติการของ Stive and Wind (1986) และ Hansen and Svendsen (1984)

$$U_m = -0.1H \sqrt{\frac{g}{h}} \quad (8.16)$$

ค่าคงที่ 0.1 มาจากการปรับเทียบกับข้อมูลจากห้องปฏิบัติการ อย่างไรก็ตาม Stive and Battjes (1984) แนะนำให้ใช้สัมประสิทธิ์นี้เป็น 0.125

ค) De Vriend and Stive (1987) ใช้แนวคิดเดียวกันกับ Stive and Wind (1986) ว่าฟลักซ์มวล (Mass flux) ในชั้นผิวน้ำถูกแทนด้วยกระแสน้ำย้อนกลับในชั้นล่าง แต่มีการขยายความแตกต่างกัน ฟลักซ์มวลในเขตคลื่นแตกตัวสมมติว่าเกิดจากสองส่วน ส่วนหนึ่งเกิดจากคลื่นที่เคลื่อนที่ไปข้างหน้า (Progressive waves) และอีกส่วนหนึ่งเกิดจาก Surface roller

$$U_m = -\frac{gH^2}{8cd_t} - \frac{7ghH^2}{8Lcd_t} \quad (8.17)$$

ค่าคงที่ 0.1 มาจากค่าที่เหมาะสมที่สุดกับข้อมูลในห้องปฏิบัติการ อย่างไรก็ตาม Stive and Battjes (1984) แนะนำให้ใช้สัมประสิทธิ์นี้เป็น 0.125

ง) Hansen and Svendsen (1987) ปรับเปลี่ยนสูตรของ Svendsen (1984b) โดยแนะนำรูปแบบใหม่ของพื้นที่หน้าตัดของ Surface roller และได้รูปแบบใหม่ของ  $U_m$

$$U_m = -0.7B_o c \left( \frac{H}{h} \right)^2 - 0.07 \frac{cH}{h} \quad (8.18)$$

จ) Rattanapitikon and Shibayama (2000) เสนอสูตรโดยอิงจากการวิเคราะห์ของสูตรกระแสน้ำย้อนกลับที่มีอยู่อีกครั้ง สูตรนี้ได้รับการตรวจสอบโดยใช้ข้อมูลจากห้องปฏิบัติการจาก 6 แหล่ง ผลลัพธ์คือ

$$U_m = -0.76 \frac{B_o g H^2}{ch} - 1.12b \frac{B_o c H}{h} \quad (8.19)$$

โดยที่

$$B_o = 0.125 + 0.60m_b - 0.089 \frac{H}{h} \quad (8.20)$$

$$b = \begin{cases} 0, & \text{offshore zone} \\ \frac{1/\sqrt{H} - 1/\sqrt{H_b}}{1/\sqrt{H_t} - 1/\sqrt{H_b}}, & \text{transition zone} \\ 1, & \text{inner surf zone} \end{cases} \quad (8.21)$$

โดยที่  $b$  คือ สัมประสิทธิ์ที่ใช้ในการพิจารณาการเติบโตของ Surface roller และ  $m_b$  คือ ความลาดชันของชายหาด

สรุปสูตรที่เลือกใช้สำหรับการคำนวณความเร็วเฉลี่ยของกระแสน้ำย้อนกลับสำหรับคลื่นสม่ำเสมอแสดงในตาราง 8.1

ตารางที่ 8.1 แบบจำลองใต้น้ำเฉลี่ยที่มีอยู่สำหรับคลื่นสม่ำเสมอ

นักวิจัย	สูตร
Svendsen (1984b)	$U_m = -B_o c \left(\frac{H}{h}\right)^2 - 0.9 \frac{H^2}{Th}$
Stive and Wind (1986)	$U_m = -0.1H \sqrt{\frac{g}{h}}$
De Vriend and Stive (1987)	$U_m = -\frac{gH^2}{8cd_t} - \frac{7ghH^2}{8Lcd_t}$
Hansen and Svendsen (1987)	$U_m = -0.7B_o c \left(\frac{H}{h}\right)^2 - 0.07 \frac{cH}{h}$
Rattanapitikon and Shibayama (2000a)	$U_m = -0.76 \frac{B_o g H^2}{ch} - 1.12b \frac{B_o c H}{h}$

### 8.4.3 ความกว้างของเขตเปลี่ยนผ่าน (Width Of Transition Zone)

ความกว้างของเขตเปลี่ยนผ่าน (Transition zone) นิยามว่าเป็นระยะทางจากจุดที่คลื่นแตกตัวไปยังจุดที่คลื่นมี bore-like wave ที่ค่อนข้างเสถียร (Svendsen et al., 1978) การเปลี่ยนแปลงของความสูงคลื่นและระดับน้ำเฉลี่ยภายใน Transition zone มีความแตกต่างอย่างมากจาก Inner surf zone โดยความสูงคลื่นจะลดลงอย่างรวดเร็วและระดับน้ำเฉลี่ยค่อนข้างคงที่ จากนั้นเกิดการเปลี่ยนแปลงความชันที่ Transition point (Svendsen, 1984a, and Basco and Yamashita, 1986). Nairn et al. (1990) ใช้ระดับน้ำเฉลี่ยในการนิยาม Transition point อย่างไรก็ตาม ในการทดลองบางครั้งไม่พบการเปลี่ยนแปลงในความชันของระดับน้ำเฉลี่ย ในสถานการณ์เช่นนี้จำเป็นต้องใช้การเปลี่ยนแปลงของความสูงคลื่นในการนิยาม Transition point ซึ่งสามารถนิยามได้ว่าเป็นจุดหลังจากการลดลงของความสูงคลื่นอย่างรวดเร็วตามที่ Basco and Yamashita (1986) ชี้ให้เห็น อีกหนึ่งเกณฑ์ในการนิยาม Transition point ใช้โดย Okayasu (1989) จากการสังเกตกระแสน้ำวนที่เกิดขึ้นด้านหน้ายอดคลื่นด้วยสายตา Okayasu (1989) ได้นิยาม Transition point ว่าเป็นจุดที่เกิด Bore-like wave ซึ่งพัฒนาเต็มที่แล้ว น่าสนใจที่ผลการทดลองของ Okayasu et al. (1988) and Nadaoka et al. (1982) แสดงให้เห็นว่าความเร็วเฉลี่ยตามเวลาสูงสุดเกิดขึ้นที่ Transition point สรุปได้ว่ามี 4 เกณฑ์ที่สามารถใช้ในการนิยาม Transition point ได้แก่ ระดับน้ำเฉลี่ย ความสูงคลื่น ความเร็วเฉลี่ยตามเวลา และ Bore formation

Basco and Yamashita (1986) เสนอความสัมพันธ์ Transition point กับพารามิเตอร์ความคล้ายคลึงการแตกตัว ณ เขตน้ำลึก (Surf similarity parameter at deepwater,  $\xi_o$ ) Okayasu (1989) แสดงให้เห็นถึงความสัมพันธ์ระหว่างพารามิเตอร์ไร้มิติของความลึกที่มีการเปลี่ยนแปลง (Transition depth) ( $d_r / d_b$ ) กับ  $\xi_o$  และเสนอความสัมพันธ์ระหว่าง  $d_r / d_b$  กับความลาดชันของชายหาด ( $m_b$ ) Nairn et al. (1990) เสนอความสัมพันธ์ Transition point กับพารามิเตอร์ความคล้ายคลึงการแตกตัว ณ จุดแตกตัว (Surf similarity parameter at deepwater,  $\xi_b$ ) โดยใช้ข้อมูลจากห้องปฏิบัติการของ Okayasu et al. (1988), Okayasu (1989), and Nadaoka et al. (1982), Rattanapitikon (1995) เสนอสูตรเชิงประสบการณ์สำหรับการคำนวณความลึกที่มีการเปลี่ยนแปลง (Transition depth) ดังนี้

$$d_r = (0.866 - 1.463\xi_b)d_b \quad (8.22)$$

โดยที่  $\xi_o = m_b / \sqrt{H_o / L_o}$  คือ พารามิเตอร์ความคล้ายคลึงการแตกตัว ณ เขตน้ำลึก  $\xi_b = m_b / \sqrt{H_b / L_b}$  คือ พารามิเตอร์ความคล้ายคลึงการแตกตัว ณ จุดแตกตัว  $d_r$  คือ ความลึกน้ำนิ่ง ณ ตำแหน่ง Transition  $d_b$  คือ ความลึกน้ำนิ่ง ณ ตำแหน่งแตกตัว  $m_b$  คือ ความลาดชันของชายหาด  $H_o$  คือ ความสูงคลื่น ณ เขตน้ำลึก  $L_o$  คือ ความยาวคลื่น ณ เขตน้ำลึก  $H_b$  คือ ความสูงคลื่นแตกตัว และ  $L_b$  คือ ความยาวคลื่นแตกตัว

#### 8.4.4 โปรไฟล์กระแสน้ำตลบที่เกิดจากคลื่นไม่สม่ำเสมอ (Undertow Profile Induced By Irregular Waves)

คลื่นไม่สม่ำเสมอ (Irregular wave) มีความซับซ้อนมากกว่าคลื่นสม่ำเสมอ (Regular wave) โดยแตกต่างจากคลื่นสม่ำเสมอที่มีจุดแตกตัวของคลื่นที่กำหนดได้ชัดเจน คลื่นไม่สม่ำเสมอไม่มีจุดแตกตัวที่ชัดเจน คลื่นที่สูงที่สุดมักจะแตกตัวในระยะที่ไกลที่สุดจากชายฝั่ง ดังนั้น ความปั่นป่วนที่เกิดจากการแตกตัวของคลื่นไม่สม่ำเสมอจะเกิดขึ้นในพื้นที่กว้างกว่าคลื่นสม่ำเสมออย่างมาก อิงจากแนวทางคลื่นตัวแทน (Representative wave approach) แบบจำลองกระแสน้ำย้อนกลับสำหรับคลื่นสม่ำเสมอ [สมการ (8.9)] สามารถนำมาใช้คำนวณกระแสน้ำย้อนกลับที่เกิดจากคลื่นไม่สม่ำเสมอได้ โดยที่ความสูงและคาบคลื่นของคลื่นไม่สม่ำเสมอจะแทนด้วยความสูงคลื่นรากกำลังสองเฉลี่ย ( $H_{rms}$ ) และคาบคลื่นสูงสุดของสเปกตรัม ( $T_p$ )

โดยใช้แนวคิดของ Battjes and Janssen (1978) สมการ (8.10) ปรับเปลี่ยนสำหรับคำนวณอัตราการสลายพลังงาน (Energy dissipation rate) ของคลื่นไม่สม่ำเสมอที่แตกตัว

$$D_B = \frac{Q_b \rho g H_{rms}^3}{4T_p h} \quad (8.23)$$

โดยที่  $Q_b$  คือ อัตราส่วนของคลื่นที่แตกตัว ซึ่งสามารถคำนวณได้จากการอนุพันธ์ของ Battjes and Janssen (1978) ดังนี้

$$\frac{1-Q_b}{-\ln Q_b} = \left( \frac{H_{rms}}{H_b} \right)^2 \quad (8.24)$$

โดยที่  $H_b$  คือ ความสูงคลื่นที่แตกตัวซึ่งสามารถคำนวณได้โดยใช้เกณฑ์การแตกตัวของคลื่นของ Goda (1970) ดังนี้

$$H_b = 0.1L_o \left\{ 1 - \exp \left[ -1.5 \frac{\pi h}{L_o} (1 + 15m_b^{4/3}) \right] \right\} \quad (8.25)$$

โดยที่  $L_o$  คือ ความยาวคลื่นน้ำลึกที่สัมพันธ์กับคาบคลื่นสูงสุดของสเปกตรัม และ  $m_b$  คือ ความลาดชันของพื้นที่ตื้นน้ำ ค่าสัมประสิทธิ์ 0.1 อ้างอิงตาม Rattanapitikon and Shibayama (1998)

เมื่อแทนสมการ (8.23) ลงในสมการ (8.9) โปรไฟล์ของกระแสน้ำตลบ (Undertow profile) สามารถแสดงได้ดังนี้

$$U = \left( \frac{Q_b g H_{rms}^3}{4T_p h} \right)^{1/3} \left[ k_4 \left( \frac{z}{d_t} - \frac{1}{2} \right) + k_5 \left( \ln \frac{z}{d_t} + 1 \right) \right] + U_m \quad (8.26)$$

โดยที่ค่าสัมประสิทธิ์  $k_4$  และ  $k_5$  สามารถคำนวณได้จากการปรับเทียบสูตร ควรใช้สมการ (8.26) ด้วยความระมัดระวังเนื่องจากยังไม่ได้รับการตรวจสอบหรือปรับเทียบกับข้อมูลการทดลอง

#### 8.4.5 ความเร็วเฉลี่ยของกระแสน้ำตลบที่เกิดจากคลื่นไม่สม่ำเสมอ

##### (Mean Undertow Velocity Induced By Irregular Waves)

จากการศึกษาในอดีต สูตรต่อไปนี้ได้รับการเสนอเพื่อคำนวณความเร็วเฉลี่ยของกระแสน้ำย้อนกลับที่เกิดจากการกระทำของคลื่นไม่สม่ำเสมอ

ก) Smith et al. (1992) ได้เสนอสูตรสำหรับการคำนวณ  $U_m$  ซึ่งได้จากการสมมติคลื่นยาวที่เคลื่อนที่เชิงเส้น ค่าคงที่ในแบบจำลองนี้ได้รับการปรับเทียบโดยใช้ข้อมูลภาคสนามจากโครงการ DELILAH ที่ดำเนินการที่ชายหาด Duck รัฐนอร์ทแคโรไลนา

$$U_m = -0.3 \frac{\sqrt{gh} H_{rms}^2}{h^2} \quad (8.27)$$

ข) Rodriguez et al. (1994) ได้ประยุกต์ใช้สูตรของ De Vriend and Stive (1987) ซึ่งใช้สำหรับการคำนวณ  $U_m$  ที่เกิดจากคลื่นสม่ำเสมอ เพื่อทำนาย  $U_m$  ที่เกิดจากคลื่นไม่สม่ำเสมอ สูตรสำหรับคลื่นสม่ำเสมอถูกนำมาใช้โดยตรงกับคลื่นไม่สม่ำเสมอโดยใช้ความสูงคลื่นรากล้างสองเฉลี่ยและคาบคลื่นสูงสุดของสเปกตรัม

$$U_m = -\frac{gH_{rms}^2}{8c_p d_t} - 7Q_b \frac{h}{L_p} \frac{gH_{rms}^2}{8c_p d_t} \quad (8.28)$$

โดยที่  $L_p$  คือ ความยาวคลื่นที่สัมพันธ์กับคาบคลื่นสูงสุดของสเปกตรัม

ค) Grasmeyer and Van Rijn (1999) ได้เสนอการคำนวณ  $U_m$  จากสูตรที่ได้จากการสมมติคลื่นยาวที่เคลื่อนที่เชิงเส้นและใช้ความลึกที่มีประสิทธิภาพเท่ากับ  $d_t$

$$U_m = -0.125 \sqrt{\frac{g}{h}} \frac{H_{rms}^2}{d_t} \quad (8.29)$$

ความเร็วของกระแสน้ำตลบที่วัดได้บนชายหาดที่มีสันทรายสองแห่งถูกนำมาใช้ทดสอบความเหมาะสมของสูตร โดยทั่วไปสูตรนี้ให้ผลการคาดการณ์ที่ดีในเกือบทุกพื้นที่ ยกเว้นในพื้นที่ที่อยู่ถัดจากยอดสันทราย

ง) Kennedy et al. (1998) ได้เสนอสูตรสำหรับการคำนวณ  $U_m$  ซึ่งได้จากการสมมติคลื่นยาวที่เคลื่อนที่เชิงเส้น

$$U_m = -\frac{\sqrt{gh}}{8} \left( \frac{H_{rms}}{h} \right)^2 \quad (8.30)$$

จ) Garcez Faria et al. (2000) พบว่าความเร็วการเคลื่อนที่สุทธิของอนุภาคน้ำที่เกิดจากคลื่น (Stokes drift) และการเคลื่อนที่ของน้ำนอกฝั่งที่วัดได้ใกล้ Duck รัฐนอร์ทแคโรไลนา มีความสอดคล้องกันอย่างมีนัยสำคัญ โดยความเร็วเฉลี่ยของกระแสน้ำตลบสามารถแสดงได้ดังนี้

$$U_m = -\frac{gH_{rms}^2}{8c_p h} \quad (8.31)$$

จะเห็นได้ว่า สามารถหาความเร็วคลื่นในพื้นที่โซนน้ำตื้นได้จากความลึกเพียงตัวแปรเดียว

สรุปสูตรที่เลือกใช้สำหรับการคำนวณความเร็วเฉลี่ยของกระแสน้ำย้อนกลับสำหรับคลื่นไม่สม่ำเสมอ แสดงในตาราง 8.2

**ตารางที่ 8.2** แบบจำลองกระแสน้ำตลบเฉลี่ยที่มีอยู่สำหรับคลื่นไม่สม่ำเสมอ

นักวิจัย	สูตร
Smith et al. (1992)	$U_m = -0.3 \frac{\sqrt{gh} H_{rms}^2}{h^2}$
Rodriguez et al. (1994)	$U_m = -\frac{gH_{rms}^2}{8c_p d_t} - 7Q_b \frac{h}{L_p} \frac{gH_{rms}^2}{8c_p d_t}$
Grasmeijer and Van Rijn (1999)	$U_m = -0.125 \sqrt{\frac{g}{h}} \frac{H_{rms}^2}{d_t}$
Kennedy et al. (1998)	$U_m = -\frac{\sqrt{gh}}{8} \left( \frac{H_{rms}}{h} \right)^2$
Garcez Faria et al. (2000)	$U_m = -\frac{gH_{rms}^2}{8c_p h}$

**ตัวอย่างที่ 8.3** ขบวนการคลื่นปกติที่มีคาบ 1.61 s กำลังเคลื่อนที่บนชายหาดที่มีความลาดชันคงที่ 1/30 ตารางต่อไปนี้จะแสดงข้อมูลของการเปลี่ยนแปลงรูปร่างของคลื่น (Wave transformation) กำหนดโปรไฟล์ความเร็วของกระแสน้ำตลบที่ตำแหน่ง  $X = 360$  cm. และ 190 cm. โดยใช้สูตรของ Rattanapitikon and Shibayama (2000)

$X$ (cm)	zone	$T$ (s)	$H$ (cm)	$h$ (cm)	$X$ (cm)
410	BP	1.61	12.158	13.629	11.204
360	TR	1.61	9.395	12.093	9.938
310	TP	1.61	6.554	10.655	8.696
250	IN	1.61	5.128	8.916	7.089
190	IN	1.61	3.868	7.135	5.565
130	IN	1.61	2.523	5.404	4.298

Remarks: BP = breaking point, TR = transition zone, TP = transition point, and IN = inner surf zone.

**วิธีทำ**

ก) ณ ตำแหน่ง  $X = 360$  cm

l) กำหนดตัวแปรพื้นฐาน

จากความสัมพันธ์การแพร่กระจาย (Dispersion relation),

$$\sigma^2 = gk \tanh kh$$

$$\left(\frac{2\pi}{1.61}\right)^2 = 980k \tanh[k(12.093)]$$

ทำการหาค่า  $k$  ด้วยวิธีทำซ้ำ (Iteration) จะได้  $k = 0.037$  cm<sup>-1</sup>

$$c = \frac{\sigma}{k} = \frac{2\pi}{Tk} = 105.5 \text{ cm/s}$$

$$B_o = 0.125 + 0.60 \tan \beta - 0.089 \frac{H}{h} = 0.125 + 0.60\left(\frac{1}{30}\right) - 0.089 \frac{9.395}{12.093} = 0.076$$

ll) คำนวณความเร็วเฉลี่ย (Mean velocity)

Transition region: 
$$b = \frac{1/\sqrt{H} - 1/\sqrt{H_b}}{1/\sqrt{H_t} - 1/\sqrt{H_b}} = \frac{1/\sqrt{9.395} - 1/\sqrt{12.158}}{1/\sqrt{6.554} - 1/\sqrt{12.158}} = 0.38$$

$$U_m = -0.76 \frac{B_o g H^2}{ch} - 1.12b \frac{B_o c H}{h}$$

$$U_m = -0.76 \frac{0.076(980)9.395^2}{105.5(12.093)} - 1.12(0.38) \frac{0.076(105.5)9.395}{12.093} = -6.56 \text{ cm/s}$$

lll) คำนวณโปรไฟล์ความเร็ว (Velocity profile)

Transition region: 
$$b_1 = 0.3 + 0.7 \frac{x_b - x}{x_b - x_t} = 0.3 + 0.7 \frac{410 - 360}{410 - 310} = 0.65$$

$$b_2 = \frac{x_b - x}{x_b - x_t} = \frac{410 - 360}{410 - 310} = 0.5$$

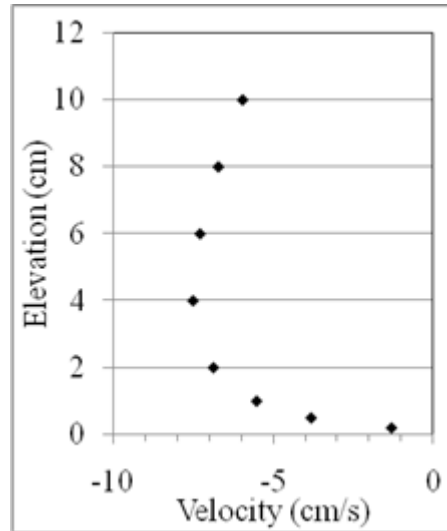
$$D_B^{1/3} = \left(\frac{\rho g H^3}{4Th}\right)^{1/3} = \left(\frac{1(980)9.395^3}{4(1.61)12.093}\right)^{1/3} = 21.85 \text{ g}^{1/3}/\text{s}$$

$$U = b_1 \left(\frac{\rho g H^3}{4Th}\right)^{1/3} \left[ b_2 \left(\frac{z}{d_t} - \frac{1}{2}\right) - 0.21 \left(\ln \frac{z}{d_t} + 1\right) \right] + U_m$$

$$U = 0.65(21.85) \left[ 0.5 \left( \frac{z}{9.938} - \frac{1}{2} \right) - 0.21 \left( \ln \frac{z}{9.938} + 1 \right) \right] - 6.56 \quad (i)$$

การคำนวณโปรไฟล์ความเร็วจาก (i) แสดงในตารางและรูปภาพต่อไปนี้

$z$ (cm)	0.2	0.5	1	2	4	6	8	10
$U$ (cm/s)	-1.30	-3.82	-5.53	-6.88	-7.52	-7.30	-6.73	-5.96



ข) ณ ตำแหน่ง  $X = 360$  cm

1) กำหนดตัวแปรพื้นฐาน

จากความสัมพันธ์การแพร่กระจาย (Dispersion relation),

$$\sigma^2 = gk \tanh kh$$

$$\left( \frac{2\pi}{1.61} \right)^2 = 980k \tanh[k(7.135)]$$

ทำการหาค่า  $k$  ด้วยวิธีทำซ้ำ (iteration) จะได้  $k = 0.048 \text{ cm}^{-1}$

$$c = \frac{\sigma}{k} = \frac{2\pi}{Tk} = 81.3 \text{ cm/s}$$

$$B_o = 0.125 + 0.60 \tan \beta - 0.089 \frac{H}{h} = 0.125 + 0.60 \left( \frac{1}{30} \right) - 0.089 \frac{3.868}{7.135} = 0.097$$

II) คำนวณความเร็วเฉลี่ย (Mean velocity)

Inner zone:  $b = 1$

$$U_m = -0.76 \frac{B_o g H^2}{ch} - 1.12b \frac{B_o c H}{h}$$

$$U_m = -0.76 \frac{0.097(980)3.868^2}{81.3(7.135)} - 1.12 \frac{0.097(81.3)3.868}{7.135} = -6.63 \text{ cm/s}$$

III) คำนวณโปรไฟล์ความเร็ว (Velocity profile)

Inner region:  $b_1 = 1.0$

$$b_2 = 1.0$$

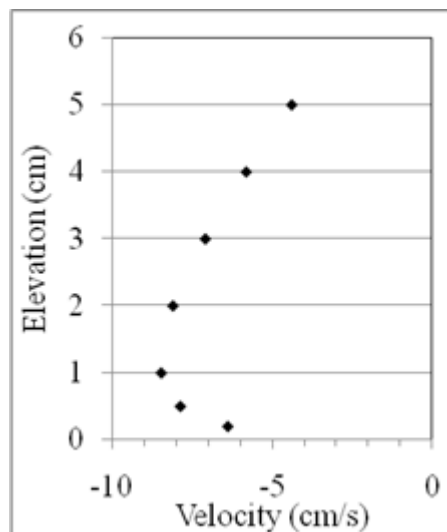
$$D_B^{1/3} = \left( \frac{\rho g H^3}{4Th} \right)^{1/3} = \left( \frac{1(980)3.868^3}{4(1.61)7.135} \right)^{1/3} = 10.73 \text{ g}^{1/3}/\text{s}$$

$$U = b_1 \left( \frac{\rho g H^3}{4Th} \right)^{1/3} \left[ b_2 \left( \frac{z}{d_t} - \frac{1}{2} \right) - 0.21 \left( \ln \frac{z}{d_t} + 1 \right) \right] + U_m$$

$$U = 1.0(10.73) \left[ 1.0 \left( \frac{z}{5.565} - \frac{1}{2} \right) - 0.21 \left( \ln \frac{z}{5.565} + 1 \right) \right] - 6.63 \quad (ii)$$

การคำนวณโปรไฟล์ความเร็วจาก (ii) แสดงในตารางและรูปภาพต่อไปนี้

$z$ (cm)	0.2	0.5	1	2	3	4	5	0.2
$U$ (cm/s)	-6.37	-7.86	-8.46	-8.09	-7.08	-5.80	-4.37	-6.37



## 8.5 สรุปท้ายบทที่ 8 (Summary of Chapter 8)

บทนี้อธิบายกลไกสำคัญของกระแสน้ำใกล้ชายฝั่งที่เกิดจากคลื่น ซึ่งเป็นองค์ประกอบหลักของกระบวนการชายฝั่งและมีผลต่อการเคลื่อนที่ของตะกอน การกัดเซาะชายฝั่ง และความปลอดภัยของผู้ใช้งานชายหาด กระแสน้ำใกล้ชายฝั่งที่เกิดจากคลื่นแบ่งออกเป็น 3 รูปแบบสำคัญ ได้แก่ กระแสน้ำขนานชายฝั่ง กระแสน้ำย้อนกลับ และกระแสน้ำขวางชายฝั่ง

กระแสน้ำขนานชายฝั่งเกิดเมื่อคลื่นเคลื่อนเข้าหาฝั่งด้วยมุมเอียง ทำให้เกิดฟลักซ์โมเมนตัมในแนวขนานชายฝั่ง การไหลนี้เป็นปัจจัยสำคัญที่ทำให้เกิดการเคลื่อนที่ของตะกอนขนานฝั่ง จนนำไปสู่การเปลี่ยนแปลงธรณีสัณฐานชายฝั่ง ซึ่งอธิบายในบทที่ 9 การคำนวณกระแสน้ำขนานชายฝั่งสามารถทำได้จากสมการโมเมนตัม

กระแสน้ำย้อนกลับเป็นการไหลออกจากฝั่งที่แคบและรวดเร็ว เกิดจากความไม่สม่ำเสมอของรูปแบบคลื่นและภูมิประเทศ เช่น ร่องสันทรายหรือโครงสร้างชายฝั่ง กระแสน้ำชนิดนี้มีความอันตรายสูงและยังไม่สามารถทำนายได้อย่างแม่นยำ จำเป็นต้องอาศัยแบบจำลองพลวัตของกระแสน้ำร่วมกับสมการโมเมนตัมและสมการความต่อเนื่อง

กระแสน้ำขวางชายฝั่งและกระแสน้ำตลบเกิดจากการเคลื่อนที่ของมวลน้ำระหว่างยอดคลื่นและท้องคลื่น ซึ่งถูกทำให้สมดุลด้วยการไหลย้อนกลับใต้ผิวน้ำ การไหลชนิดนี้แม้มีความเร็วเฉลี่ยน้อย แต่มีผลมากต่อการขนส่งตะกอนเข้า-ออกชายฝั่ง

กล่าวโดยสรุป บทนี้วางรากฐานทางทฤษฎีและแบบจำลองที่จำเป็นสำหรับการวิเคราะห์กระแสน้ำใกล้ชายฝั่งอันซับซ้อน ซึ่งเป็นปัจจัยขับเคลื่อนในการเคลื่อนที่ของตะกอนชายฝั่งทั้งในทิศทางขนานฝั่งและทิศทางขวางฝั่ง และนำไปสู่การเปลี่ยนแปลงรูปร่างชายฝั่งทะเลทั้งในลักษณะการเปลี่ยนแปลงเส้นชายฝั่งและการเปลี่ยนแปลงชายหาด ดังจะอธิบายในบทถัดไป

### คำถามท้ายบทที่ 8

- 8.1 คลื่นน้ำลึกที่มีคาบ ( $T$ ) เท่ากับ 6 s กำลังเคลื่อนที่ท่ามุมเอียง ( $\alpha_o$ )  $40^\circ$  บนชายหาดที่มีความลาดชันสม่ำเสมอ  $1/100$  คลื่นแตกตัวที่ความสูง 1.60 m และความลึก 2.1 m ถ้า  $\gamma_b = 0.8$ ,  $K_e = 0.016$  และ  $C_f = 0.01$  ให้คำนวณความเร็วของกระแสน้ำตามแนวชายฝั่งที่ระยะห่าง 63 m
- 8.2 คลื่นที่มีคาบ ( $T_p$ ) เท่ากับ 6 s และความสูง ( $H_{rms,i}$ ) 2 m เคลื่อนที่เข้าหาชายฝั่งในลักษณะท่ามุมเอียง ( $\alpha_i$ )  $30^\circ$  ที่ความลึก 5 m บนชายหาดที่มีความลาดชันสม่ำเสมอ  $1/100$  โดยสมมติว่าดัชนีการแตกตัวของคลื่นตาม Miche (1944) สามารถใช้ได้在此บริเวณนี้ ให้ประมาณความเร็วของกระแสน้ำตามแนวชายฝั่งที่บริเวณกลางเขตคลื่นแตกตัว ( $V_{mid}$ )

8.3 ขบวนการคลื่นสม่ำเสมอที่มีคาบ 1.61 s กำลังเคลื่อนที่เข้าสู่ชายหาดที่มีความลาดชันสม่ำเสมอ 1/30 ตารางต่อไปนี้แสดงข้อมูลของการเปลี่ยนแปลงของคลื่น จงหาค่าความเร็วของกระแสน้ำตลบ (Undertow velocity profile) ที่ระดับความลึก  $X = 130$  cm โดยใช้สูตรของ Rattanapitikon and Shibayama (2000)

$X$ (cm)	zone	$T$ (s)	$H$ (cm)	$h$ (cm)	$d_t$ (cm)
410	BP	1.61	12.158	13.629	11.204
360	TR	1.61	9.395	12.093	9.938
310	TP	1.61	6.554	10.655	8.696
250	IN	1.61	5.128	8.916	7.089
190	IN	1.61	3.868	7.135	5.565
130	IN	1.61	2.523	5.404	4.298

Remarks: BP = breaking point, TR = transition zone, TP = transition point, and IN = inner surf zone.

## เอกสารอ้างอิงบทที่ 8

- Aagaard, T., Black, K.P. & Greenwood, B., 2002. Cross-shore suspended sediment transport in the surf zone: A field-based parameterization. *Marine Geology*, 185, pp. 283-302.
- Basco, D.R. & Yamashita, T., 1986. Toward a simple model of wave breaking transition region in surf zones. In: *Proc. 20th Coastal Engineering Conf.*, ASCE, pp. 955-970.
- Battjes, J.A. & Janssen, J.P.F.M., 1978. Energy loss and set-up due to breaking of random waves. In: *Proc. 16th Coastal Engineering Conf.*, ASCE, pp. 569-589.
- De Vriend, H.J. & Stive, M.J.F., 1987. Quasi-3D modelling of nearshore currents. *Coastal Engineering*, 11, pp. 565-601.
- Garcez Faria, A.F., Thornton, E.B., Lippman, T.C. & Stanton, T.P., 2000. Undertow over a barred beach. *J. Geophysical Research*, 105, pp. 16999-17010.
- Goda, Y., 1970. A synthesis of breaker indices. *Transactions of the Japan Society of Civil Engineers*, 2, pp. 227-230.
- Grasmeijer, B.T. & Van Rijn, L.C., 1999. Transport of fine sands by currents and waves, III: Breaking waves over barred profile with ripples. *J. Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, ASCE 125, pp. 71-79.
- Hansen, J.B. & Svendsen, I.A., 1984. A theoretical and experimental study of undertow. In: *Proc. 19th Coastal Engineering Conf.*, ASCE, pp. 2246-2262.

- Hansen, J.B. & Svendsen, I.A., 1987. Surf zone breakers with current, nonlinear water waves. In: IUTAM Symposium, Tokyo/Japan, pp. 169-177.
- Kennedy, D.L., Cox, D.T. & Kobayashi, N., 1998. Application of an undertow model to irregular waves on barred beaches and reflective coastal structures. In: Proc. 26th Coastal Engineering Conf., pp. 311-324.
- Komar, P.D. & Inman, D.L., 1970. Longshore sand transport on beaches. *J. Geophysical Research*, 75, pp. 5914-5927.
- Lentz, S.J., Fewings, M., Howd, P., Fredericks, J. & Hathaway, K., 2008. Observations and a model of undertow over the inner continental shelf. *J. Physical Oceanography*, 38, pp. 2341-2357.
- Longuet-Higgins, M.S., 1970. Longshore currents generated by obliquely incident sea waves. *J. Geophysical Research*, 75, pp. 6778-6801.
- Michallet, H., Cienfuegos, R., Barthelemy, E. & Grasso, F., 2011. Kinematics of waves propagating and breaking on a barred beach. *European Journal of Mechanics B/Fluids*, doi:10.1016/j.euromechflu.2010.12.004.
- Miche, R., 1944. Mouvements ondulatoires des mers en profondeur constante on decroissante. *Ann. des Ponts et Chaussees*, Ch.114, pp.131-164, 270-292, and 369-406.
- Nadaoka, K., Kondoh, T. & Tanaka, N., 1982. The structure of velocity field within the surf zone revealed by means of laser-doppler anemometry. Report of the Port and Harbour Research Institute, 21(2), pp. 50-102 (in Japanese).
- Nairn, R.B., Roelvink, J.A. & Southgate, H.N., 1990. Transition zone width and implications for modelling surf zone hydrodynamics. In: Proc. 22nd Coastal Engineering Conf., ASCE, pp. 68-81.
- Okayasu, A., 1989. Characteristics of Turbulence Structure and Undertow in Surf Zone. Dissertation, Department of Civil Eng., University of Tokyo, Japan.
- Okayasu, A., Shibayama, T. & Horikawa, K., 1988. Vertical variation of undertow in the surf zone. In: Proc. 21st Coastal Engineering Conf., ASCE, pp. 478-491.
- Rattanapitikon, W., 1995. Cross-shore Sediment Transport and Beach Deformation Model. Dissertation, Department of Civil Eng., Yokohama National University, Japan.
- Rattanapitikon, W. & Shibayama, T., 1998. Energy dissipation model for regular and irregular breaking waves. *Coastal Engineering Journal*, JSCE 40, pp. 327-346.
- Rattanapitikon, W. & Shibayama, T., 2000. Simple model for undertow profile. *Coastal Engineering Journal*, JSCE 42, pp. 1-30.

- Rodriguez, A., Arcilla, S.A., Collado, F.R., Gracia, V., Coussirat M.G. & Prieto, J., 1994. Wave and currents at the ebro delta surf zone: measurement and modeling. In: Proc. 24th Coastal Engineering Conf., pp. 2542-2556.
- Smith, J.M., Svendsen, I.A. & Putrevu, U., 1992. Vertical structure of the nearshore current at Delilah: measured and modelled. In: Proc. 23rd Coastal Engineering Conf., pp. 2825-2838.
- Stive, M.J.F. & Battjes, J.A., 1984. A model for offshore sediment transport. In: Proc. 19th Coastal Engineering Conf., ASCE, pp. 1420-1436.
- Stive, M.J.F. & Wind, H.G., 1986. Cross-shore mean flow in the surf zone. Coastal Engineering, 10, pp. 325-340.
- Svendsen, I.A., 1984a. Wave heights and set-up in a surf zone. Coastal Engineering, 8, pp. 303-329.
- Svendsen, I.A., 1984b. Mass flux and undertow in a surf zone. Coastal Engineering, 8, pp. 347-365.
- Svendsen, I.A., Madsen, P.A. & Hansen, J.B., 1978. Wave characteristics in the surf zone. In: Proc. 16th Coastal Engineering Conf., pp. 520-539.
- Tajima, Y. and Madsen, O.S., 2006. Modeling near-shore waves, surface rollers, and undertow velocity profiles. J. Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering, ASCE 132(6), pp. 429-438.
- Thornton, E.B. & Guza, R.T., 1983. Transformation of wave height distribution. J. Geophysical Research, 88(C10), pp. 5925-5938.





## บทที่ 9

# การเคลื่อนที่ของตะกอนและการเปลี่ยนแปลงสัณฐานชายฝั่ง (Sediment Transport and Coastal Morphological Changes)

การเคลื่อนที่ของตะกอน (Sediment transport) มีผลกระทบต่อการทำงานชายฝั่งหลายประการ เช่น การงอกเพิ่ม (Accretion) และการกัดเซาะ (Erosion) บริเวณโครงสร้าง (ดังภาพที่ 9.1) ตะกอนทับถมในร่องน้ำเดินเรือ และการเปลี่ยนแปลงของชายหาดและแนวชายฝั่ง โดยปกติจะต้องมีการขุดลอกตะกอน (Dredging) ปริมาณมากในแต่ละปีเพื่อรักษาความสามารถของเส้นทางน้ำและท่าเรือสำหรับการจราจรทางน้ำ ชายหาดมักเปลี่ยนรูปร่างจากกระบวนการเคลื่อนที่ของตะกอน ตะกอนก้นทะเลสามารถแบ่งออกเป็น 3 กลุ่ม ได้แก่ โคลน ทราย และกรวด ซึ่งการจำแนกมักพิจารณาจากขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของอนุภาค เช่น เส้นผ่านศูนย์กลางของโคลนน้อยกว่า 1/16 mm เส้นผ่านศูนย์กลางของทรายอยู่ระหว่าง 1/16 ถึง 2 mm และเส้นผ่านศูนย์กลางของกรวดอยู่ระหว่าง 2 ถึง 64 mm (ดูตัวอย่างเช่น Wu, 2024) เนื้อหาของบทนี้อธิบายเฉพาะการเคลื่อนที่ของตะกอนทรายเท่านั้น (สำหรับการเคลื่อนที่ของตะกอนโคลนในระดับอ่าวหรือทะเล สามารถศึกษาเพิ่มเติมได้จาก เช่น Rasmeeasmuang and Sasaki, 2006a; 2006b; 2006c; 2007a; 2007b; 2008; Sasaki et al., 2007; 2009)

ในช่วงไม่กี่ทศวรรษที่ผ่านมา ได้มีการพัฒนาทฤษฎีจำนวนมากและได้มีการศึกษาเชิงทดลองทั้งในห้องปฏิบัติการและในภาคสนาม เพื่อสร้างความเข้าใจที่ชัดเจนยิ่งขึ้นเกี่ยวกับปรากฏการณ์การเคลื่อนที่ของตะกอนและการเปลี่ยนแปลงสัณฐานชายฝั่ง (Coastal morphological change) จนถึงปัจจุบัน ได้มีการสะสมความรู้จำนวนมากเกี่ยวกับกลไกของการเคลื่อนที่ของตะกอน อย่างไรก็ตาม ความรู้ที่มีอยู่ในปัจจุบันยังไม่ถือว่าน่าพึงพอใจ เนื่องจากความซับซ้อนของปัญหาการเคลื่อนที่ของตะกอน การอธิบายกลไกของการเคลื่อนที่ของตะกอนอย่างสมบูรณ์จึงยังไม่สามารถพัฒนาได้เต็มที่ จากองค์ความรู้ในปัจจุบัน แบบจำลองเชิงตัวเลขใด ๆ ที่ใช้ในการคำนวณการเปลี่ยนแปลงรูปทรงชายหาด จำเป็นต้องอาศัยสูตรเชิงประสพการณ์ (Empirical formulas) หรือสูตรกึ่งเชิงประสพการณ์ (Semi-empirical formulas) ที่ผ่านการปรับเทียบกับผลการทดลอง เพื่อให้ปัญหาที่ซับซ้อนนี้ง่ายขึ้น นักวิจัยจำนวนมากได้เสนอแนวคิดหลากหลาย แนวทางหนึ่งในการตรวจสอบความถูกต้องของแนวคิดเหล่านี้คือการเปรียบเทียบผลการคำนวณกับข้อมูลการทดลองในช่วงกว้าง

การศึกษาการเคลื่อนที่ของตะกอนเกี่ยวข้องกับปฏิสัมพันธ์ระหว่างคลื่น กระแสน้ำ และอนุภาคตะกอน การทำความเข้าใจเกี่ยวกับกระบวนการของคลื่น กระแสน้ำ และตะกอนมีความจำเป็นอย่างยิ่งต่อการศึกษาเรื่องการเปลี่ยนแปลงรูปร่างของชายหาด บทก่อนหน้านี้อาจได้ให้ข้อมูลพื้นฐานที่จำเป็นสำหรับการคำนวณการเคลื่อนที่ของตะกอนในบทนี้แล้ว



ภาพที่ 9.1 การสะสมตัวของตะกอนรอบบริเวณเขื่อนกันทรายและคลื่นปากร่องน้ำ (Jetty) ที่ปากแม่น้ำปราณบุรี ประเทศไทย

## 9.1 การเคลื่อนที่ของตะกอนเริ่มต้น (Incipient Sediment Motion)

การเริ่มต้นของการเคลื่อนที่ของตะกอนมีความสำคัญในการศึกษาการเคลื่อนที่ของตะกอน โดยแรงหลักที่ทำให้ตะกอนเคลื่อนที่ คือ แรงเฉือนหรือความเค้นเฉือน (Shear force or Shear stress) ที่เกิดจากคลื่น พารามิเตอร์ไร้มิติพื้นฐานที่ส่งผลต่อการเคลื่อนที่ของตะกอน คือ พารามิเตอร์ของ Shields (Shields, 1936) พารามิเตอร์นี้แสดงถึงแรงของของไหลที่กระทำต่อตะกอนภายใต้คลื่น โดยพารามิเตอร์ของ Shields (Shields parameter) สำหรับการเคลื่อนที่ของคลื่นสามารถแสดงได้ดังนี้

$$\psi = \frac{\tau_b}{(s-1)\rho g d_{50}} = \frac{0.5 f_w u_b^2}{(s-1) g d_{50}} = \frac{u_*^2}{(s-1) g d_{50}} \quad (9.1)$$

โดยที่

$$\tau_b = 0.5 \rho f_w u_b^2 \quad (9.2)$$

$$u_* = \sqrt{0.5 f_w u_b^2} \quad (9.3)$$

$$u_b = \frac{H \sigma}{2 \sinh(kh)} \quad (9.4)$$

โดยที่  $\psi$  คือ พารามิเตอร์ของ Shields,  $\tau_b$  คือ ความเค้นเฉือนสูงสุดที่พื้นท้องน้ำ,  $u_*$  คือ ความเร็วเฉือน,  $s$  คือ ความถ่วงจำเพาะของทราย,  $\rho$  คือ ความหนาแน่นของน้ำ,  $d_{50}$  คือ ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางเฉลี่ยของอนุภาค,  $f_w$  คือ ค่าสัมประสิทธิ์แรงเสียดทานของคลื่น,  $u_b$  คือ ความเร็ววงโคจรสูงสุดของคลื่น,  $H$  คือ

ความสูงคลื่น,  $\sigma$  คือ ความถี่เชิงมุม,  $k$  คือ จำนวนคลื่น และ  $h$  คือ ความลึกน้ำ ค่าสัมประสิทธิ์แรงเสียดทานของคลื่น ( $f_w$ ) สามารถคำนวณได้จาก Swart (1974) ดังนี้

$$f_w = \exp \left\{ 5.213 \left( \frac{r}{A_b} \right)^{0.194} - 5.977 \right\} \quad (9.5)$$

โดยที่  $r$  คือ ความขรุขระทางอุทกพลศาสตร์ (Hydraulic roughness) ซึ่งใช้วัดความขรุขระของพื้นท้องน้ำ และ  $A_b$  คือ แอมพลิจูดวงโคจรสูงสุดที่ก้นทะเล ซึ่งสามารถคำนวณได้จากทฤษฎีคลื่นเชิงเส้นดังนี้

$$A_b = \frac{H}{2 \sinh(kh)} \quad (9.6)$$

เนื่องจากลักษณะการเคลื่อนที่ของตะกอนตามท้องทะเลมีลักษณะเป็นการสุม การกำหนดเงื่อนไขของการไหลที่ทำให้ตะกอนเริ่มเคลื่อนตัวจึงเป็นเรื่องที่ยาก อย่างไรก็ตาม คาดว่าการเคลื่อนตัวของตะกอนจะเกิดขึ้นเมื่อพารามิเตอร์ของ Shields (หรือความเค้นเฉือนที่พื้นท้องน้ำ) มีค่าสูงเพียงพอหรือ  $\psi > \psi_c$  โดยที่  $\psi_c$  คือ พารามิเตอร์ของ Shields วิกฤต Madsen and Grant (1976) เสนอว่าสามารถประเมินความสามารถในการเคลื่อนที่ของตะกอนได้ในรูปแบบพารามิเตอร์ของ Shields ที่พิจารณาความขรุขระของเม็ดตะกอน ( $r = d_{50}$ ) และแสดงให้เห็นว่าค่าของพารามิเตอร์ Shields ที่เป็นวิกฤตมีค่าอยู่ระหว่าง 0.03 ถึง 0.08 Watanabe (1982) แนะนำให้ใช้ค่า  $\psi_c = 0.05$  ในสูตรการเคลื่อนที่ของตะกอน

เมื่อสภาวะการไหลเกินเกณฑ์สำหรับการเริ่มต้นการเคลื่อนที่ของตะกอน อนุภาคตะกอนตามพื้นท้องน้ำจะถูกพัดพาไปและทำให้เกิดลักษณะคลื่นริ้วบนพื้นท้องน้ำ อย่างไรก็ตาม เมื่อแรงเฉือนเกินขีดจำกัดหนึ่งรอยคลื่นที่เกิดขึ้นในทรายถูกชะล้างออกและแทนที่ด้วยชั้นบางของทรายที่เคลื่อนที่อย่างหนาแน่น ซึ่งการเคลื่อนที่ในลักษณะนี้เรียกว่า "การไหลแบบแผ่ซ่าน (Sheet Flow)"

**ตัวอย่างที่ 9.1** กำหนดให้  $d_{50} = 0.02$  cm,  $T = 1.6$  s,  $h = 30.0$  cm และ  $\psi_c = 0.05$  จงหา

- ถ้า  $H = 12.0$  cm ให้พิจารณาว่าจะเกิดการเคลื่อนที่ของวัสดุพื้นท้องหรือไม่
- คำนวณค่าความสูงคลื่น ณ จุดเริ่มต้นของการเคลื่อนที่ของตะกอน

### วิธีทำ

#### 1. คำนวณพารามิเตอร์พื้นฐานของคลื่น

จากความสัมพันธ์การแพร่กระจาย (Dispersion relation)

$$\sigma^2 = gk \tanh kh$$

$$\left( \frac{2\pi}{1.6} \right)^2 = 980k \tanh [k(30)]$$

วิศวกรรมชายฝั่งทะเลเบื้องต้น

คำนวณหา  $k$  ด้วยวิธีทำซ้ำ (Iteration) จะได้  $k = 0.0249 \text{ cm}^{-1}$

II. คำนวณพารามิเตอร์ Shield

$$A_b = \frac{H}{2 \sinh(kh)} = \frac{12}{2 \sinh[0.0249(30)]} = 7.33 \text{ cm}$$

$$u_b = \frac{H\sigma}{2 \sinh(kh)} = \sigma A_b = \frac{2\pi}{1.6} 7.33 = 28.79 \text{ cm/s}$$

$$f_w = \exp \left\{ 5.213 \left( \frac{d_{50}}{A_b} \right)^{0.194} - 5.977 \right\} = \exp \left\{ 5.213 \left( \frac{0.02}{7.33} \right)^{0.194} - 5.977 \right\} = 0.0133$$

$$\psi = \frac{0.5 f_w u_b^2}{(s-1) g d_{50}} = \frac{0.5(0.0133)28.79^2}{(2.65-1)980(0.02)} = 0.17$$

เนื่องจาก  $\psi > \psi_c$  ดังนั้น วัสดุพื้นท้องจะเกิดการเคลื่อนที่

III. คำนวณการเริ่มต้นการเคลื่อนที่ของตะกอน

ในสภาวะวิกฤต  $\psi_c = 0.05$

แทนค่าที่เกี่ยวข้องลงในสมการของ  $\psi$ ,

$$\psi = \frac{0.5 f_w u_b^2}{(s-1) g d_{50}} = \frac{0.5 \exp \left\{ 5.213 \left( \frac{d_{50} 2 \sinh(kh)}{H} \right)^{0.194} - 5.977 \right\} \left[ \frac{H\sigma}{2 \sinh(kh)} \right]^2}{(s-1) g d_{50}}$$

แทนค่าตัวแปรที่ทราบลงในสมการข้างต้น

$$\psi = \frac{0.5 \exp \left\{ 5.213 \left( \frac{0.02(2) \sinh[0.0249(30)]}{H} \right)^{0.194} - 5.977 \right\} \left[ \frac{H 2\pi}{1.6(2) \sinh[0.0249(30)]} \right]^2}{(2.65-1)980(0.02)}$$

$$0.05 = \frac{0.5 \exp \left\{ 5.213 \left( \frac{0.03274}{H} \right)^{0.194} - 5.977 \right\} [2.399H]^2}{32.34}$$

โดยการลองผิดลองถูก  $H = 5.71 \text{ cm}$

ตอบ

## 9.2 รูปแบบการเคลื่อนที่ของตะกอน (Transport Modes)

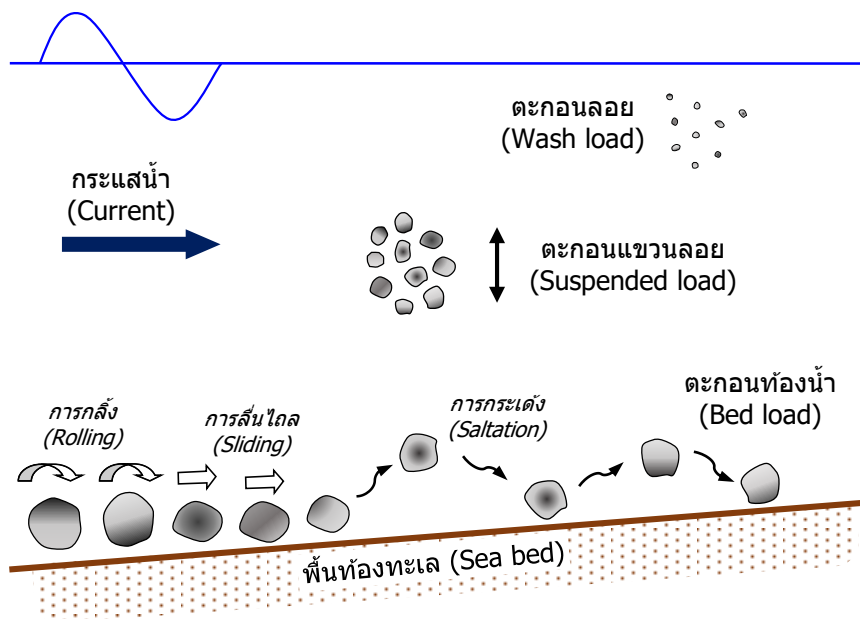
เมื่อคลื่นเคลื่อนตัวผ่านท้องน้ำ คลื่นจะกวาดตะกอนขึ้นจากท้องน้ำ และกระแสน้ำที่เกิดจากคลื่นจะพาตะกอนเคลื่อนที่ไป โดยรูปแบบการเคลื่อนที่ของตะกอนแบ่งออกเป็น 3 ประเภท (ดังภาพที่ 9.2) ดังนี้

ก) ตะกอนท้องน้ำ (Bed load) คือ การเคลื่อนที่ของตะกอนที่เกิดขึ้นใกล้กับท้องน้ำ โดยผ่านกระบวนการกลิ้ง (Rolling) ลื่นไถล (Sliding) และกระเด็นไปตามท้องน้ำ (Saltation)

ข) ตะกอนแขวนลอย (Suspended load) คือ การเคลื่อนที่ของตะกอนที่ถูกพัดพาขึ้นเหนือพื้นท้องน้ำโดยกระแสน้ำปั่นป่วน (Turbulent eddies) และเคลื่อนที่โดยกระแสน้ำที่เกิดจากคลื่น

ค) ตะกอนลอย (Wash load) ประกอบด้วยอนุภาคที่ละเอียดมากซึ่งลอยอยู่ในน้ำและไม่อยู่บนท้องน้ำ ดังนั้น การเคลื่อนที่ของตะกอนประเภทนี้จึงไม่ได้รับการพิจารณาในการศึกษาการเคลื่อนที่ของตะกอนและการเปลี่ยนแปลงชายหาด

ผลรวมของการเคลื่อนที่ของตะกอนท้องน้ำ และตะกอนแขวนลอย เรียกว่า "การเคลื่อนที่ของตะกอนโดยรวม" (Total load) แนวคิดพื้นฐานในการแยกการเคลื่อนที่ของตะกอนรวมสองประเภทเกิดจากกลไกที่ต่างกันระหว่างกระบวนการเคลื่อนที่ อย่างไรก็ตาม เนื่องจากขอบเขตระหว่างทั้งสองประเภทไม่ชัดเจนและมีลักษณะนามธรรม จึงยังคงเป็นประเด็นที่มีการถกเถียงกันอยู่ Einstein (1950) เสนอว่าขอบเขตควรอยู่ที่ระดับความสูงเหนือพื้นท้องน้ำเป็นระยะทางประมาณหลายเท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของตะกอน (โดยทั่วไปคือ  $2d_{50}$ ) อย่างไรก็ตาม ข้อเสนอนี้ไม่สอดคล้องกับความเป็นจริงในกรณีที่มีลักษณะเป็นระลอกคลื่น (Ripple) Bijker (1971) เสนอว่าการเคลื่อนที่ของตะกอนท้องน้ำ เกิดขึ้นภายในชั้นที่มีความหนาเท่ากับความขรุขระของพื้นท้องน้ำ (ความสูงของระลอกคลื่น) ขณะที่ Bailard (1981) เสนอให้ใช้ชั้นขอบเขตด้านล่าง (Bottom boundary layer) เป็นเกณฑ์ในการแบ่งแยกการเคลื่อนที่ของตะกอนทั้งสองประเภท



ภาพที่ 9.2 รูปแบบของการเคลื่อนที่ตัวของตะกอน

### 9.3 ความเข้มข้นของตะกอนแขวนลอย

#### (Suspended Sediment Concentration)

ส่วนนี้มุ่งเน้นไปที่การกระจายความเข้มข้นของตะกอน (Sediment concentration distribution) ซึ่งมีความสำคัญไม่เพียงแต่ในการคำนวณอัตราการเคลื่อนที่ของตะกอนเท่านั้น แต่ยังมีผลกระทบอย่างมีนัยสำคัญต่อคุณภาพน้ำสำหรับการใช้ในครัวเรือนและอุตสาหกรรม ตัวอย่างเช่น การนำน้ำเข้าเพื่อใช้เป็นระบบหล่อเย็นสำหรับโรงไฟฟ้าที่ตั้งอยู่ในพื้นที่ชายฝั่ง

ภายใต้คลื่นที่ไม่แตกตัว ความเข้มข้นสูงของตะกอนแขวนลอยมักจะจำกัดอยู่ในชั้นบาง ๆ เหนือท้องน้ำ โดยมีความหนาประมาณสามเท่าของความสูงของระลอกคลื่น หรือหลายร้อยเท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางของตะกอนเหนือพื้นท้องน้ำตามผลการทดลองจากห้องปฏิบัติการและภาคสนาม ในขณะที่ภายใต้คลื่นที่แตกตัว ความปั่นป่วนจะยกตะกอนเข้าสู่การแขวนลอยตลอดทั้งความลึกของน้ำ โปรไฟล์ความเข้มข้นของตะกอนแสดงความแตกต่างอย่างมีนัยสำคัญระหว่างประเภทของการแตกตัวของคลื่นที่แตกต่างกัน รวมถึงระหว่างคลื่นที่แตกตัวและคลื่นที่ไม่แตกตัว อย่างไรก็ตาม Nielsen et al. (1978) และ Deigaard et al. (1986) แสดงให้เห็นผ่านผลการทดลองว่า บริเวณใกล้กับพื้นท้องน้ำ ความเข้มข้นของตะกอนแขวนลอยภายใต้คลื่นแตกตัวแบบคลื่น (Spilling breaker) และภายใต้สภาวะที่ไม่มีคลื่นแตกตัวนั้นแทบไม่แตกต่างกัน ซึ่งแสดงให้เห็นว่าความปั่นป่วนที่เกิดจากคลื่นแตกตัวแบบคลื่นมีผลกระทบต่อการแขวนลอยของตะกอนใกล้พื้นท้องทะเลเพียงเล็กน้อย

สมการการเคลื่อนที่มวล (Mass transport equation) ซึ่งอธิบายการเคลื่อนที่ของตะกอนนั้น อนุมานจากกฎของการอนุรักษ์มวล ภายใต้สมมติฐานว่าสามารถละพจน์การแพร่กระจายของโมเลกุล และความเร็วจุดของตะกอนเท่ากับความเร็วของของไหล รูปแบบทั่วไปของสมการสองมิติในทิศทางขวางฝั่งสามารถแสดงได้เป็น

$$\frac{\partial c}{\partial t} + \frac{\partial cu}{\partial x} + \frac{\partial cw}{\partial z} - \frac{\partial cw_s}{\partial z} = \frac{\partial}{\partial x} \left( \epsilon_{xx} \frac{\partial c}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( \epsilon_{zz} \frac{\partial c}{\partial z} \right) \quad (9.7)$$

โดยที่  $t$  คือ เวลา,  $x$  คือ พิกัดในทิศทางขวางชายฝั่ง,  $z$  คือ พิกัดในแนวตั้งวัดจากพื้นทะเลเฉลี่ย,  $c$  คือ ความเข้มข้นของตะกอนแขวนลอย,  $u$  คือ ความเร็วของของไหลในทิศทาง  $x$ ,  $w$  คือ ความเร็วของของไหลในทิศทาง  $z$ ,  $w_s$  คือ ความเร็วตกตะกอนของอนุภาคตะกอน (Settling velocity of sediment particles), และ  $\epsilon_{xx}$  และ  $\epsilon_{zz}$  คือ สัมประสิทธิ์การแพร่กระจาย (Diffusion coefficient) ในทิศทาง  $x$  และ  $z$  ตามลำดับ

การศึกษาส่วนใหญ่ที่ผ่านมา การกระจายตัวในแนวตั้งของตะกอนแขวนลอยคำนวณโดยใช้สมการการแพร่กระจาย (สมการอนุรักษ์มวลของตะกอน) โดยพิจารณาค่าเฉลี่ยตามเวลาของความเข้มข้นและละพจน์การพาความร้อนและการแพร่กระจายในแนวนอน สมการการแพร่กระจาย (Diffusion equation) สามารถเขียนได้ดังนี้

$$cw_s + \varepsilon_s \frac{\partial c}{\partial z} = 0 \quad (9.8)$$

โดยที่  $c$  คือ ความเข้มข้นของตะกอนเฉลี่ยตามเวลา และ  $\varepsilon_s$  คือ สัมประสิทธิ์การแพร่กระจายเฉลี่ยตามเวลา

ในการแก้สมการการแพร่กระจาย ความเข้มข้นของตะกอนที่ระดับอ้างอิงจะต้องกำหนดเป็นเงื่อนไขขอบเขต และค่าสัมประสิทธิ์การแพร่กระจายควรเป็นที่ทราบ เนื่องจากความซับซ้อนของกลไกของตะกอนแขวนลอย การกำหนดความเข้มข้นอ้างอิงและสัมประสิทธิ์การแพร่กระจายโดยใช้ทฤษฎีที่มีอยู่เป็นเรื่องยาก ดังนั้น การคาดการณ์ความเข้มข้นอ้างอิงและสัมประสิทธิ์การแพร่กระจายจึงต้องอิงจากสูตรเชิงประสบการณ์ที่ได้รับการปรับเทียบจากข้อมูลการทดลอง ในช่วงหลายทศวรรษที่ผ่านมา ได้มีการนำเสนอสมการที่หลากหลายสำหรับการคำนวณค่าความเข้มข้นที่ระดับอ้างอิงและสัมประสิทธิ์การแพร่กระจาย อย่างไรก็ตาม ในส่วนนี้จะพิจารณาเฉพาะสมการที่มีรูปแบบง่ายและสามารถคำนวณได้โดยตรง

### 9.3.1 ความเข้มข้นอ้างอิงที่เกิดจากคลื่นสม่ำเสมอ

#### (Reference Concentration Induced by Regular Waves)

Nielsen et al. (1978) และ Deigaard et al. (1986) ได้แสดงผลการทดลองว่า บริเวณใกล้กับพื้นท้องน้ำ ความเข้มข้นของตะกอนแขวนลอยภายใต้คลื่นแตกตัวแบบคลื่น และภายใต้สภาวะที่ไม่มีคลื่นแตกตัวมีความใกล้เคียงกัน ซึ่งแสดงให้เห็นว่าความปั่นป่วนที่เกิดจากคลื่นแตกตัวแบบคลื่นมีผลกระทบเพียงเล็กน้อยต่อการแขวนลอยของตะกอนใกล้กับพื้นท้องน้ำ ดังนั้น สมการที่ใช้คำนวณค่าความเข้มข้นที่ระดับอ้างอิงภายใต้สภาวะที่ไม่มีคลื่นแตกตัวของคลื่นสามารถนำมาใช้กับสภาวะที่มีคลื่นแตกตัวได้

ในช่วงทศวรรษที่ผ่านมา ได้มีการนำเสนอสมการที่หลากหลายสำหรับการคำนวณค่าความเข้มข้นที่ระดับอ้างอิง โดยสมการส่วนใหญ่ที่มีอยู่ในปัจจุบันได้รับการพัฒนาบนพื้นฐานของแนวทางเชิงประสบการณ์ บางสมการพัฒนาโดยเชื่อมโยงค่าความเข้มข้นที่ระดับอ้างอิงกับพารามิเตอร์ของคลื่นและตะกอน ในขณะที่บางสมการพัฒนามาจากสมการการเคลื่อนที่ของตะกอนที่พื้นท้องน้ำ ข้อมูลพื้นฐานที่จำเป็นในการคำนวณความเข้มข้นอ้างอิง ได้แก่ ความสูงคลื่น ( $H$ ) คาบคลื่น ( $T$ ) ความลึกน้ำ ( $h$ ) ความหนาแน่นของน้ำ ( $\rho$ ) ความหนืดจลน์ของน้ำ ( $\nu$ ) ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางเฉลี่ยของทราย ( $d_{50}$ ) ความถ่วงจำเพาะของทราย ( $s$ ) ความหนาแน่นของทราย ( $\rho_s$ ) ความเร็วการตกของทราย ( $w_s$ ) ความสูงของระลอกคลื่น ( $\eta$ ) ความยาวของระลอกคลื่น ( $\lambda$ ) และความเร่งเนื่องจากแรงโน้มถ่วง ( $g$ ) พารามิเตอร์คลื่นพื้นฐานที่จำเป็นมักคำนวณโดยใช้ทฤษฎีคลื่นเชิงเส้น สูตรเชิงประสบการณ์ที่เสนอสำหรับการคำนวณความเข้มข้นอ้างอิง ซึ่งหน่วยเป็นปริมาตรของตะกอนต่อปริมาตรน้ำ ( $vol/vol$ ) มีดังนี้

ก) Nielsen (1979) ได้เชื่อมโยงความเข้มข้นอ้างอิงกับพารามิเตอร์ของ Shields (Shields parameter) เช่นเดียวกับในกรณีของการไหลแบบคงที่ (Steady flow) โดยได้เสนอค่าความเข้มข้นอ้างอิงเฉลี่ยตามเวลา (Time-averaged reference concentration) บริเวณยอดระลอกคลื่นไว้ในสมการดังนี้

$$c_0 = K(\psi_1 - 0.05) \frac{2}{\pi} \cos^{-1} \sqrt{\frac{0.05}{\psi_1}} \quad (9.9)$$

โดยที่  $c_0$  คือ ความเข้มข้นอ้างอิงที่ยอดระลอกคลื่น,  $K$  คือ ค่าสัมประสิทธิ์,  $\psi_1$  คือ พารามิเตอร์ของ Shields ซึ่งคำนวณได้จาก  $r = d_{50}$  และ  $\frac{2}{\pi} \cos^{-1} \sqrt{0.05/\psi_1}$  คือ สัดส่วนของเวลาที่ค่าความเค้นวิกฤต (Critical stress value) มีค่าเกินกว่า 0.05 ค่าสัมประสิทธิ์  $K$  ได้รับการปรับเทียบ โดยใช้ข้อมูลทดลองของ Nielsen และ Nakato et al. (1977) ซึ่งการทดลองดังกล่าวดำเนินการภายใต้สภาวะที่ไม่มีคลื่นแตกตัว และพื้นที่ท้องน้ำที่มีระลอกคลื่น โดยค่าที่เหมาะสมที่สุดของสัมประสิทธิ์  $K$  สำหรับการวัดที่บริเวณยอดระลอกคลื่นและบริเวณท้องระลอกคลื่น เท่ากับ 0.028 และ 0.015 ตามลำดับ

ข) Skafel และ Krishnappan (1984) ได้เสนอสมการสำหรับการคำนวณโปรไฟล์ความเข้มข้นเฉลี่ยตามเวลา ซึ่งได้มาจากสมการการแพร่กระจาย (Diffusion equation) โดยสมการสำหรับการคำนวณความเข้มข้นอ้างอิงนั้นได้มาจากการประยุกต์ใช้สมการการเคลื่อนที่ของตะกอนที่พื้นท้องน้ำของ Madsen และ Grant (1976) ระดับอ้างอิงได้รับการปรับเทียบโดยใช้ข้อมูลการทดลองของพวกเขาเอง การทดลองดำเนินการภายใต้สภาวะคลื่นที่ไม่แตกตัว และพื้นที่ท้องน้ำที่มีระลอกคลื่น ผลการปรับเทียบแสดงให้เห็นว่าสมการที่เสนอสามารถใช้คำนวณค่าความเข้มข้นที่ระดับอ้างอิงที่ระดับ  $3d_{50}$  เหนือพื้นผิวทราย

$$c_3 = \frac{12.5w_s d_{50} \psi_1^3}{3d_{50} u_b} \quad (9.10)$$

โดยที่  $c_3$  คือความเข้มข้นอ้างอิงที่ระดับ  $3d_{50}$  เหนือพื้นผิวทราย

ค) Nielsen (1986) ได้นำเสนอสมการเชิงประสพการณ์สำหรับคำนวณความเข้มข้นอ้างอิงที่ยอดของระลอกคลื่น ( $c_0$ ) โดยแสดงเป็นฟังก์ชันของพารามิเตอร์ Shields ที่ปรับแก้ ซึ่งได้คำนึงถึงของรูปทรงของระลอกคลื่น ค่า  $c_0$  ที่วัดได้กำหนดโดยการประมาณค่าเอ็กซ์โปเนนเชียลที่เหมาะสมที่สุดไปยังตำแหน่งยอดของระลอกคลื่น สมการดังกล่าวได้รับการปรับเทียบโดยใช้ผลการทดลองในห้องปฏิบัติการภายใต้สภาวะที่ไม่มีการแตกตัวของคลื่นจาก 7 แหล่งข้อมูล

$$c_0 = 0.005 \left\{ \frac{\psi_{2.5}}{(1 - \pi\eta/\lambda)^2} \right\}^3 \quad (9.11)$$

โดยที่  $c_0$  คือความเข้มข้นอ้างอิงที่ยอดของระลอกคลื่น และ  $\psi_{2.5}$  คือ พารามิเตอร์ Shields ซึ่งคำนวณโดยใช้  $r = 2.5d_{50}$

ง) Bosman and Steetzel (1986) ได้นำเสนอสูตรเชิงประสพการณ์สำหรับการคำนวณความเข้มข้นอ้างอิงที่ระดับพื้นท้องน้ำเฉลี่ย โดยอ้างอิงจากการวิเคราะห์ข้อมูลจากการทดลองในอุโมงค์คลื่น การทดลองครอบคลุมช่วงคาบคลื่น  $1 \leq T \leq 7$  s และช่วงความเร็ว  $0.2 \leq u_b \leq 0.6$  m/s สภาพพื้นท้องน้ำเป็นพื้นแบบระลอกคลื่น

$$c_0 = 3000 \frac{u_b^{3.5}}{\rho_s T^2} \quad (9.12)$$

โดยที่  $c_0$  คือ ความเข้มข้นอ้างอิงที่ระดับพื้นท้องน้ำเฉลี่ย, หน่วยของ  $u_b$  คือ เมตรต่อวินาที (m/s), หน่วยของ  $\rho_s$  คือ กิโลกรัมต่อลูกบาศก์เมตร ( $\text{kg/m}^3$ ) และหน่วยของ  $T$  คือ วินาที (s)

จ) Nielsen (1992) ได้เสนอสมการคำนวณค่าความเข้มข้นอ้างอิงที่บริเวณพื้นโดยเฉลี่ยภายใต้สภาวะการไหลแผ่ซ่าน โดยสมการดังกล่าวได้รับการปรับเทียบโดยใช้ข้อมูลการทดลองของ Horikawa et al. (1982) และ Staub et al. (1984)

$$c_0 = 0.007(\psi_{2.5} - 0.05)^{1.5} \quad (9.13)$$

โดยที่  $c_0$  คือ ค่าความเข้มข้นอ้างอิงที่บริเวณพื้นท้องน้ำเฉลี่ย

ฉ) Shibayama and Rattanapitikon (1993) ได้เสนอสมการสำหรับการคำนวณโปรไฟล์ความเข้มข้นเฉลี่ยตามเวลา ซึ่งได้มาจากสมการการแพร่กระจาย โดยสมการสำหรับคำนวณค่าความเข้มข้นที่ระดับอ้างอิงพัฒนาขึ้นโดยอ้างอิงจากสมการการเคลื่อนที่ของตะกอนที่พื้นท้องน้ำของ Watanabe (1982) สมการที่นำเสนอสามารถใช้ในการคำนวณค่าความเข้มข้นที่ระดับอ้างอิงสำหรับรูปแบบพื้นท้องน้ำและสภาวะคลื่นที่แตกต่างกันได้

$$c_a = \frac{10}{3} \frac{(\psi_1 - 0.05)\nu}{\sqrt{(s-1)gd_{50}}(a)} \quad (9.14)$$

โดยที่  $a$  คือ ระดับอ้างอิงที่วัดขึ้นจากพื้นผิวทราย,  $c_a$  คือ ค่าความเข้มข้นอ้างอิงที่ระดับ  $a$  เหนือพื้นผิวทราย,  $a = \eta/2$  สำหรับกรณีคลื่นหมุนวน,  $a = 100d_{50}$  สำหรับกรณีคลื่นแตกตัว, และ  $a = 10d_{50}$  สำหรับกรณีการไหลแผ่ซ่าน

ช) Ono et al. (1994) ได้พัฒนาสมการสำหรับคำนวณค่าความเข้มข้นอ้างอิงที่ยอดของระลอกคลื่น โดยสมมติว่าพลังงานจลน์ (Kinematic energy) ของกระแสน้ำหมุนวน ในบริเวณท้องของระลอกคลื่น มีความสัมพันธ์เชิงเส้นกับงานที่ต้องใช้ในการรักษาความเข้มข้นอ้างอิงในกระแสน้ำหมุนวน ข้อมูลที่ได้จากการทดลองทั้งหมด 7 แหล่งถูกนำมาใช้ในการปรับเทียบสมการดังกล่าว โดยการทดลองที่รวบรวมครอบคลุมสภาวะคลื่นที่หลากหลาย ได้แก่ คลื่นสม่ำเสมอ (Regular wave), คลื่นไม่สม่ำเสมอ (Irregular wave), การไหลแบบกวัดแกว่ง (Oscillatory flow), คลื่นสม่ำเสมอที่มีกระแสน้ำร่วม และในภาคสนาม

$$c_0 = 0.49 \left( \frac{d_{50} \psi_{2.5}}{f_{2.5} w_s T} \right)^{1.77} \quad (9.15)$$

โดยที่  $c_0$  คือ ค่าความเข้มข้นอ้างอิงที่ยอดของระลอกคลื่น และ  $f_{2.5}$  คือ แรงเสียดทาน (Friction factor) ซึ่งสามารถคำนวณได้โดยใช้  $r = 2.5d_{50}$

ซ) Zyserman and Fredsoe (1994) ได้พัฒนาสูตรเชิงประสบการณ์สำหรับการคำนวณค่าความเข้มข้นอ้างอิงที่บริเวณพื้นท้องน้ำ โดยสมการดังกล่าวได้รับการปรับเทียบโดยใช้ข้อมูลจากแหล่งข้อมูลต่าง ๆ

$$c_{2.5} = \frac{0.331(\psi_{2.5} - 0.05)^{1.75}}{1 + 0.72(\psi_{2.5} - 0.05)^{1.75}} \quad (9.16)$$

โดยที่  $c_{2.5}$  คือ ค่าความเข้มข้นอ้างอิงที่ระดับ  $2.5d_{50}$  เหนือพื้นผิวทราย

ฅ) Spielmann et al. (2004) ได้เสนอให้ความสัมพันธ์ระหว่างความเข้มข้นอ้างอิงกับแรงเฉือนที่ผิวน้ำ (Sea-surface shear stress) ซึ่งเกิด Surface roller โดยใช้ข้อมูลที่วัดได้จากกรณีศึกษาเพียงกรณีเดียวในการปรับเทียบสมการ

$$c_k = 10^{-6} \rho_s \left[ \frac{D_r}{(\rho_s - \rho) g d_{50} c_p} \right]^3 \quad (9.17)$$

โดยที่  $c_k$  คือ ค่าความเข้มข้นอ้างอิงที่ระดับความสูงของความขรุขระของพื้นท้องน้ำ ( $k_s$ ),  $D_r$  คือ อัตราการสลายพลังงานของการม้วนตัวบริเวณผิวน้ำ และ  $c_p$  คือ ความเร็วเฟส (Phase velocity)

ฉ) Van der Werf et al. (2006) ได้ปรับปรุงสมการของ Bosman and Steetzel (1986) โดยการเปลี่ยนรูปสมการให้อยู่ในรูปแบบไร้มิติ (Non-dimensional form) และเพิ่มผลกระทบจากขนาดตะกอนในรูปแบบไร้มิติลงในสมการ หลังจากทำการปรับเทียบสมการด้วยข้อมูลจากการทดลองในอุโมงค์การไหลแบบสลับทิศทางของ University of Aberdeen และ WL/Delft Hydraulics สมการต่อไปนี้จึงนำเสนอสำหรับใช้คำนวณค่าความเข้มข้นที่ระดับอ้างอิงที่ระดับพื้นท้องน้ำเฉลี่ย

$$c_0 = 23.9 \frac{\left( \frac{d_{50}}{(s-1)gT^2} \right) \left( \frac{u_b^2}{(s-1)gd_{50}} \right)^{1.75}}{\left( d_{50} \left( \frac{(s-1)g}{\nu^2} \right)^{1/3} \right)^{1.25}} \quad (9.18)$$

โดยที่  $c_0$  คือ ค่าความเข้มข้นอ้างอิงที่บริเวณพื้นท้องน้ำเฉลี่ย

ฎ) Camenen and Larson (2008) ได้พัฒนาสมการสำหรับคำนวณค่าความเข้มข้นอ้างอิงโดยอ้างอิงจากสมการการเคลื่อนที่ของตะกอนพื้นท้องน้ำของ Camenen and Larson (2005) สมการนี้สามารถใช้ในการคำนวณค่าความเข้มข้นอ้างอิงภายใต้สภาวะที่มีกระแสน้ำหรือคลื่นได้ สำหรับคลื่นรูปไซน์ที่ไม่มีควมไม่สมมาตร สามารถแสดงสมการได้ดังนี้

$$c_0 = 0.00025\psi_1 \exp\left(-4.5 \frac{\psi_c}{\psi_1}\right) \quad (9.19)$$

โดยที่  $c_0$  คือ ค่าความเข้มข้นอ้างอิงที่บริเวณพื้นท้องน้ำเฉลี่ย

จากการศึกษาข้างต้น เห็นได้ว่า ค่าความเข้มข้นของตะกอนขึ้นกับตัวแปรจำนวนมาก และแต่ละตัวแปรมีความไม่แน่นอนและความไม่สม่ำเสมอค่อนข้างสูง แต่ในทางปฏิบัติตัวแปรเหล่านี้มักถูกกำหนดด้วยค่าตัวแทนค่าใดค่าหนึ่งเท่านั้น ทำให้เกิดความไม่แน่นอนในการทำนายสูงหรือช่วงค่าความแม่นยำค่อนข้างกว้าง ยกตัวอย่างเช่น ธรรมบุญ รัชมีมาสเมือง (2552) ได้ทบทวนให้เห็นถึงความไม่แน่นอนของการจำลองความเร็วตะกอน (Settling velocity,  $w_s$ ) ในแบบจำลองตะกอนอนุภาคแขวนลอย ซึ่งส่งผลต่อผลลัพธ์การจำลองเป็นอย่างมาก

สรุปสมการที่เลือกใช้สำหรับการคำนวณค่าความเข้มข้นอ้างอิงแสดงไว้ในตารางที่ 9.1 ทั้งนี้ ควรสังเกตว่าระดับอ้างอิงเป็นเพียงค่าสมมติที่กำหนดขึ้นเพื่อใช้เป็นจุดอ้างอิงในการวิเคราะห์ความสัมพันธ์ระหว่างค่าความเข้มข้นของตะกอนแขวนลอยกับสมบัติของตะกอนและการไหล เหตุผลในการเลือกใช้ระดับอ้างอิงใด ๆ นั้นขึ้นอยู่กับดุลยพินิจของนักวิจัยแต่ละท่าน จากตารางที่ 9.1 สามารถสังเกตได้ว่ามีพารามิเตอร์ไร้มิติหกตัวที่

มักใช้ในการแสดงค่าความเข้มข้นอ้างอิง ได้แก่  $\psi_1$ ,  $\psi_{2.5}$ ,  $\frac{w_s}{u_b}$ ,  $\frac{\eta}{\lambda}$ ,  $\frac{\nu}{\sqrt{(s-1)gd_{50}}(a)}$  และ  $\frac{u_b^2}{w_s Tg}$

**ตารางที่ 9.1** แบบจำลองสำหรับการคำนวณค่าความเข้มข้นอ้างอิงภายใต้คลื่นสม่ำเสมอ

นักวิจัย	สูตร	ระดับอ้างอิง	สภาวะการไหล
Nielsen (1979)	$c_z = K(\psi_1 - 0.05) \frac{2}{\pi} \cos^{-1} \sqrt{\frac{0.05}{\psi_1}}$	$z = \eta/2$	vortex ripple
Skafel and Krishnappan (1984)	$c_{z'} = \frac{12.5w_d d_{50} \psi_1^3}{3d_{50} u_b}$	$z' = 3d_{50}$	vortex ripple
Nielsen (1986)	$c_z = 0.005 \left\{ \frac{\psi_{2.5}}{(1 - \pi\eta/\lambda)^2} \right\}^3$	$z = \eta/2$	vortex ripple
Bosman and Steetzel (1986)	$c_z = 3000 \frac{u_b^{3.5}}{\rho_s T^2}$	$z = 0$	vortex ripple
Nielsen (1992)	$c_z = 0.007(\psi_{2.5} - 0.05)^{1.5}$	$z = 0$	sheet flow
Shibayama and Rattanapitikon (1993)	$c_{z'} = \frac{10}{3} \frac{(\psi_1 - 0.05)\nu}{\sqrt{(s-1)gd_{50}} (\eta/2)}$	$z' = \eta/2$	vortex ripple
Shibayama and Rattanapitikon (1993)	$c_z = \frac{10}{3} \frac{(\psi_1 - 0.05)\nu}{\sqrt{(s-1)gd_{50}} (10d_{50})}$	$z = 10d_{50}$	sheet flow
Shibayama and Rattanapitikon (1993)	$c_z = \frac{10}{3} \frac{(\psi_1 - 0.05)\nu}{\sqrt{(s-1)gd_{50}} (100d_{50})}$	$z = 100d_{50}$	breaking wave
Ono et al. (1994)	$c_z = 0.49 \left( \frac{d_{50} \psi_{2.5}}{f_w w_s T} \right)^{1.77}$	$z = \eta/2$	vortex ripple
Zyserman and Fredsoe (1994)	$c_{z'} = \frac{0.331(\psi_{2.5} - 0.05)^{1.75}}{1 + 0.72(\psi_{2.5} - 0.05)^{1.75}}$	$z' = 2.5d_{50}$	sandy beach
Spielmann et al. (2004)	$c_z = 10^{-6} \rho_s \left[ \frac{D_r}{(\rho_s - \rho)gd_{50}c_p} \right]^3$	$z = k_s$	sandy beach
Van der Werf et al. (2006)	$c_z = 23.9 \frac{\left( \frac{d_{50}}{(s-1)gT^2} \right) \left( \frac{u_b^2}{(s-1)gd_{50}} \right)^{1.75}}{\left( d_{50} \left( \frac{(s-1)g}{\nu^2} \right)^{1/3} \right)^{1.25}}$	$z = 0$	vortex ripple
Camenen and Larson (2008)	$c_z = 0.00025\psi_1 \exp\left(-4.5 \frac{\psi_c}{\psi_1}\right)$	$z = 0$	sandy beach

หมายเหตุ  $z$  = พิกัดแนวตั้งที่วัดขึ้นจากระดับพื้นเฉลี่ย และ  $z'$  = พิกัดแนวตั้งที่วัดขึ้นจากพื้นผิวทราย

### 9.3.2 สัมประสิทธิ์การแพร่กระจายที่เกิดจากคลื่นสม่ำเสมอ

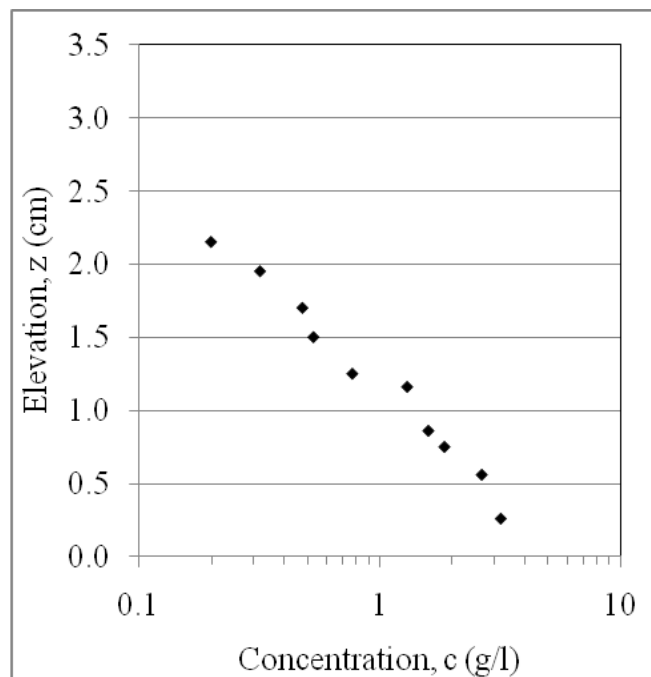
#### (Diffusion Coefficient Induced by Regular Waves)

ภายใต้คลื่นที่ไม่แตกตัว บริเวณที่มีความเข้มข้นของตะกอนทรายแขวนลอยสูงมักจำกัดอยู่ภายในชั้นบาง ๆ เหนือพื้นทะเล โดยความหนาประมาณสามเท่าของความสูงระลอกคลื่นหรือไม่ก็ร้อยละของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางตะกอนเหนือพื้นท้องน้ำ ตามผลการทดลองในห้องปฏิบัติการและการวัดภาคสนาม ในขณะที่ภายใต้สภาวะคลื่นแตกตัว การไหลความปั่นป่วนทำให้ตะกอนยกตัวขึ้นสู่ชั้นแขวนลอยตลอดความลึกของน้ำ โปรไฟล์ความเข้มข้นของตะกอนแขวนลอยสามารถคำนวณได้จากสมการการแพร่กระจายแบบคงที่ [สมการที่ (9.8)] หากทราบสัมประสิทธิ์การแพร่กระจาย (Diffusion coefficient,  $\epsilon_s$ ) ความแตกต่างที่มีนัยสำคัญของโปรไฟล์ความเข้มข้นสามารถสังเกตได้ในประเภทต่าง ๆ ของการแตกตัวของคลื่น และระหว่างคลื่นที่แตกตัวและคลื่นที่ไม่แตกตัว ดังนั้น สัมประสิทธิ์การแพร่กระจายสำหรับสภาวะคลื่นที่ไม่แตกตัวและคลื่นที่แตกตัวควรมีความแตกต่างกัน

#### 9.3.2.1 สัมประสิทธิ์การแพร่กระจายสำหรับคลื่นที่ไม่แตกตัว

##### (Diffusion Coefficient for Non-Breaking Waves)

ผลการทดลองก่อนหน้านี้ส่วนใหญ่แสดงให้เห็นว่า หากพิจารณาโดยไม่รวมค่าความเข้มข้นที่น้อยมาก โปรไฟล์ความเข้มข้นเฉลี่ยตามเวลาจะสอดคล้องกับสมการเอกซ์โพเนนเชียล (ดังภาพที่ 9.3)



ภาพที่ 9.3 โปรไฟล์ความเข้มข้นของตะกอนแขวนลอยภายใต้สภาวะคลื่นที่ไม่แตกตัว โดยมี  $d_{50} = 0.015$  cm,  $T = 1.0$  s,  $H = 5.3$  cm และ  $h = 15$  cm (ข้อมูลที่วัดได้จาก Skafel และ Krishnappan, 1984)

โปรไฟล์เอกซ์โพเนนเชียลสามารถได้จากสมการการแพร่กระจายในสภาวะคงที่ [สมการที่ (9.8)] ภายใต้สมมติฐานว่าสัมประสิทธิ์การแพร่กระจาย ( $\epsilon_s$ ) ไม่ขึ้นกับพิกัดในแนวตั้ง  $z$  ดังนี้

$$\int_{c_a}^c \frac{1}{c} dc = \int_a^z -\frac{w_s}{\epsilon_s} dz \quad (9.20)$$

โดยที่  $a$  คือ ระดับอ้างอิง และ  $c_a$  คือ ความเข้มข้นที่ระดับอ้างอิง  $a$  หลังจากการอินทิเกรตสมการที่ (9.20) ผลลัพธ์สามารถเขียนในรูปแบบดังนี้

$$c(z) = c_a \exp\left[-(z-a)\frac{w_s}{\epsilon_s}\right] \quad (9.21)$$

สมการที่ (9.21) แสดงให้เห็นว่าความสัมพันธ์ระหว่าง  $\ln(c)$  และ  $z$  มีลักษณะเป็นเส้นตรง โดยมีความชันเท่ากับ  $w_s/\epsilon_s$

ในปัจจุบัน ความรู้เกี่ยวกับสัมประสิทธิ์การแพร่กระจาย ( $\epsilon_s$ ) ยังมีข้อจำกัดและจำเป็นต้องใช้สูตรเชิงประสบการณ์ ความยากของวิธีนี้ คือ การหาความสัมพันธ์ระหว่างสัมประสิทธิ์การแพร่กระจาย ( $\epsilon_s$ ) กับคุณสมบัติการไหลและตะกอน บทบาททวนโดยสังเขปเกี่ยวกับสมการที่มีอยู่สำหรับการคำนวณสัมประสิทธิ์การแพร่ ( $\epsilon_s$ ) ภายใต้สภาวะคลื่นที่ไม่แตกตัว มีรายละเอียดดังต่อไปนี้

ก) Sleath (1982) เสนอสูตรเชิงประสบการณ์โดยอิงจากข้อมูลการทดลองในห้องปฏิบัติการ ซึ่งดำเนินการภายใต้สภาวะคลื่นที่ไม่แตกตัวและพื้นที่ท้องน้ำมีลักษณะเป็นระลอกคลื่น

$$\epsilon_s = \frac{5w_s(u_b\eta/\nu)^{1/6}}{\sqrt{\sigma/(2\nu)}} \quad (9.22)$$

โดยที่  $\sigma$  คือ ความถี่เชิงมุม

ข) Skafel and Krishnappan (1984) เสนอสูตรเชิงประสบการณ์ โดยอิงจากข้อมูลการทดลองในห้องปฏิบัติการ ซึ่งดำเนินการภายใต้สภาวะคลื่นที่ไม่แตกตัวและพื้นที่ท้องน้ำมีลักษณะเป็นระลอกคลื่น

$$\epsilon_s = 8.7\left(\frac{u_*d_{50}}{\nu}\right)^{-2.2} A_b u_* \quad (9.23)$$

โดยที่  $u_*$  คือ ความเร็วเฉือนที่คำนวณจากสูตร  $r = d_{50}$

ค) Nielsen (1988) เสนอสูตรเชิงประสบการณ์โดยอ้างอิงจากข้อมูลในห้องปฏิบัติการ ซึ่งดำเนินการภายใต้สภาวะคลื่นที่ไม่แตกตัวและพื้นที่ท้องน้ำมีลักษณะเป็นระลอกคลื่น

$$\varepsilon_s = w_s \eta \left\{ 1.24 \exp \left[ -40 \left( \frac{w_s}{u_b} \right)^2 \right] + 0.20 \right\} \quad (9.24)$$

ง) Nielsen (1990) เสนอสูตรเชิงประสบการณ์โดยอ้างอิงจากข้อมูลในห้องปฏิบัติการ ซึ่งดำเนินการภายใต้สภาวะคลื่นที่ไม่แตกตัวและพื้นที่ท้องน้ำมีลักษณะเป็นระลอกคลื่น

$$\varepsilon_s = \begin{cases} 0.075 A_b \sigma \eta & \text{for } \frac{A_b \sigma}{w_s} \leq 18 \\ 1.4 \eta w_s & \text{for } \frac{A_b \sigma}{w_s} > 18 \end{cases} \quad (9.25)$$

จ) Shibayama and Rattanapitikon (1993) เสนอสูตรเชิงประสบการณ์โดยอ้างอิงจากข้อมูลในห้องปฏิบัติการหลายแหล่ง ซึ่งดำเนินการภายใต้สภาวะคลื่นที่ไม่แตกตัวและพื้นที่ท้องน้ำมีลักษณะเป็นระลอกคลื่น

$$\varepsilon_s = 0.21 u_* A_b \left( \frac{w_s}{u_*} \right)^2 \left( \frac{\eta}{d_{50}} \right)^{0.5} d_*^{-1.5} \quad (9.26)$$

โดยที่  $u_*$  คือ ความเร็วเฉือน (Shear velocity) ซึ่งคำนวณได้โดยใช้  $r = d_{50}$  และ  $d_* = d_{50} ((s-1)g/v^2)^{1/3}$  เส้นผ่านศูนย์กลางของตะกอนทรายที่ไร้มิติ (Dimensionless sand diameter)

ฉ) Sisternans (2002) ได้ทำการทดสอบการกระจายตัวของสัมประสิทธิ์การแพร่กระจายในรูปแบบต่าง ๆ โดยเปรียบเทียบกับข้อมูลการทดลองในห้องปฏิบัติการที่ดำเนินการภายใต้สภาวะคลื่นที่ไม่แตกตัวร่วมกับกระแสน้ำ ผลการศึกษาพบว่าผลการกระจายตัวเชิงเส้นให้ผลลัพธ์ที่เหมาะสมที่สุด

$$\varepsilon_s = \left( \frac{0.25 \kappa u_* h - 0.07 u_b / \delta_w}{0.5h - \delta_w} \right) (z - \delta_w) + 0.07 \frac{u_b}{\delta_w} \quad (9.27)$$

โดยที่  $u_*$  คือ ความเร็วเฉือน (Shear velocity) ซึ่งคำนวณได้โดยใช้  $r = d_{50}$

ช) Camenen and Larson (2008) ประยุกต์ใช้สูตรเชิงประสบการณ์ของ Kraus and Larson (2001) ในการคำนวณสัมประสิทธิ์การแพร่ที่เกิดจากคลื่นที่ไม่แตกตัวและคลื่นที่แตกตัว

$$\varepsilon_s = \left( \frac{k_w^3 \rho_w u_*^3 + 0.01^3 D_B}{\rho_w} \right)^{1/3} h \quad (9.28)$$

โดยที่  $k_w$  คือ ค่าสัมประสิทธิ์ และ  $u_*$  คือ ความเร็วเฉือนที่คำนวณจากสูตร  $r = d_{50}$  สูตรนี้สามารถใช้ได้ทั้งสภาวะคลื่นที่แตกตัวและคลื่นที่ไม่แตกตัว

### 9.3.2.2 สัมประสิทธิ์การแพร่กระจายสำหรับคลื่นที่แตกตัว

#### (Diffusion Coefficient for Breaking Waves)

ในปัจจุบัน มีการศึกษาวิจัยเกี่ยวกับความเข้มข้นของตะกอนแขวนลอยภายใต้คลื่นที่แตกตัวในเขตคลื่นแตกตัว (Surf zone) ค่อนข้างจำกัด แม้ว่าบริเวณนี้จะเป็นพื้นที่ที่มีปริมาณตะกอนแขวนลอยอยู่ในปริมาณมากก็ตาม การแตกตัวของคลื่นในเขตนี้เป็นปัจจัยหลักทำให้เกิดการแขวนลอยของตะกอน โดยอาศัยกระแสหมุนวนที่ซึ่งเกี่ยวข้องกับการแตกตัวของคลื่น การไหลปั่นป่วนที่เกิดจากการแตกตัวของคลื่นส่งผลให้ปริมาณตะกอนแขวนลอยเพิ่มขึ้นอย่างมีนัยสำคัญเมื่อเปรียบเทียบกับคลื่นที่ไม่แตกตัวภายใต้เงื่อนไขของคลื่นเดียวกัน นอกจากนี้ ความปั่นป่วนของกระแสน้ำจากคลื่นแตกตัวยังทำให้รูปแบบของโปรไฟล์ความเข้มข้นของตะกอนเปลี่ยนแปลงไป (ดังภาพที่ 9.4) และไม่พบว่ามีลักษณะเป็นฟังก์ชันเอกซ์โพเนนเชียล ดังเช่นในกรณีของคลื่นที่ไม่แตกตัว ดังนั้น ในกรณีของคลื่นแตกตัวสัมประสิทธิ์การแพร่กระจายจะไม่คงที่เหมือนในกรณีของคลื่นที่ไม่แตกตัว

Shibayama and Rattanapitikon (1993) เสนอสูตรสัมประสิทธิ์การแพร่กระจายสำหรับคลื่นที่แตกตัว โดยกำหนดให้มีการกระจายตัวแบบเชิงเส้น ซึ่งสามารถแสดงเป็นฟังก์ชันของอัตราการสูญเสียพลังงาน และความเร็วเฉือนตามสมการ

$$\varepsilon_s = (0.04u_* + k_b D_B^{1/3})z \quad (9.29)$$

โดยที่

$$D_B = \frac{\rho g H^3}{4Th} \quad (9.30)$$

โดยที่  $u_*$  คือ ความเร็วเฉือน (Shear velocity) ซึ่งคำนวณได้จาก  $r = d_{50}$ ,  $D_B$  คือ อัตราการสลายพลังงาน และ  $k_b$  คือ สัมประสิทธิ์ที่ขึ้นอยู่กับประเภทของคลื่นแตกตัว โดยมีค่า  $k_b = 0.144$  สำหรับคลื่นแตกตัวแบบคลื่น (Spilling breaker),  $k_b = 0.216$  สำหรับคลื่นแตกแบบคลื่นแตกตัวแบบคลื่นเปลี่ยนเป็นคลื่นแตกตัวแบบม้วนตัว (Plunging breaker) และ  $k_b = 0.450$  สำหรับคลื่นแตกตัวแบบม้วนตัว

เมื่อนำสมการที่ (9.29) มาแทนในสมการที่ (9.8) และทำการอินทิเกรตทั้งสองข้าง จะได้

$$\int_{c_b}^c \frac{1}{c} dc = \int_b^z - \frac{w_s}{\left[ 0.04u_* + k_b \left( \frac{gH^3}{4Th} \right)^{1/3} \right] z} dz \quad (9.31)$$

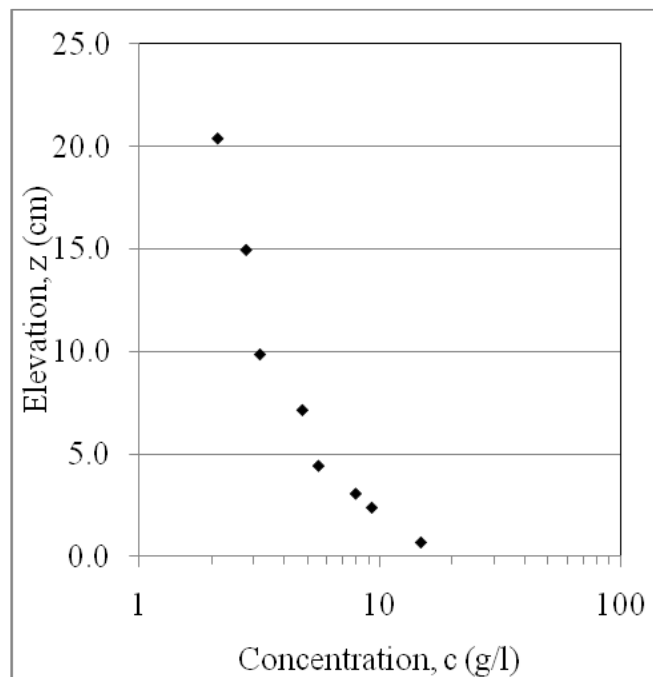
โดยที่  $b$  คือ ระดับอ้างอิง และ  $c_b$  คือ ความเข้มข้นอ้างอิงที่ระดับความสูง  $b$  หลังจากการอินทิเกรตสมการที่ (9.31) โปรไฟล์ความเข้มข้นสำหรับคลื่นที่แตกตัวสามารถแสดงได้ดังนี้

$$c(z) = c_b \left( \frac{b}{z} \right)^M \quad (9.32)$$

โดยที่

$$M = \frac{w_s}{0.04u_* + k_b \left( \frac{gH^3}{4Th} \right)^{1/3}} \quad (9.33)$$

สรุปสูตรสำหรับการคำนวณสัมประสิทธิ์การแพร่กระจายภายใต้คลื่นสม่ำเสมอแสดงในตาราง 9.2



ภาพที่ 9.4 โปรไฟล์ความเข้มข้นของตะกอนแขวนลอยภายใต้สภาวะคลื่นแตกตัว โดยมีค่า  $d_{50} = 0.012$  cm,  $T = 1.4$  s,  $H = 12$  cm และ  $h = 34$  cm (ข้อมูลที่วัดได้จาก Deigaard et al. 1986)

**ตารางที่ 9.2** แบบจำลองสำหรับการคำนวณสัมประสิทธิ์การแพร่กระจายภายใต้คลื่นสม่ำเสมอ

นักวิจัย	สูตร	การไหล
Sleath (1982)	$\varepsilon_s = \frac{5w_s (u_b \eta / \nu)^{1/6}}{\sqrt{\sigma / (2\nu)}}$	ripple vortex, non-breaking
Skafel and Krishnappan (1984)	$\varepsilon_s = 8.7 \left( \frac{u_* d_{50}}{\nu} \right)^{-2.2} A_b u_*$	ripple vortex, non-breaking
Nielsen (1988)	$\varepsilon_s = w_s \eta \left\{ 1.24 \exp \left[ -40 \left( \frac{w_s}{u_b} \right)^2 \right] + 0.20 \right\}$	ripple vortex, non-breaking
Nielsen (1990)	$\varepsilon_s = 0.075 A_b \sigma \eta \quad \text{for} \quad \frac{A_b \sigma}{w_s} \leq 18$ $\varepsilon_s = 1.4 \eta w_s \quad \text{for} \quad \frac{A_b \sigma}{w_s} > 18$	ripple vortex, non-breaking
Shibayama and Rattanapitikon (1993)	$\varepsilon_s = 0.21 u_* A_b \left( \frac{w_s}{u_*} \right)^2 \left( \frac{\eta}{d_{50}} \right)^{0.5} d_*^{-1.5}$	ripple vortex, non-breaking
Shibayama and Rattanapitikon (1993)	$\varepsilon_s = 0.21 u_* A_b \left( \frac{w_s}{u_*} \right)^2 \left( \frac{2.5 d_{50}}{d_{50}} \right)^{0.5} d_*^{-1.5}$	sheet flow, non-breaking
Sisternans (2002)	$\varepsilon_s = \left( \frac{0.25 \kappa_* h - 0.07 u_b / \delta_w}{0.5h - \delta_w} \right) (z - \delta_w) + 0.07 \frac{u_b}{\delta_w}$	non-breaking
Camenen and Larson (2008)	$\varepsilon_s = \left( \frac{k_w^3 \rho_w u_*^3 + 0.01^3 D_B}{\rho_w} \right)^{1/3} h$	non-breaking and breaking
Shibayama and Rattanapitikon (1993)	$\varepsilon_s = \left[ 0.04 u_* + k_b \left( \frac{D_B}{\rho} \right)^{1/3} \right] z$	breaking

**ตัวอย่างที่ 9.2** กำหนดให้:  $d_{50} = 0.02$  cm,  $w_s = 2.7$  cm/s,  $T = 1.6$  s,  $H = 12.0$  cm,  $h = 30$  cm,  $\lambda = 7.5$  cm,  $\eta = 1.1$  cm, และสถานะคลื่นไม่แตกตัว จงคำนวณโปรไฟล์ความเข้มข้นของตะกอนแขวนลอย (ที่  $z = 4.5, 3.5, 2.5, 1.5, 1.2, 1.0$  และ  $0$  cm) โดยใช้สูตรของ Nielsen (1986) สำหรับการคำนวณความเข้มข้นอ้างอิง และสูตรของ Nielsen (1988) สำหรับการคำนวณ  $\varepsilon_s$

**วิธีทำ**

I. คำนวณพารามิเตอร์พื้นฐานของคลื่น

จากความสัมพันธ์การแพร่กระจาย (Dispersion relation)

$$\sigma^2 = gk \tanh kh$$

$$\left(\frac{2\pi}{1.6}\right)^2 = 980k \tanh[k(30)]$$

คำนวณหา  $k$  ด้วยวิธีทำซ้ำ (Iteration) จะได้  $k = 0.0249 \text{ cm}^{-1}$

$$A_b = \frac{H}{2 \sinh(kh)} = \frac{12}{2 \sinh[0.0249(30)]} = 7.33 \text{ cm}$$

$$u_b = \frac{H\sigma}{2 \sinh(kh)} = \sigma A_b = \frac{2\pi}{1.6} 7.33 = 28.79 \text{ cm/s}$$

$$f_{2.5} = \exp\left\{5.213 \left(\frac{2.5d_{50}}{A_b}\right)^{0.194} - 5.977\right\} = \exp\left\{5.213 \left(\frac{2.5(0.02)}{7.33}\right)^{0.194} - 5.977\right\} = 0.018$$

$$\psi_{2.5} = \frac{0.5 f_{2.5} u_b^2}{(s-1) g d_{50}} = \frac{0.5(0.018)28.79^2}{(2.65-1)980(0.02)} = 0.230$$

II. คำนวณความเข้มข้นอ้างอิง

จากสมการ (9.11)

$$c_{\eta/2} = 0.005 \left\{ \frac{\psi_{2.5}}{(1 - \pi\eta/\lambda)^2} \right\}^3$$

$$c_{\eta/2} = 0.005 \left\{ \frac{0.23}{(1 - \pi 1.1/7.5)^2} \right\}^3 = 2.47 \times 10^{-3} \text{ Vol/Vol}$$

เนื่องจาก  $\rho_s = 2650 \text{ kg/m}^3 = 2650 \text{ g/l}$ ,  $c_{\eta/2} = 2.47 \times 10^{-3} (2650) = 6.56 \text{ g/l}$

นี่คือความเข้มข้นของตะกอนที่ยอดระลอกคลื่นหรือที่ระดับความสูง  $\eta/2$  เหนือจากพื้นเฉลี่ย

III. คำนวณสัมประสิทธิ์การแพร่กระจาย

จากสมการที่ (9.24)

$$\varepsilon_s = w_s \eta \left\{ 1.24 \exp\left[-40 \left(\frac{w_s}{u_b}\right)^2\right] + 0.20 \right\}$$

$$\varepsilon_s = 2.7(1.1) \left\{ 1.24 \exp\left[-40 \left(\frac{2.7}{28.79}\right)^2\right] + 0.20 \right\}$$

$$\varepsilon_s = 3.18 \text{ cm}^3/\text{s}$$

IV. คำนวณสัมประสิทธิ์การแพร่กระจาย

จากสมการที่ (9.21)

$$c(z) = c_a \exp\left[-(z-a)\frac{w_s}{\epsilon_s}\right]$$

$$c = c_{\eta/2} \exp\left[-\left(z - \frac{\eta}{2}\right)\frac{w_s}{\epsilon_s}\right]$$

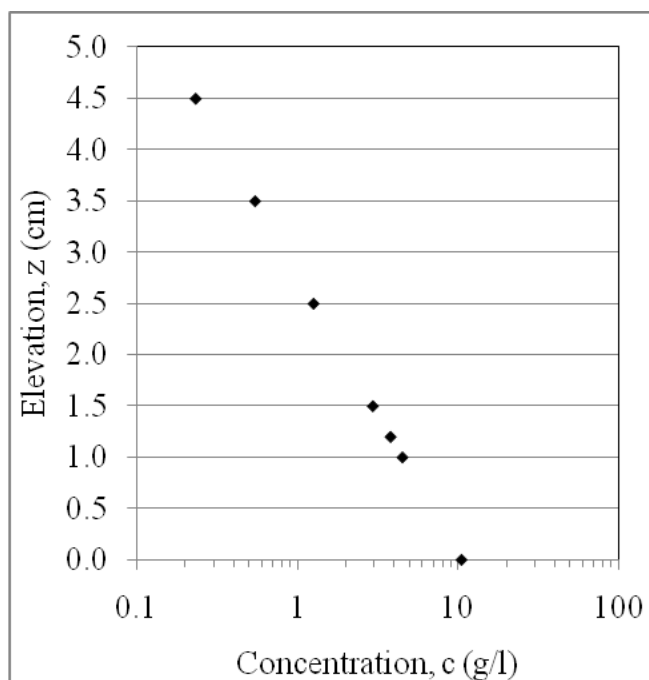
$$c = 6.56 \exp\left[-\left(z - \frac{1.1}{2}\right)\frac{2.7}{3.18}\right]$$

$$c = 6.56 \exp(-0.85z + 0.47) \text{ g/l} \tag{i}$$

ตัวอย่างการคำนวณ ณ  $z = 4.5 \text{ cm}$ :  $c = 6.56 \exp(-0.85(4.5) + 0.47) = 0.23 \text{ g/l}$

การคำนวณโปรไฟล์ความเข้มข้นของตะกอนจากสมการที่ (i) แสดงในตารางและภาพต่อไปนี้

$z$ (cm)	4.5	3.5	2.5	1.5	1.2	1.0	0
$c$ (g/l)	0.23	0.54	1.25	2.93	3.78	4.48	10.46



ตอบ

**ตัวอย่างที่ 9.3** กำหนดให้  $d_{50} = 0.02$  cm,  $w_s = 2.7$  cm/s,  $T = 1.6$  s,  $H = 25.0$  cm,  $h = 30.0$  cm และอยู่ภายใต้สภาวะคลื่นแตกตัวแบบล้น (Spilling breaker) จงคำนวณโปรไฟล์ความเข้มข้นของตะกอนแขวนลอย (ที่  $z = 4.5, 3.5, 2.5, 1.5, 1.2, 1.0$  และ  $0$  cm) โดยใช้สมการของ Shibayama and Rattanapitikon (1993)

### วิธีทำ

1. คำนวณพารามิเตอร์พื้นฐานของคลื่น

$$\nu = 0.0106 \text{ cm}^2/\text{s}$$

จากสมการการแพร่กระจาย (Dispersion equation)

$$\sigma^2 = gk \tanh kh$$

$$\left(\frac{2\pi}{1.6}\right)^2 = 980k \tanh[k(30)]$$

คำนวณหา  $k$  ด้วยวิธีทำซ้ำ (Iteration) จะได้  $k = 0.0249 \text{ cm}^{-1}$

$$A_b = \frac{H}{2 \sinh(kh)} = \frac{25}{2 \sinh[0.0249(30)]} = 15.27 \text{ cm}$$

$$u_b = \frac{H\sigma}{2 \sinh(kh)} = \sigma A_b = \frac{2\pi}{1.6} 15.27 = 59.98 \text{ cm/s}$$

$$f_1 = \exp\left\{5.213\left(\frac{d_{50}}{A_b}\right)^{0.194} - 5.977\right\} = \exp\left\{5.213\left(\frac{0.02}{15.27}\right)^{0.194} - 5.977\right\} = 0.0107$$

$$\psi_1 = \frac{0.5 f_1 u_b^2}{(s-1) g d_{50}} = \frac{0.5(0.0107)59.98^2}{(2.65-1)980(0.02)} = 0.595$$

$$u_* = \sqrt{0.5 f_w u_b^2} = \sqrt{0.5(0.0107)59.98^2} = 4.39 \text{ cm/s}$$

$k_b = 0.144$  สำหรับ Spilling breaker

$$M = \frac{w_s}{0.04u_* + k_b \left(\frac{gH^3}{4Th}\right)^{1/3}} = \frac{2.7}{0.04(4.39) + 0.144 \left(\frac{980(25)^3}{4(1.6)30}\right)^{1/3}} = 0.424$$

วิศวกรรมชายฝั่งทะเลเบื้องต้น

II. คำนวณความเข้มข้นอ้างอิง

จากสมการที่ (9.14) 
$$c_a = \frac{10}{3} \frac{(\psi_1 - 0.05)\nu}{\sqrt{(s-1)gd_{50}}(a)}$$

$$c_{100d} = \frac{10}{3} \frac{(0.595 - 0.05)0.0106}{\sqrt{(2.65 - 1)980(0.02)}(100)0.02} = 0.0016 \text{ Vol/Vol}$$

เนื่องจาก  $\rho_s = 2650 \text{ kg/m}^3 = 2650 \text{ g/l}$ ,  $c_{100d} = 0.0016(2650) = 4.23 \text{ g/l}$

นี่คือความเข้มข้นของตะกอนที่ยอดระลอกคลื่น หรือที่ความสูง  $100d$  เหนือจากพื้นท้องน้ำเฉลี่ย

III. คำนวณสัมประสิทธิ์การแพร่กระจาย

จากสมการที่ (9.29) และ (9.30) 
$$\varepsilon_s = \left[ 0.04u_* + k_b \left( \frac{gH^3}{4Th} \right)^{1/3} \right] z$$

$$\varepsilon_s = \left[ 0.04(4.39) + 0.144 \left( \frac{980(25)^3}{4(1.6)30} \right)^{1/3} \right] z = 6.37z$$

IV. คำนวณโปรไฟล์ความเข้มข้นของตะกอนแขวนลอย

จากสมการที่ (9.32) 
$$c(z) = c_b \left( \frac{b}{z} \right)^M$$

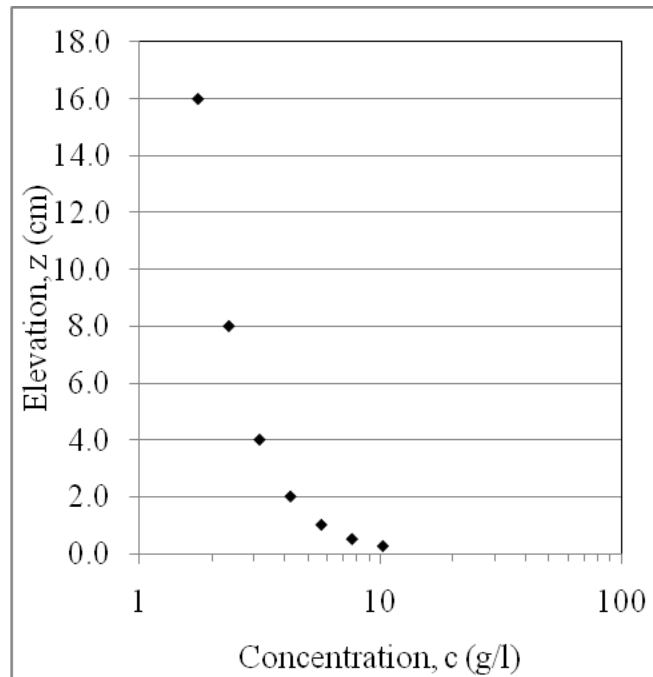
$$c(z) = c_{100d} \left( \frac{100d_{50}}{z} \right)^M = 4.23 \left( \frac{100(0.02)}{z} \right)^{0.424}$$

$$c = 6.56 \exp(-0.85z + 0.47) \text{ g/l} \quad (i)$$

ตัวอย่างการคำนวณ ณ  $z = 16.0 \text{ cm}$ :  $c = 6.56 \exp(-0.85(16) + 0.47) = 1.75 \text{ g/l}$

การคำนวณโปรไฟล์ความเข้มข้นของตะกอนจากสมการ (i) แสดงในตารางและภาพต่อไปนี้

$z$ (cm)	16.0	8.0	4.0	2.0	1.0	0.5	0.25	0
$c$ (g/l)	1.75	2.35	3.15	4.23	5.68	7.61	10.22	N.A.



ตอบ

### 9.3.3 ความเข้มข้นอ้างอิงที่เกิดจากคลื่นไม่สม่ำเสมอ

#### (Reference Concentration Induced by Irregular Waves)

สรุปของสูตรสำหรับการคำนวณความเข้มข้นอ้างอิงภายใต้คลื่นไม่สม่ำเสมอ (Irregular wave) ได้แสดงไว้ดังนี้

ก) Stive and Battjes (1984) ได้ประยุกต์ใช้สมการของ Nielsen (1979) มาใช้ในการคำนวณความเข้มข้นอ้างอิงภายใต้คลื่นไม่สม่ำเสมอ โดยความสูงและคาบคลื่นของคลื่นไม่สม่ำเสมอแสดงด้วยค่าเฉลี่ยกำลังสองของความสูงคลื่น (Root-mean-square wave height:  $H_{rms}$ ) และคาบคลื่นสเปกตรัมสูงสุด ( $T_p$ ) หลังจากการเปรียบเทียบสมการสามารถแสดงได้ในรูปแบบดังนี้

$$c_0 = 0.028(\psi_1 - 0.05) \frac{2}{\pi} \cos^{-1} \sqrt{\frac{0.05}{\psi_1}} \quad (9.34)$$

โดยที่  $c_0$  คือ ความเข้มข้นอ้างอิงที่พื้นท้องน้ำเฉลี่ย

ข) Nielsen (1992) เสนอให้คำนวณความเข้มข้นอ้างอิงภายใต้คลื่นไม่สม่ำเสมอ โดยใช้สูตรเดียวกับคลื่นสม่ำเสมอ อย่างไรก็ตาม ความสูงและคาบคลื่นของคลื่นไม่สม่ำเสมอแสดงด้วย  $H_{rms}$  และ  $T_p$  สมการสำหรับการคำนวณความเข้มข้นอ้างอิงแสดงได้ดังนี้

$$c_0 = 0.005 \left\{ \frac{\psi_{2.5}}{(1 - \pi\eta/\lambda)^2} \right\}^3 \quad (9.35)$$

โดยที่  $c_0$  คือ ความเข้มข้นอ้างอิงที่ยอดระลอกคลื่น

ค) Madsen et al. (1994) เสนอให้คำนวณความเข้มข้นอ้างอิงที่ระดับ  $7d_{50}$  จากพื้นที่ท้องน้ำเฉลี่ย ดังนี้

$$c_7 = \gamma_o c_m \left( \frac{2 (\psi_1 - \psi_c)}{\pi \psi_c} \right) \quad (9.36)$$

โดยที่  $c_7$  คือ ความเข้มข้นอ้างอิงที่ระดับ  $7d_{50}$  เหนือพื้นท้องน้ำเฉลี่ย,  $\gamma_o$  คือ พารามิเตอร์การฟุ้งกระจายของตะกอน ( $\gamma_o = 0.002$  สำหรับพื้นที่ท้องน้ำที่มีลักษณะเป็นระลอกคลื่น (Rippled beds);  $\gamma_o = 0.0002$  สำหรับพื้นที่ท้องน้ำเรียบ (Flat beds)), และ  $c_m$  คือ ปริมาตรความเข้มข้นของตะกอนในพื้นที่ท้องน้ำ ( $c_m \approx 0.65$ )

ง) Green and Black (1999) ได้ประยุกต์ใช้สมการของ Nielsen (1986) สำหรับคลื่นไม่สม่ำเสมอ โดยที่ความสูงและคาบเวลาของคลื่นไม่สม่ำเสมอจะแทนด้วยความสูงของคลื่นเชิงสเปกตรัมที่มีนัยสำคัญ ( $H_{m0}$ ) และคาบเวลาเฉลี่ยเชิงสเปกตรัม สมการสำหรับคำนวณความเข้มข้นอ้างอิงสามารถแสดงได้ดังนี้

$$c_0 = 0.005 \left\{ \frac{\psi_{2.5}}{(1 - \pi\eta / \lambda)^2} \right\}^3 \quad (9.37)$$

โดยที่  $c_0$  คือ ความเข้มข้นอ้างอิงที่ยอดระลอกคลื่น

จ) Voulgaris and Collins (2000) ได้เสนอให้สัมพันธ์ความเข้มข้นอ้างอิงที่ระดับ 3.5 cm เหนือพื้นท้องน้ำกับพารามิเตอร์ของคลื่นแตกตัวในพื้นที่นั้น ๆ โดยใช้ข้อมูลภาคสนามจากชายหาด 3 แห่งในสหราชอาณาจักร สำหรับการเปรียบเทียบแบบจำลอง การทดลองดังกล่าวดำเนินการภายใต้สภาวะของคลื่นแตกตัว

$$c_{3.5cm} = 2.79 \exp\left(-45.57 \frac{H_s}{gT^2 m_b}\right) + 0.42 \exp\left(-2.19 \frac{H_s}{gT^2 m_b}\right) \quad (9.38)$$

โดยที่  $c_{3.5cm}$  คือ ความเข้มข้นอ้างอิงที่ระดับความสูง 3.5 cm เหนือพื้นท้องน้ำ และ  $m_b$  คือ ความลาดชันของชายหาด

ฉ) Lee et al. (2004) พัฒนาสูตรต่อไปนี้สำหรับการคำนวณความเข้มข้นอ้างอิงที่ระดับ 1 cm. เหนือพื้นท้องน้ำ โดยใช้ข้อมูลภาคสนามจากสองแหล่งใช้ในการเปรียบเทียบสมการ ข้อมูลรวมถึงการสังเกตที่ความลึก 15 และ 20 m นอกชายฝั่ง Dounreay, Scotland, UK และการสังเกตที่ความลึก 13 m นอกชายฝั่ง Duck, North Carolina, USA

$$c_{1cm} = \frac{2.58}{\rho_s} \left( \psi_1 \frac{u_*}{w_s} \right)^{1.45} \quad (9.39)$$

โดยที่  $c_{1cm}$  คือ ความเข้มข้นอ้างอิงที่ระดับ 1 cm เหนือพื้นท้องน้ำเฉลี่ย Dolphin and Vincent (2009) ได้ทดสอบการใช้งานของสมการที่ (9.39) และพบว่าสูตรนี้สามารถใช้ในการคาดการณ์ความเข้มข้นอ้างอิงที่ชายฝั่งได้ดีใกล้เคียงกับ Noordwijk aan Zee ได้

ข) Van der Werf et al. (2006) ได้ปรับสูตรของ Bosman and Steetzel (1986) โดยพัฒนาสูตรในรูปแบบไร้มิติและได้รวมผลกระทบของขนาดตะกอนไร้มิติเข้าไปในการคำนวณ หลังจากการปรับเทียบกับการทดลองในอุโมงค์การไหลแบบสลับทิศทางที่ของ University of Aberdeen และ WL/Delft Hydraulics สูตรต่อไปนี้เสนอสำหรับการคำนวณความเข้มข้นอ้างอิง

$$c_0 = 23.9 \frac{\left( \frac{d_{50}}{(s-1)gT^2} \right) \left( \frac{u_b^2}{(s-1)gd_{50}} \right)^{1.75}}{\left( d_{50} \left( \frac{(s-1)g}{v^2} \right)^{1/3} \right)^{1.25}} \quad (9.40)$$

โดยที่  $c_0$  คือ ความเข้มข้นอ้างอิงที่ระดับพื้นท้องน้ำเฉลี่ย และ  $u_b = \sqrt{2}u_{rms}$

ค) Cacchione et al. (2008) พัฒนาสูตรสำหรับความเข้มข้นอ้างอิงที่ระดับ 1 cm เหนือพื้นท้องน้ำ โดยอิงจากการวิเคราะห์มิติ ข้อมูลภาคสนามที่ Santa Cruz, CA ใน Monterey Bay ใช้ในการปรับเทียบสมการ

$$c_{1cm} = 0.00086 \left( \frac{u_*^2 v}{w_s (s-1) g d_{50}^2} \right)^{1.08} \quad (9.41)$$

โดยที่  $c_{1cm}$  คือ ความเข้มข้นอ้างอิงที่ระดับ 1 cm เหนือพื้นผิวทราย

ง) Dolphin and Vincent (2009) เสนอสูตรเชิงประสบการณ์โดยอิงจากการทดลองภาคสนามที่ชายฝั่งดีดซ์ใกล้เคียงกับ Noordwijk aan Zee

$$c_0 = 0.00156 \mu_1^{1.84} \quad (9.42)$$

โดยที่  $c_0$  คือ ความเข้มข้นอ้างอิงที่ระดับพื้นท้องน้ำเฉลี่ย

จ) Nam et al. (2009) ได้ปรับปรุงสูตรความเข้มข้นอ้างอิงของ Camenen and Larson (2008) ภายใต้สมมติฐานว่าคลื่นรูปไซน์ และไม่มีความไม่สมมาตร โดยพารามิเตอร์ที่เกี่ยวข้องทั้งหมดคำนวณจากความสูงคลื่นสเปกตรัมที่มีนัยสำคัญ ( $H_{m0}$ )

$$c_0 = 0.00175 \exp(-0.3d_*) \mu_1 \exp\left(-4.5 \frac{\psi_c}{\psi_1}\right) \quad (9.43)$$

โดยที่  $c_0$  คือ ความเข้มข้นอ้างอิงที่ระดับพื้นท้องน้ำเฉลี่ย

สรุปสมการสำหรับการคำนวณความเข้มข้นอ้างอิงแสดงในตารางที่ 9.3

**ตารางที่ 9.3** แบบจำลองสำหรับการคำนวณค่าความเข้มข้นอ้างอิงภายใต้คลื่นไม่สม่ำเสมอ

นักวิจัย	สูตร	ระดับอ้างอิง	พื้นที่ท้องน้ำ
Stive and Battjes (1984)	$c_z = 0.028(\psi_1 - 0.05) \frac{2}{\pi} \cos^{-1} \sqrt{\frac{0.05}{\psi_1}}$	$z = 0$	sandy beach
Nielsen (1992)	$c_z = 0.005 \left\{ \frac{\psi_{2.5}}{(1 - \pi\eta/\lambda)^2} \right\}^3$	$z = \eta/2$	Ripple
Madsen et al. (1994)	$c_z = 0.002c_m \left( \frac{2(\psi_1 - \psi_c)}{\pi \psi_c} \right)$	$z = 7d_{50}$	Ripple
Madsen et al. (1994)	$c_z = 0.0002c_m \left( \frac{2(\psi_1 - \psi_c)}{\pi \psi_c} \right)$	$z = 7d_{50}$	Flat
Green and Black (1999)	$c_z = 0.005 \left\{ \frac{\psi_{2.5}}{(1 - \pi\eta/\lambda)^2} \right\}^3$	$z = \eta/2$	Ripple and Flat
Voulgaris and Collins (2000)	$c_{z'} = 2.79 \exp\left(-45.57 \frac{H_s}{gT^2 m_b}\right) +$ $0.42 \exp\left(-2.19 \frac{H_s}{gT^2 m_b}\right)$	$z' = 3.5 \text{ cm}$	sandy beach
Lee et al. (2004)	$c_z = \frac{2.58}{\rho_s} \left( \psi_1 \frac{u_*}{w_s} \right)^{1.45}$	$z = 1.0 \text{ cm}$	sandy beach
Van der Werf et al. (2006)	$c_z = 23.9 \frac{\left( \frac{d_{50}}{(s-1)gT^2} \right) \left( \frac{u_b^2}{(s-1)gd_{50}} \right)^{1.75}}{\left( d_{50} \left( \frac{(s-1)g}{v^2} \right)^{1/3} \right)^{1.25}}$	$z = 0$	ripple
Cacchione et al. (2008)	$c_{z'} = 0.00086 \left( \frac{u_*^2 v}{w_s (s-1)gd_{50}^2} \right)^{1.08}$	$z' = 1.0 \text{ cm}$	sandy beach
Dolphin and Vincent (2009)	$c_z = 0.00156\psi_1^{1.84}$	$z = 0$	sandy beach
Nam et al. (2009)	$c_0 = 0.00175 \exp(-0.3d_*) \psi_1 \exp\left(-4.5 \frac{\psi_c}{\psi_1}\right)$	$z = 0$	sandy beach

หมายเหตุ  $z$  = พิกัดแนวตั้งที่วัดขึ้นจากระดับพื้นเฉลี่ย และ  $z'$  = พิกัดแนวตั้งที่วัดขึ้นจากพื้นผิวทราย

### 9.3.4 สัมประสิทธิ์การแพร่กระจายที่เกิดจากคลื่นไม่สม่ำเสมอ

#### (Diffusion Coefficient Induced by Irregular Waves)

สำหรับคลื่นไม่สม่ำเสมอ (Irregular wave) ความเข้มข้นของตะกอนแขวนลอยมีลักษณะไม่สม่ำเสมอและไม่ต่อเนื่องมากกว่าคลื่นสม่ำเสมอ อย่างไรก็ตาม Barkaszi and Dally (1992) แสดงให้เห็นผ่านการทดลองว่ารูปแบบเฉลี่ยตามเวลาของโปรไฟล์ความเข้มข้นของคลื่นไม่สม่ำเสมอมีลักษณะคล้ายกันทั้งในด้านขนาดและรูปแบบกับคลื่นสม่ำเสมอที่มีความรุนแรงเท่ากัน บทสรุปของสมการสำหรับการคำนวณสัมประสิทธิ์การแพร่กระจายภายใต้คลื่นไม่สม่ำเสมอได้แสดงไว้ดังนี้

ก) Vincent and Osborne (1995) เสนอสูตรเชิงประสพการณ์สำหรับการคำนวณสัมประสิทธิ์การแพร่กระจายโดยอิงจากข้อมูลภาคสนามที่ชายหาด Whitsand, Cornwall, U.K. การทดลองดำเนินการภายใต้สภาวะคลื่นไม่รุนแรงบนชายหาดที่มี Macro-tidal และระลอกคลื่นหมุนวน

$$\varepsilon_{si} = 2.2w_s \exp(3.05\psi_1) \quad (9.44)$$

ซึ่ง  $\psi_1$  คำนวณจาก  $H_s$

ข) Aagaard et al. (2002) เสนอสูตรเชิงประสพการณ์สำหรับการคำนวณสัมประสิทธิ์การแพร่กระจายโดยอิงจากข้อมูลภาคสนามที่รวบรวมจากชายหาด Skallingen บนชายฝั่งทะเลเหนือของเดนมาร์ก และที่ชายฝั่ง Staengehus บนชายฝั่งตอนเหนือของ Zealand, เดนมาร์ก

$$\varepsilon_{si} = 0.012w_s h \exp\left(4.781 \frac{H_s}{h}\right) \quad (9.45)$$

โดยที่  $H_s$  คือ ความสูงคลื่นที่มีนัยสำคัญ

ค) Camenen and Larson (2008) ประยุกต์ใช้สูตรเชิงประสพการณ์ของ Kraus and Larson (2001) ในการคำนวณสัมประสิทธิ์การแพร่กระจายที่เกิดจากคลื่นที่แตกตัวและคลื่นที่ไม่แตกตัว

$$\varepsilon_{si} = \left( \frac{k_w^3 \rho_w u_*^3 + 0.017^3 D_B}{\rho_w} \right)^{1/3} h \quad (9.46)$$

โดยที่  $k_w$  คือ ค่าสัมประสิทธิ์ สูตรนี้สามารถใช้ได้ทั้งในสภาวะคลื่นสม่ำเสมอและคลื่นไม่สม่ำเสมอ สำหรับคลื่นไม่สม่ำเสมอ พารามิเตอร์ที่เกี่ยวข้องทั้งหมดคำนวณจากความสูงคลื่นสเปกตรัมที่มีนัยสำคัญ

สรุปสมการการคำนวณสัมประสิทธิ์การแพร่กระจายแสดงในตารางที่ 9.4

**ตารางที่ 9.4** แบบจำลองสำหรับการคำนวณสัมประสิทธิ์การแพร่กระจายภายใต้คลื่นไม่สม่ำเสมอ

นักวิจัย	สูตร	การไหล
Vincent and Osborne (1995)	$\epsilon_{si} = 2.2w_s \exp(3.05\psi_1)$	vortex ripple
Aagaard et al. (2002)	$\epsilon_{si} = 0.012w_s h \exp\left(4.781 \frac{H_s}{h}\right)$	field
Camenen and Larson (2008)	$\epsilon_{si} = \left(\frac{k_w^3 \rho_w u_*^3 + 0.017^3 D_B}{\rho_w}\right)^{1/3} h$	-

**ตัวอย่างที่ 9.4** กำหนด:  $d_{50} = 0.02$  cm,  $\rho_s = 2650$  kg/m<sup>3</sup>,  $w_s = 2.7$  cm/s,  $T_p = 3$  s,  $H_{rms} = 25.0$  cm,  $h = 60.0$  cm,  $\lambda = 8.0$  cm,  $\eta = 1.0$  cm, และเงื่อนไขคลื่นไม่แตกตัว  
 จงหาความเข้มข้นของตะกอนแขวนลอย (ที่  $z = 20, 10, 5, 3, 2, 1$  และ  $0$  cm) โดยใช้สมการของ Nielsen (1992) สำหรับการคำนวณความเข้มข้นอ้างอิงและใช้สมการของ Vincent and Osborne (1995) สำหรับการคำนวณค่าสัมประสิทธิ์การแพร่กระจาย  $\epsilon_{si}$

**วิธีทำ**

I. คำนวณค่าความเข้มข้นอ้างอิง

จากสมการการแพร่กระจาย (Dispersion equation)

$$\sigma^2 = gk \tanh kh$$

$$\left(\frac{2\pi}{3}\right)^2 = 980k \tanh [k(60)]$$

คำนวณหา  $k$  ด้วยวิธีทำซ้ำ (Iteration) จะได้  $k = 0.0090$  cm<sup>-1</sup>

$$A_b = \frac{H_{rms}}{2 \sinh(kh)} = \frac{25}{2 \sinh[0.009(60)]} = 22.06 \text{ cm}$$

$$u_b = \frac{H_{rms} \sigma}{2 \sinh(kh)} = \sigma A_b = \frac{2\pi}{3} 22.06 = 46.20 \text{ cm/s}$$

$$f_{2.5} = \exp\left\{5.213 \left(\frac{2.5d_{50}}{A_b}\right)^{0.194} - 5.977\right\} = \exp\left\{5.213 \left(\frac{2.5(0.02)}{22.06}\right)^{0.194} - 5.977\right\} = 0.0126$$

$$\psi_{2.5} = \frac{0.5 f_{2.5} u_b^2}{(s-1) g d_{50}} = \frac{0.5(0.0126)46.20^2}{(2.65-1)980(0.02)} = 0.416$$

จากสมการที่ (9.35)

$$c_{\eta/2} = 0.005 \left\{ \frac{\psi_{2.5}}{(1-\pi\eta/\lambda)^2} \right\}^3$$

$$c_{\eta/2} = 0.005 \left\{ \frac{0.416}{(1-\pi 1/8)^2} \right\}^3 = 0.00718 \text{ Vol/Vol}$$

เนื่องจาก  $\rho_s = 2650 \text{ kg/m}^3 = 2650 \text{ g/l}$ ,  $c_{\eta/2} = 0.00718(2650) = 19.01 \text{ g/l}$

นี่คือความเข้มข้นของตะกอนที่ยอดของระลอกคลื่น หรือที่ความสูง  $\eta/2$  เหนือจากพื้นท้องน้ำเฉลี่ย

### II. คำนวณค่าสัมประสิทธิ์การแพร่กระจาย

จากการแจกแจงแบบเรย์ลี (Rayleigh distribution)

$$H_{m0} = 1.416 H_{rmsz} = 1.416(25) = 35.4 \text{ cm}$$

$$A_b = \frac{H_{m0}}{2 \sinh(kh)} = \frac{35.4}{2 \sinh[0.009(60)]} = 31.24 \text{ cm}$$

$$u_b = \frac{H_{m0}\sigma}{2 \sinh(kh)} = \sigma A_b = \frac{2\pi}{3} 31.24 = 65.42 \text{ cm/s}$$

$$f_1 = \exp \left\{ 5.213 \left( \frac{d_{50}}{A_b} \right)^{0.194} - 5.977 \right\} = \exp \left\{ 5.213 \left( \frac{0.02}{31.24} \right)^{0.194} - 5.977 \right\} = 0.0089$$

$$\psi_1 = \frac{0.5 f_1 u_b^2}{(s-1) g d_{50}} = \frac{0.5(0.0089)65.42^2}{(2.65-1)980(0.02)} = 0.589$$

จากสมการที่ (9.44)  $\varepsilon_{si} = 2.2 w_s \exp(3.05\psi_1) = 2.2(2.7) \exp[3.05(0.589)] = 35.81 \text{ cm}^2/\text{s}$

### III. คำนวณโปรไฟล์ความเข้มข้นของตะกอนแขวนลอย

จากสมการที่ (9.21)

$$c(z) = c_a \exp \left[ -\left( z - a \right) \frac{w_s}{\varepsilon_s} \right]$$

$$c = c_{\eta/2} \exp \left[ -\left( z - \frac{\eta}{2} \right) \frac{w_s}{\varepsilon_s} \right]$$

$$c = 19.01 \exp \left[ - \left( z - \frac{1}{2} \right) \frac{2.7}{35.81} \right]$$

$$c = 19.01 \exp(-0.075z + 0.038) \text{ g/l} \tag{i}$$

ตัวอย่างการคำนวณ ณ  $z = 20 \text{ cm}$ ,  $c = 19.01 \exp(-0.075(20) + 0.038) = 4.41 \text{ g/l}$

การคำนวณโปรไฟล์ความเข้มข้นของตะกอนจากสมการที่ (i) แสดงในตารางและภาพต่อไปนี้

$z \text{ (cm)}$	20.0	10.0	5.0	3.0	2.0	1.0	0
$c \text{ (g/l)}$	4.41	9.33	13.57	15.77	17.00	18.32	19.75

ตอบ

## 9.4 อัตราการเคลื่อนที่ของตะกอน (Sediment Transport Rate)

ปัญหาการเคลื่อนที่ของตะกอนที่เกิดจากคลื่นเป็นประเด็นที่นักวิจัยให้ความสนใจมาเป็นเวลานาน เนื่องจากความสำคัญของหัวข้อนี้ งานวิจัยทั้งในด้านทฤษฎีและการทดลองเพื่อให้เกิดความเข้าใจที่ชัดเจนยิ่งขึ้น ของกระบวนการเคลื่อนที่ของตะกอน แม้ว่าจะมีการพัฒนาสมการการควบคุมหลักของการเคลื่อนที่ของตะกอน และการไหลของน้ำมากกว่า 50 ปีแล้ว แต่สมการเหล่านี้มักไม่ได้รับความสนใจในงานวิจัยด้านชายฝั่งและ ชลศาสตร์ เนื่องจากสมการเหล่านี้ประกอบด้วยพารามิเตอร์ที่ไม่ทราบค่าจำนวนมาก และต้องใช้เวลาคำนวณ อย่างมากเมื่อใช้คำนวณการเปลี่ยนแปลงของชายหาดทั้งในท้องปฏิบัติการและในภาคสนาม เพื่อให้สามารถ นำไปใช้งานได้อย่างมีประสิทธิภาพ สมการเหล่านี้จึงมักถูกทำให้เรียบง่ายลงหรือใช้สมการเชิงประสบการณ์อื่น แทน

กลไกการเคลื่อนที่ของตะกอนบริเวณชายฝั่ง คือ คลื่นจะกวาดตะกอนขึ้นจากพื้นท้องทะเล และ กระแสน้ำเป็นตัวพัดพาตะกอนเคลื่อนที่ไป คาดว่ากลไกการขนส่งตะกอนที่สามารถอธิบายได้ดีที่สุดคือการ พิจารณากระบวนการทางกายภาพของเคลื่อนที่ของตะกอน แทนที่จะใช้ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราการ เคลื่อนที่ของตะกอน (Sediment transport rate) กับคุณสมบัติของตะกอนและคุณลักษณะของคลื่นโดยตรง ภายใต้แนวทางนี้ อัตราการเคลื่อนที่ของตะกอนสามารถแสดงเป็นผลคูณระหว่างค่าความเข้มข้นเฉลี่ยตามเวลา ของตะกอนแขวนลอยและความเร็วของตะกอน

อัตราการเคลื่อนที่ของตะกอนรวม ณ ตำแหน่งนั้น ๆ ( $q_t$ ) สามารถแสดงเป็นผลคูณของความเข้มข้น ของตะกอน [ $c(x, y, z, t)$ ] และความเร็วของตะกอน [ $u_s(x, y, z, t)$ ] จากนั้นทำการอินทิเกรตตามความลึก และคาบคลื่น ดังนี้

$$q_t = \frac{1}{T} \int_0^T \int_{-\delta}^{d_c} c(x, y, z, t) u_s(x, y, z, t) dz dt \tag{9.47}$$

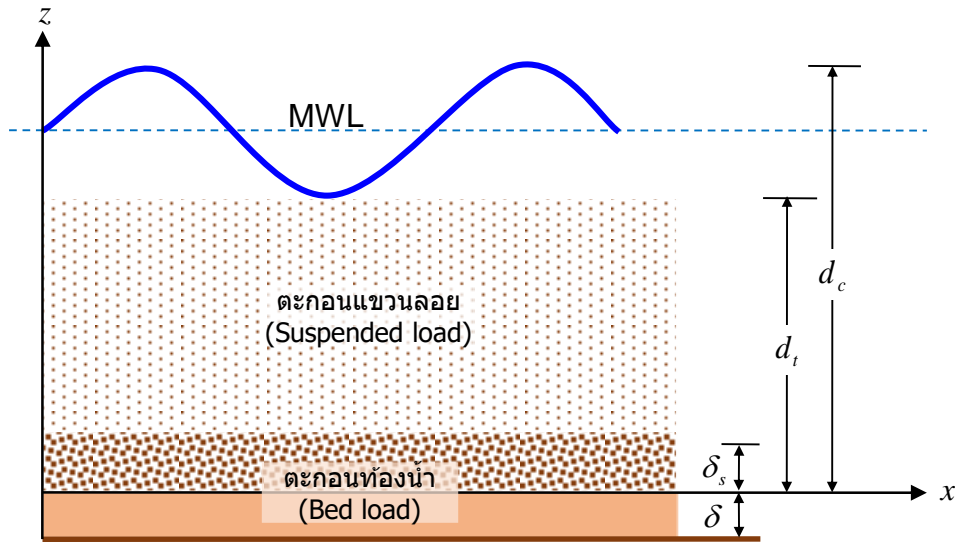
โดยที่  $T$  คือ คาบคลื่น,  $\delta$  คือ ระดับความสูงที่ไม่มีการเคลื่อนที่ของอนุภาคทรายอย่างมีนัยสำคัญ,  $d_c$  คือ ความลึกของน้ำที่ยอดคลื่น, และ  $z$  คือ พิกัดในแนวตั้งที่วัดขึ้นจากพื้นท้องน้ำ เช่นเดียวกับการศึกษาก่อนหน้านี้ส่วนใหญ่ โดยทั่วไปสมมติว่าความเร็วของตะกอน ( $u_s$ ) เท่ากับความเร็วของของไหล ( $u$ ) สมการที่ (9.47) มีประกอบด้วยพารามิเตอร์ที่ไม่ทราบค่าหลายตัว และต้องใช้เวลาคำนวณมากเมื่อนำไปใช้คำนวณการเปลี่ยนแปลงของชายหาด ดังนั้นสมการนี้จะใช้ในงานวิจัยหรือแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ขั้นสูง สำหรับการใช้งานในทางปฏิบัติสูตรที่ง่ายขึ้นหรือสูตรเชิงประสบการณ์เพื่อให้การวิเคราะห์ง่ายขึ้น อัตราการเคลื่อนที่ของตะกอนจะแสดงเป็นผลคูณของความเข้มข้นเฉลี่ยตามเวลาของตะกอนแขวนลอยและความเร็วของของไหล ดังนี้

$$q_t = \int_{-\delta}^{d_c} c(x, y, z)u(x, y, z)dz \quad (9.48)$$

แบบจำลองที่มีอยู่มากมายได้พัฒนาขึ้นบนพื้นฐานแนวทางนี้ (เช่น แบบจำลองของ Dally and Dean, 1984; Stive and Battjes, 1984; Steetzel, 1991; Hedegaard et al., 1991; Chen, 1992; Briand and Kamphuis, 1993; และ Rakha et al., 1997) เนื่องจากความยากลำบากในการวัดค่าความเข้มข้นของตะกอนและความเร็วของตะกอนอย่างแม่นยำในบริเวณที่ใกล้กับพื้นท้องน้ำที่สามารถเคลื่อนไหวได้มาก (เช่น ภายในชั้นขอบเขตของคลื่นบริเวณใกล้พื้นท้องทะเล) หรือบริเวณพื้นท้องน้ำที่สามารถเคลื่อนไหวได้ ข้อมูลเชิงทดลองในบริเวณนี้จึงมีอย่างจำกัด ดังนั้น สูตรที่เชื่อถือได้สำหรับการคำนวณความเข้มข้นและความเร็วของตะกอนจึงยังไม่ได้ได้รับการพัฒนาอย่างสมบูรณ์ เพื่อให้ปัญหาง่ายขึ้น อัตราการเคลื่อนที่ของตะกอนรวมถูกแยกออกเป็นตะกอนท้องน้ำ (Bed load) และตะกอนแขวนลอย (Suspended load) Bailard (1981) เสนอให้ใช้ชั้นขอบเขตของคลื่นบริเวณใกล้พื้นท้องทะเลเพื่อแบ่งแยกตะกอนทั้งสองชนิด (ดังภาพที่ 9.5) ตะกอนท้องน้ำที่อยู่ต่ำกว่าขอบของชั้นขอบเขตของคลื่นบริเวณใกล้พื้นท้องทะเลสามารถคำนวณได้โดยใช้สูตรเชิงประสบการณ์ และตะกอนแขวนลอยที่อยู่ในบริเวณด้านบนสามารถคำนวณได้จากผลคูณของค่าความเข้มข้นของตะกอนและความเร็วของตะกอน

$$q_t = q_b + q_s = q_b + \int_{\delta_s}^{d_c} c(x, y, z)u(x, y, z)dz \quad (9.49)$$

โดยที่  $q_b$  คือ อัตราการเคลื่อนที่ของตะกอนท้องน้ำ,  $q_s$  คือ อัตราการเคลื่อนที่ของตะกอนแขวนลอย,  $\delta_s$  คือ ชั้นขอบเขตของคลื่นบริเวณใกล้พื้นท้องทะเล



ภาพที่ 9.5 แผนผังนิยามของชั้นการเคลื่อนที่ของตะกอน

ความหนาของชั้นขอบเขตของคลื่นบริเวณใกล้พื้นท้องทะเลสามารถคำนวณได้จากสมการของ Jonsson (1966) ดังนี้

$$\frac{30\delta_s}{k_n} \log\left(\frac{30\delta_s}{k_n}\right) = 1.2 \frac{A_b}{k_n} \quad (9.50)$$

โดยที่  $k_n$  คือ ค่าความขรุขระเทียบเท่าของ Nikuradse ซึ่งสามารถคำนวณได้จากสูตรเชิงประสพการณ์ของ Nielsen (1992) ดังนี้

$$k_n = 8 \frac{\eta^2}{\lambda} + 170(\psi_{2.5} - 0.05)^{1/2} d_{50} \quad (9.51)$$

โดยที่  $\psi_{2.5}$  คือ พารามิเตอร์ของ Shields (Shields parameter) สามารถคำนวณได้โดยใช้  $r = 2.5d_{50}$

กระบวนการทำซ้ำมีความจำเป็นในการคำนวณความหนาของชั้นขอบเขตของคลื่นบริเวณใกล้พื้นท้องทะเล ( $\delta_s$ ) จากสมการที่ (9.50) อย่างไรก็ตาม เพื่อความสะดวกมากขึ้น สามารถคำนวณความหนาของชั้นขอบเขตของคลื่นบริเวณใกล้พื้นท้องทะเล โดยใช้สมการเชิงชัดแจ้ง (Explicit formula) จากการวิเคราะห์การถดถอย (Regression analysis) โดยใช้เงื่อนไขในร่างคลื่นขนาดเล็กและขนาดใหญ่ ( $2.7 \leq A_b \leq 302.2$  cm,  $0.02 \leq k_n \leq 14.86$  cm,  $0.05 \leq \delta_s \leq 8.96$  cm) โดยสมการเชิงชัดแจ้งของสมการที่ (9.50) สามารถแสดงได้ ดังนี้ (เมื่อ  $R^2 = 1.00$ )

$$\delta_s = 0.001 \left[ 26.75 \left( \frac{A_b}{k_n} \right)^{0.5} + 33.04 \left( \frac{A_b}{k_n} \right)^{0.8} + 5.89 \left( \frac{A_b}{k_n} \right) + 26.89 \right] k_n \quad (9.52)$$

#### 9.4.1 การเคลื่อนที่ของตะกอนท้องน้ำ (Bed Load Transport)

เมื่อสภาวะการไหลเป็นไปตามหรือเกินเกณฑ์สำหรับการเริ่มต้นการเคลื่อนที่ของตะกอน อนุภาคตะกอนจะเริ่มเคลื่อนที่ หากการเคลื่อนที่ของอนุภาคตะกอนเกิดขึ้นในลักษณะของการกลิ้ง การไถล หรือบางครั้งการกระโดดไปตามพื้นท้องน้ำ เรียกว่า การเคลื่อนที่ของตะกอนท้องน้ำ (Bed load transport) ดังนั้น ปริมาณการเคลื่อนที่ของตะกอนท้องน้ำควรขึ้นอยู่กับแรงเฉือนของพื้นท้องน้ำที่กระทำโดยตรงบนพื้นผิวทราย บทนี้เกี่ยวกับแนวคิดพื้นฐานในการคำนวณปริมาณการเคลื่อนที่ของตะกอนท้องน้ำจะนำเสนอในย่อหน้านี้

เมื่อพิจารณาบริเวณที่อยู่ต่ำกว่าขอบของชั้นขอบเขตด้านล่าง อัตราการเคลื่อนที่ของมวลตะกอนเฉลี่ยตามเวลาสามารถแสดงเป็นผลคูณระหว่างมวลของอนุภาคทรายที่เคลื่อนที่และความเร็วของอนุภาคทราย เมื่อเงื่อนไขวิกฤตสำหรับการเริ่มต้นเคลื่อนที่ของตะกอนถูกทำให้เกินค่าที่กำหนด ( $\tau_b > \tau_c$ ) อนุภาคตะกอนบริเวณพื้นท้องน้ำจะเริ่มเคลื่อนที่ มวลเฉลี่ยตามเวลาของทรายที่เคลื่อนที่อาจกำหนดให้เป็นสัดส่วนกับค่าความแตกต่างระหว่างความเค้นเฉือนสูงสุดของพื้นท้องน้ำ (Amplitude of Bottom shear stress) และความเค้นเฉือนวิกฤต (Critical shear stress) ตามที่ Madsen (1991) ระบุไว้ ความเร็วเฉลี่ยของอนุภาคทรายอาจกำหนดให้เป็นสัดส่วนกับความเร็วเฉือน ( $u_*$ ) ดังนั้น อัตราการเคลื่อนที่ของมวลเฉลี่ยตามเวลาสามารถแสดงได้ดังนี้

$$i_s = N(\rho_s - \rho) \frac{\pi}{6} d^3 u_s = K_1(\tau_b - \tau_c) K_2 u_* \quad (9.53)$$

โดยที่  $i_s$  คือ อัตราการเคลื่อนที่ของมวลต่อหน่วยความกว้าง,  $N$  คือ จำนวนอนุภาคที่เคลื่อนที่ต่อหน่วยพื้นที่,  $d$  คือ ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเม็ดทราย,  $u_s$  คือ ความเร็วเฉลี่ยตามเวลาของอนุภาคทราย,  $K_1$  และ  $K_2$  คือ ค่าคงที่สัดส่วน และ  $u_*$  คือ ความเร็วเฉือนที่คำนวณโดยใช้  $r = d_{50}$

การเขียนสมการที่ (9.53) ใหม่ในรูปแบบของอัตราการเคลื่อนที่เชิงปริมาตร ( $q_b$ ) ได้ดังนี้

$$q_b = \frac{i}{(\rho_s - \rho)} = \frac{K_1 K_2 (\tau_b - \tau_c) u_*}{(\rho_s - \rho)} = \frac{K_1 K_2 g}{\sqrt{\rho}} d_{50} \sqrt{(s-1) g d_{50}} (\psi - \psi_c) \psi^{1/2} \quad (9.54)$$

โดยที่  $\psi$  คือ พารามิเตอร์ Shields ซึ่งคำนวณโดยใช้  $r = d_{50}$  เนื่องจากความเร็วการตะกอน ( $w_s$ ) เป็นสัดส่วนกับ  $\sqrt{(s-1) g d_{50}}$  (ดังเช่น Rubey, 1933) สมการที่ (9.54) สามารถเขียนใหม่ได้ดังนี้

$$q_b = K_b (\psi - \psi_c) \psi^{1/2} w_s d_{50} \quad (9.55)$$

โดยที่  $K_b$  คือ ค่าคงที่ สำหรับการคำนวณการเคลื่อนที่ของตะกอน Watanabe (1982) แนะนำให้ใช้  $\psi_c = 0.05$  ในสมการการเคลื่อนที่ของตะกอนของเขา โดยอิงจากการปรับเทียบกับการทดลองขนาดใหญ่ของ Kajima et al. (1983) Rattanapitikon (1995) เสนอให้ใช้  $K_b = 2.0$  สำหรับการเคลื่อนที่ของตะกอนตามขวาง (Cross-shore Sediment Transport) ภายใต้การกระทำของคลื่นสม่ำเสมอ จากการทดลองของ Okayasu (1986) แสดงให้เห็นว่าความเร็วของกระแสใต้ลม (Undertow Velocity) ใกล้พื้นท้องน้ำจะมีทิศ

ทางเข้าฝั่ง (Onshore Direction) ดังนั้นจึงอาจคาดการณ์ได้ว่าการเคลื่อนที่ของตะกอนต้องนำมีแนวโน้มที่จะเกิดขึ้นในทิศทางเข้าฝั่ง

### 9.4.2 การเคลื่อนที่ของตะกอนแขวนลอย (Suspended Load Transport)

การเคลื่อนที่ของตะกอนแขวนลอย (Suspended load transport,  $q_s$ ) สามารถแสดงในรูปของผลคูณของความเข้มข้นของตะกอนแขวนลอย ( $c$ ) และความเร็วของตะกอน ( $u$ ) จากนั้นทำการอินทิเกรตจากชั้นขอบเขตบริเวณใกล้พื้นท้องทะเลถึงผิวน้ำ ดังนี้

$$q_s = \int_{\delta_s}^h c(x, y, z)u(x, y, z)dz \quad (9.56)$$

ความเข้มข้นของตะกอนแขวนลอย ( $c$ ) สามารถคำนวณได้จากสมการที่นำเสนอในหัวข้อ 9.3 ในขณะที่ความเร็วของของไหล ( $u$ ) สามารถคำนวณได้จากแบบจำลองกระแสน้ำที่อธิบายไว้ในบทที่ 8

ตัวอย่างของการคำนวณการเคลื่อนที่ของตะกอนแขวนลอยในทิศทางตามขวางชายฝั่ง ซึ่งได้มาจากแบบจำลองความเข้มข้นของตะกอนของ Shibayama and Rattanapitikon (1993) และแบบจำลองกระแสน้ำตลบของ Rattanapitikon and Shibayama (2000) มีรายละเอียดดังต่อไปนี้

#### 9.4.2.1 แบบจำลองความเข้มข้นของตะกอน (Sediment Concentration Model)

จากหัวข้อ 9.3 แบบจำลองความเข้มข้นของ Rattanapitikon and Shibayama (1993) สามารถแสดงได้ดังนี้

ก) โปรไฟล์ความเข้มข้นสำหรับคลื่นที่ไม่แตกตัว (Non-Breaking waves)

$$c(z) = c_r \exp\left[-(z-a)\frac{w_s}{\varepsilon_s}\right] \quad (9.57)$$

โดยที่

$$c_r = c_\eta = \frac{10}{3} \frac{(\psi_1 - 0.05)\nu}{\sqrt{(s-1)gd_{50}}(\eta/2)} \quad \text{for vortex ripple}$$

$$c_r = c_{10d} = \frac{10}{3} \frac{(\psi_1 - 0.05)\nu}{\sqrt{(s-1)gd_{50}}(10d_{50})} \quad \text{for sheet flow}$$

$$\varepsilon_s = 0.21u_*A_b\left(\frac{w_s}{u_*}\right)^2\left(\frac{\eta}{d_{50}}\right)^{0.5} d_*^{-1.5} \quad \text{for vortex ripple}$$

$$\varepsilon_s = 0.21u_*A_b\left(\frac{w_s}{u_*}\right)^2\left(\frac{2.5d_{50}}{d_{50}}\right)^{0.5} d_*^{-1.5} \quad \text{for sheet flow}$$

ข) โปรไฟล์ความเข้มข้นสำหรับคลื่นที่แตกตัว (Breaking waves)

$$c(z) = c_r \left( \frac{b}{z} \right)^M \quad (9.58)$$

โดยที่

$$c_r = c_{100d} = \frac{10}{3} \frac{(\psi_1 - 0.05)v}{\sqrt{(s-1)gd_{50}}(100d_{50})}$$

$$M = \frac{w_s}{0.04u_* + b_1 0.144D_B^{1/3}}$$

$$b_1 = \begin{cases} 0.3 + 0.7 \frac{x_b - x}{x_b - x_t}, & \text{transition zone} \\ 1, & \text{inner zone} \end{cases}$$

$$D_B = \frac{\rho g H^3}{4Th}$$

โดยที่  $c_r$  คือ ความเข้มข้นอ้างอิงที่ระดับอ้างอิง  $r$  เหนือพื้นท้องน้ำเฉลี่ย,  $z$  คือ ระดับความสูงในแนวตั้งที่วัดจากพื้นท้องน้ำเฉลี่ย  $b_1$  คือ สัมประสิทธิ์ที่ใช้ในการคำนวณการเพิ่มขึ้นของความหนืดซึ่งเกิดจาก Surface Roller,  $x$  คือ ตำแหน่งในทิศทางขวางชายฝั่ง (Cross-shore direction),  $x_b$  คือ ตำแหน่งที่เกิดการแตกตัวของคลื่น และ  $x_t$  คือ ตำแหน่งที่เกิด Transition point

#### 9.4.2.2 แบบจำลองกระแสน้ำไหลกลับ (Undertow Model)

จากหัวข้อ 8.4 แบบจำลองกระแสน้ำไหลย้อนกลับของ Rattanapitikon and Shibayama (2000) สามารถแสดงได้ดังนี้

$$U = b_1 (D_B)^{1/3} \left[ b_2 \left( \frac{z}{d_t} - \frac{1}{2} \right) - 0.21 \left( \ln \frac{z}{d_t} + 1 \right) \right] + U_m \quad (9.59)$$

โดยที่

$$b_1 = \begin{cases} 0.3 + 0.7 \frac{x_b - x}{x_b - x_t}, & \text{transition zone} \\ 1, & \text{inner zone} \end{cases}$$

$$b_2 = \begin{cases} \frac{x_b - x}{x_b - x_t}, & \text{transition zone} \\ 1, & \text{inner zone} \end{cases}$$

$$U_m = -0.76 \frac{B_o g H^2}{ch} - 1.12b \frac{B_o c H}{h}$$

$$B_o = 0.125 + 0.60m_b - 0.089 \frac{H}{h}$$

$$b = \begin{cases} 0, & \text{offshore zone} \\ \frac{1/\sqrt{H} - 1/\sqrt{H_b}}{1/\sqrt{H_t} - 1/\sqrt{H_b}}, & \text{transition zone} \\ 1, & \text{inner surf zone} \end{cases}$$

โดยที่  $b_1$ ,  $b_2$  และ  $b$  คือ สัมประสิทธิ์ที่ถูกนำมาใช้เพื่อพิจารณาการถึงการเพิ่มขึ้นของ Surface roller,  $m_b$  คือ ความลาดชันของชายหาด,  $d_t$  คือ ความลึกของน้ำที่ท้องคลื่น,  $U_m$  คือ ความเร็วเฉลี่ย,  $c$  คือ ความเร็วเฟส,  $B_o$  คือ พารามิเตอร์รูปคลื่น,  $H_b$  คือ ความสูงของคลื่นที่จุดแตกตัว และ  $H_t$  คือ ความสูงของคลื่นที่จุด Transition point

#### 9.4.2.3 แบบจำลองการเคลื่อนที่ของตะกอนแขวนลอย (Suspended Load Model)

เนื่องจากความเข้มข้นของตะกอนแขวนลอย (Suspended load concentration) เหนือท้องคลื่นมีค่าน้อยมาก การเคลื่อนที่ของตะกอนแขวนลอยเหนือท้องคลื่นจึงสามารถละเว้นได้ สำหรับการคำนวณการเคลื่อนที่ของตะกอนแขวนลอยในทิศทางตามขวางชายฝั่ง สมการที่ (9.56) ทำให้ง่ายขึ้นเป็นดังนี้

$$q_s = \int_{\delta_s}^{d_t} c(z)u(z)dz \quad (9.60)$$

เนื่องจากมีสมการ 2 สมการที่แตกต่างกันสำหรับการคำนวณโปรไฟล์ความเข้มข้นของตะกอนแขวนลอย (สำหรับคลื่นที่ไม่แตกตัวและคลื่นที่แตกตัว) จำเป็นต้องแยกสมการการเคลื่อนที่ของตะกอนแขวนลอยสำหรับคลื่นที่ไม่แตกตัวและคลื่นที่แตกตัว

เมื่อนำสมการที่ (9.57) และ (9.59) แทนลงในสมการที่ (9.60) การเคลื่อนที่ของตะกอนแขวนลอยสำหรับคลื่นที่ไม่แตกตัวสามารถแสดงได้ดังนี้

$$q_s = \int_{\delta_s}^{d_t} \left\{ c_a \exp\left[-(z-a)\frac{w_s}{\epsilon_s}\right] \right\} \left\{ b_1 D_B^{1/3} \left[ b_2 \left(\frac{z}{d} - \frac{1}{2}\right) - 0.21 \left(\ln \frac{z}{d} + 1\right) \right] + U_m \right\} dz \quad (9.61)$$

หลังจากทำการอินทิเกรต จะได้ผลลัพธ์ดังนี้

$$q_s = -U_m c_a \frac{\epsilon_s}{w_s} \exp\left[\frac{w_s}{\epsilon_s}(a-z)\right] \Big|_{\delta_s}^{d_t} \quad (9.62)$$

เมื่อนำสมการที่ (9.58) และ (9.59) แทนลงในสมการที่ (9.60) การเคลื่อนที่ของตะกอนแขวนลอยสำหรับคลื่นที่แตกตัวสามารถแสดงได้ดังนี้

$$q_s = \int_{\delta_s}^{d_t} \left\{ c_b \left( \frac{b}{z} \right)^M \right\} \left\{ b_1 D_B^{1/3} \left[ b_2 \left( \frac{z}{d_t} - \frac{1}{2} \right) - 0.21 \left( \ln \frac{z}{d_t} + 1 \right) \right] + U_m \right\} dz \quad (9.63)$$

หลังจากทำการอินทิเกรต จะได้ผลลัพธ์ดัง

$$q_s = c_b z \left( \frac{b}{z} \right)^M \left[ \frac{B_{k1} z}{d_t (2-M)} - \frac{B_{k1}}{2(1-M)} - \frac{B_{k2}}{(1-M)} \ln \left( \frac{z}{d_t} \right) + \frac{B_{k2} M}{(1-M)^2} + \frac{U_m}{(1-M)} \right] \Bigg|_{\delta_s}^{d_t} \quad (9.64)$$

โดยที่

$$B_{k1} = b_2 b_1 D_B^{1/3}, \quad B_{k2} = 0.21 b_1 D_B^{1/3}$$

สมการที่ (9.62) ใช้สำหรับการคำนวณการเคลื่อนที่ของตะกอนแขวนลอยภายใต้คลื่นที่ไม่แตกตัว ในขณะที่สมการที่ (9.64) ใช้สำหรับการคำนวณการเคลื่อนที่ของตะกอนแขวนลอยภายใต้คลื่นที่แตกตัว

**ตัวอย่างที่ 9.5** คลื่นสม่ำเสมอที่มีคาบคลื่น 3.1 s เคลื่อนที่ในแนวตั้งฉากกับชายฝั่งที่เป็นหาดทราย โดยมีค่า  $d_{50} = 0.027$  cm,  $w_s = 3.7$  cm/s จากข้อมูลที่ให้ไว้ในตารางต่อไปนี้ จงคำนวณอัตราการเคลื่อนที่ของตะกอนโดยรวม (Total load transport) ณ  $X = 48$  m,  $X = 85$  m และ  $X = 110$  m

$X$ (m)	Zone*	$h$ (cm)	$d_t$ (cm)	$H$ (cm)	$\eta$ (cm)	$\lambda$ (cm)
43	2	439.0	384.0	157.0	2.61	21.89
45	2	429.0	373.0	158.0	2.54	22.34
<b>48</b>	2	415.0	357.0	151.0	2.55	22.27
50	2	405.0	346.0	147.0	2.55	22.29
53	2	391.0	334.0	150.0	2.40	23.19
55	2	383.0	326.0	153.0	2.27	23.90
58	2	367.0	314.0	153.0	2.08	24.89
60	2	359.0	306.0	159.0	1.76	26.78
63	2	343.0	291.0	153.0	1.64	27.65
65	2	331.0	280.0	149.0	1.53	28.61
68	2	317.0	264.0	149.0	1.13	33.99
70	2	304.0	254.0	150.0	0.64	66.05
73	2	287.0	240.0	154.0	0.00	21.89
75	2	276.0	231.0	156.0	0.00	22.34
78	3	260.7	214.9	157.4		
80	4	248.2	203.4	153.2		
83	4	228.1	183.0	140.0		
<b>85</b>	4	216.9	172.1	135.9		
88	4	182.2	141.6	117.9		

$X$ (m)	Zone*	$h$ (cm)	$d_t$ (cm)	$H$ (cm)	$\eta$ (cm)	$\lambda$ (cm)
90	4	177.2	138.1	110.3		
93	4	167.4	133.6	85.1		
95	4	170.0	137.9	81.9		
98	1	164.4	135.9	69.8		
100	1	164.6	138.8	68.0		
103	1	149.5	126.8	60.5		
105	1	136.3	118.1	52.5		
108	1	121.5	103.9	50.5		
<b>110</b>	1	114.0	96.2	50.3		
113	1	95.1	78.8	46.4		
115	1	84.9	69.2	44.3		
118	1	67.7	52.2	41.2		
120	1	57.5	42.9	35.9		
123	1	40.4	27.7	29.5		
125	1	34.9	23.9	24.4		
128	1	26.6	18.6	16.7		
130	1	17.1	10.3	14.0		

หมายเหตุ: \* 1 = surf zone, 2 = offshore, 3 = breaking point, and 4 = transition zone

**วิธีทำ**

l) ณ  $X = 48$  m

โจทย์กำหนดให้: Zone = offshore zone,  $h = 415$  cm,  $d_t = 357$  cm,  $H = 151$  cm  
 $T = 3.1$  s,  $\eta = 2.55$  cm,  $\lambda = 22.27$  cm,  $d_{50} = 0.027$  cm,  
 $w_s = 3.7$  cm/s,  $s = 2.65$ ,  $\nu = 0.0106$  cm<sup>2</sup>/s,  $\rho = 1$  g/cm<sup>3</sup>

ขั้นตอนการคำนวณมีดังนี้

ก) จากสมการการแพร่กระจาย (Dispersion equation)

$$\sigma^2 = gk \tanh kh$$

$$\left(\frac{2\pi}{3.1}\right)^2 = 980k \tanh [k(415)]$$

โดยวิธี Iteration จะได้  $k = 0.00427$  cm<sup>-1</sup>

ข)  $c = \frac{\sigma}{k} = \frac{2\pi}{3.1(0.00427)} = 474.67$  cm/s

$$ค) A_b = \frac{H}{2 \sinh(kh)} = \frac{151}{2 \sinh[0.00427(415)]} = 26.43 \text{ cm}$$

$$ง) u_b = \frac{H_{m0}\sigma}{2 \sinh(kh)} = \sigma A_b = \frac{2\pi}{3.1} 26.43 = 53.57 \text{ cm/s}$$

$$จ) f_1 = \exp\left\{5.213\left(\frac{d_{50}}{A_b}\right)^{0.194} - 5.977\right\} = \exp\left\{5.213\left(\frac{0.027}{26.43}\right)^{0.194} - 5.977\right\} = 0.010$$

$$ฉ) \psi_1 = \frac{0.5f_1u_b^2}{(s-1)gd_{50}} = \frac{0.5(0.010)53.57^2}{(2.65-1)980(0.027)} = 0.328$$

$$ช) u_* = \sqrt{0.5f_1u_b^2} = \sqrt{0.5(0.010)53.57^2} = 3.79 \text{ cm/s}$$

$$ซ) f_{2.5} = \exp\left\{5.213\left(\frac{2.5d_{50}}{A_b}\right)^{0.194} - 5.977\right\} = \exp\left\{5.213\left(\frac{2.5(0.027)}{26.43}\right)^{0.194} - 5.977\right\} = 0.013$$

$$ฌ) \psi_{2.5} = \frac{0.5f_{2.5}u_b^2}{(s-1)gd_{50}} = \frac{0.5(0.013)53.57^2}{(2.65-1)980(0.027)} = 0.429$$

$$ญ) d_* = d_{50}\left(\frac{(s-1)g}{\nu^2}\right)^{1/3} = 0.027\left[\frac{1.65(980)}{0.0106^2}\right]^{1/3} = 6.57$$

$$ฎ) c_a = c_\eta = \frac{10}{3} \frac{(\psi_1 - 0.05)\nu}{\sqrt{(s-1)gd_{50}(\eta/2)}} = \frac{10}{3} \frac{(0.328 - 0.05)0.0106}{\sqrt{(2.65-1)980(0.027)(2.6/2)}} = 0.0012 \text{ vol/vol}$$

$$ฏ) \varepsilon_s = 0.21u_*A_b\left(\frac{w_s}{u_*}\right)^2\left(\frac{\eta}{d_{50}}\right)^{0.5} d_*^{-1.5}$$

$$\varepsilon_s = 0.21(3.79)26.43\left(\frac{3.7}{3.79}\right)^2\left(\frac{2.55}{0.027}\right)^{0.5} (6.57)^{-1.5} = 11.60 \text{ cm}^2/\text{s}$$

$$ฐ) m_b = \frac{\Delta h}{\Delta X} = \frac{(439-17.1)}{(130-43)100} = 0.048$$

$$ฑ) M = \frac{w_s}{0.04u_* + b_1 0.144D_B^{1/3}} = \frac{3.7}{0.04(6.56) + 0.59(0.144)(914541)^{1/3}} = 0.44$$

$$ฒ) m_b = \frac{\Delta h}{\Delta X} = \frac{(439-17.1)}{(130-43)100} = 0.048$$

$$ณ) B_o = 0.125 + 0.60m_b - 0.089 \frac{H}{h} = 0.125 + 0.60(0.048) - 0.089 \frac{151}{415} = 0.121$$

$$ด) b = \begin{cases} 0, & \text{offshore zone} \\ \frac{1/\sqrt{H} - 1/\sqrt{H_b}}{1/\sqrt{H_t} - 1/\sqrt{H_b}}, & \text{transition zone} \\ 1, & \text{inner surf zone} \end{cases}$$

$$ต) U_m = -0.76 \frac{B_o g H^2}{ch} - 1.12b \frac{B_o c H}{h} = -0.76 \frac{0.121(980)(151)^2}{474.67(415)} = -11.03 \text{ cm/s}$$

$$ถ) k_n = 8 \frac{\eta^2}{\lambda} + 170(\psi_{2.5} - 0.05)^{1/2} d_{50} = 8 \frac{(2.55)^2}{22.27} + 170(0.429 - 0.05)^{1/2} 0.027 = 5.17 \text{ cm}$$

$$ท) \delta_s = 0.001 \left[ 26.75 \left(\frac{A_b}{k_n}\right)^{0.5} + 33.04 \left(\frac{A_b}{k_n}\right)^{0.8} + 5.89 \left(\frac{A_b}{k_n}\right) + 26.89 \right] k_n$$

$$\delta_s = 0.001 \left[ 26.75 \left( \frac{26.43}{5.17} \right)^{0.5} + 33.04 \left( \frac{26.43}{5.17} \right)^{0.8} + 5.89 \left( \frac{26.43}{5.17} \right) + 26.89 \right] 5.2 = 1.24 \text{ cm}$$

$$\text{ธ) } q_s = -U_m c_a \frac{\varepsilon_s}{w_s} \exp \left[ \frac{w_s}{\varepsilon_s} (a - z) \right] \Big|_{\delta_s}^{d_t} = -U_m c_\eta \frac{\varepsilon_s}{w_s} \exp \left[ \frac{w_s}{\varepsilon_s} (\eta - z) \right] \Big|_{\delta_s}^{d_t}$$

$$q_s = \left\{ -U_m c_\eta \frac{\varepsilon_s}{w_s} \exp \left[ \frac{w_s}{\varepsilon_s} (\eta - d_t) \right] \right\} - \left\{ -U_m c_\eta \frac{\varepsilon_s}{w_s} \exp \left[ \frac{w_s}{\varepsilon_s} (\eta - \delta_s) \right] \right\}$$

$$q_s = \left\{ 11.03(0.0012) \frac{11.6}{3.7} \exp \left[ \frac{3.7}{11.6} (2.55 - 357) \right] \right\} -$$

$$\left\{ 11.03(0.0012) \frac{11.6}{3.7} \exp \left[ \frac{3.7}{11.6} (2.55 - 1.24) \right] \right\}$$

$$q_s = -0.061 \text{ cm}^2/\text{s}$$

$$\text{น) } q_b = 2(\psi - 0.05)\psi^{1/2} w_s d_{50} = 2(0.328 - 0.05)(0.328)^{1/2} 3.7(0.027) = 0.032 \text{ cm}^2/\text{s}$$

$$\text{บ) } q_t = q_b + q_s = 0.032 - 0.061 = -0.029 \text{ cm}^2/\text{s}$$

ii) ณ  $X = 85 \text{ m}$

โจทย์กำหนดให้

Zone = transition zone,  $h = 216.9 \text{ cm}$ ,  $d_t = 172.1 \text{ cm}$ ,

$H = 135.9 \text{ cm}$ ,  $T = 3.1 \text{ s}$ ,  $\eta = 0 \text{ cm}$ ,  $\lambda = 0 \text{ cm}$ ,  $d_{50} = 0.027 \text{ cm}$ ,

$w_s = 3.7 \text{ cm/s}$ ,  $s = 2.65$ ,  $\nu = 0.0106 \text{ cm}^2/\text{s}$   $\rho = 1 \text{ g/cm}^3$

ขั้นตอนการคำนวณมีดังนี้

ก) จากสมการการแพร่กระจาย (Dispersion equation)

$$\sigma^2 = gk \tanh kh$$

$$\left( \frac{2\pi}{3.1} \right)^2 = 980k \tanh [k(216.9)]$$

โดยวิธี Iteration จะได้

$$k = 0.00517 \text{ cm}^{-1}$$

$$\text{ข) } c = \frac{\sigma}{k} = \frac{2\pi}{3.1(0.00517)} = 392.04 \text{ cm/s}$$

$$\text{ค) } A_b = \frac{H}{2 \sinh(kh)} = \frac{135.9}{2 \sinh[0.00517(216.9)]} = 49.54 \text{ cm}$$

$$\text{ง) } u_b = \frac{H_m \sigma}{2 \sinh(kh)} = \sigma A_b = \frac{2\pi}{3.1} 49.54 = 100.41 \text{ cm/s}$$

$$\text{จ) } f_1 = \exp \left\{ 5.213 \left( \frac{d_{50}}{A_b} \right)^{0.194} - 5.977 \right\} = \exp \left\{ 5.213 \left( \frac{0.027}{49.54} \right)^{0.194} - 5.977 \right\} = 0.0085$$

$$จ) \psi_1 = \frac{0.5f_1u_b^2}{(s-1)gd_{50}} = \frac{0.5(0.0085)100.41^2}{(2.65-1)980(0.027)} = 0.985$$

$$ข) u_* = \sqrt{0.5f_1u_b^2} = \sqrt{0.5(0.0085)100.41^2} = 6.56 \text{ cm/s}$$

$$ค) f_{2.5} = \exp\left\{5.213\left(\frac{2.5d_{50}}{A_b}\right)^{0.194} - 5.977\right\} = \exp\left\{5.213\left(\frac{2.5(0.027)}{49.54}\right)^{0.194} - 5.977\right\} = 0.0108$$

$$ฉ) \psi_{2.5} = \frac{0.5f_{2.5}u_b^2}{(s-1)gd_{50}} = \frac{0.5(0.0108)100.41^2}{(2.65-1)980(0.027)} = 1.248$$

$$ช) d_* = d_{50}\left(\frac{(s-1)g}{v^2}\right)^{1/3} = 0.027\left[\frac{1.65(980)}{0.0106^2}\right]^{1/3} = 6.57$$

$$ฌ) c_b = c_{100d} = \frac{10}{3} \frac{(\psi_1 - 0.05)v}{\sqrt{(s-1)gd_{50}}(100d)}$$

$$c_b = c_{100d} = \frac{10}{3} \frac{(0.985 - 0.05)0.0106}{\sqrt{(2.65-1)980(0.027)}(100)0.027} = 0.0019 \text{ vol/vol}$$

$$ฎ) D_B = \frac{\rho g H^3}{4Th} = \frac{1(980)135.9^3}{4(3.1)216.9} = 914541 \text{ N/m.s}$$

$$ฏ) b_1 = 0.3 + 0.7 \frac{x_b - x}{x_b - x_t} = 0.3 + 0.7 \frac{78 - 85}{78 - 95} = 0.59$$

$$ท) M = \frac{w_s}{0.04u_* + b_1 0.144 D_B^{1/3}} = \frac{3.7}{0.04(6.56) + 0.59(0.144)(914541)^{1/3}} = 0.44$$

$$ถ) m_b = \frac{\Delta h}{\Delta X} = \frac{(439 - 17.1)}{(130 - 43)100} = 0.048$$

$$ด) B_o = 0.125 + 0.60m_b - 0.089 \frac{H}{h} = 0.125 + 0.60(0.048) - 0.089 \frac{135.9}{216.9} = 0.098$$

$$ต) b = \frac{1/\sqrt{H} - 1/\sqrt{H_b}}{1/\sqrt{H_t} - 1/\sqrt{H_b}} = \frac{1/\sqrt{135.9} - 1/\sqrt{157.4}}{1/\sqrt{81.9} - 1/\sqrt{157.4}} = 0.20$$

$$ถ) U_m = -0.76 \frac{B_o g H^2}{ch} - 1.12b \frac{B_o c H}{h}$$

$$U_m = -0.76 \frac{0.098(980)(135.9)^2}{392.04(216.9)} - 1.12(0.2) \frac{0.098(392.04)135.9}{216.9} = -21.44 \text{ cm/s}$$

$$ถ) b_2 = \frac{x_b - x}{x_b - x_t} = \frac{78 - 85}{78 - 95} = 0.41$$

$$ท) B_{k1} = b_2 b_1 D_B^{1/3} = 0.41(0.59)914541^{1/3} = 23.51$$

$$ช) B_{k2} = 0.21 b_1 D_B^{1/3} = 0.21(0.59)914541^{1/3} = 11.99$$

$$ฌ) k_n = 8 \frac{\eta^2}{\lambda} + 170(\psi_{2.5} - 0.05)^{1/2} d_{50} = 170(1.248 - 0.05)^{1/2} 0.027 = 5.02 \text{ cm}$$

$$ช) \delta_s = 0.001 \left[ 26.75 \left(\frac{A_b}{k_n}\right)^{0.5} + 33.04 \left(\frac{A_b}{k_n}\right)^{0.8} + 5.89 \left(\frac{A_b}{k_n}\right) + 26.89 \right] k_n$$

$$\delta_s = 0.001 \left[ 26.75 \left(\frac{49.54}{5.02}\right)^{0.5} + 33.04 \left(\frac{49.54}{5.02}\right)^{0.8} + 5.89 \left(\frac{49.54}{5.02}\right) + 26.89 \right] 5.2 = 1.88 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}
 \text{ป) } q_s &= c_b z \left( \frac{100d}{z} \right)^M \left[ \frac{B_{k1} z}{d_i (2-M)} - \frac{B_{k1}}{2(1-M)} - \frac{B_{k2}}{(1-M)} \ln \left( \frac{z}{d_i} \right) + \frac{B_{k2} M}{(1-M)^2} + \frac{U_m}{(1-M)} \right]_{\delta_s}^{d_i} \\
 q_s &= 0.0019 z \left( \frac{2.7}{z} \right)^{0.44} \left[ \frac{23.51 z}{172.1(2-0.44)} - \frac{23.51}{2(1-0.44)} - \frac{11.99}{(1-0.44)} \ln \left( \frac{z}{172.1} \right) + \frac{11.99(0.44)}{(1-0.44)^2} + \frac{-21.44}{(1-0.44)} \right]_{1.88}^{172.1} \\
 q_s &= -1.646 \text{ cm}^2/\text{s} \\
 \text{ผ) } q_b &= 2(\psi - 0.05)\psi^{1/2} w_s d_{50} = 2(0.985 - 0.05)(0.985)^{1/2} 3.7(0.027) = 0.185 \text{ cm}^2/\text{s} \\
 \text{ฝ) } q_t &= q_b + q_s = 0.185 - 1.646 = -1.46 \text{ cm}^2/\text{s}
 \end{aligned}$$

III) ณ  $X = 110 \text{ m}$

โจทย์กำหนดให้ Zone = inner surf zone,  $h = 114 \text{ cm}$ ,  $d_i = 96.2 \text{ cm}$ ,  $H = 50.3 \text{ cm}$ ,  
 $T = 3.1 \text{ s}$ ,  $\eta = 0 \text{ cm}$ ,  $\lambda = 0 \text{ cm}$ ,  $d_{50} = 0.027 \text{ cm}$ ,  $w_s = 3.7 \text{ cm/s}$ ,  
 $s = 2.65$ ,  $\nu = 0.0106 \text{ cm}^2/\text{s}$ ,  $\rho = 1 \text{ g/cm}^3$

ขั้นตอนการคำนวณมีดังนี้

ก) จากสมการการแพร่กระจาย (Dispersion equation)

$$\sigma^2 = gk \tanh kh$$

$$\left( \frac{2\pi}{3.1} \right)^2 = 980k \tanh [k(114)]$$

โดยวิธี Iteration จะได้  $k = 0.00658 \text{ cm}^{-1}$

$$\begin{aligned}
 \text{ข) } c &= \frac{\sigma}{k} = \frac{2\pi}{3.1(0.00658)} = 308.03 \text{ cm/s} \\
 \text{ค) } A_b &= \frac{H}{2 \sinh(kh)} = \frac{50.3}{2 \sinh[0.00658(114)]} = 30.58 \text{ cm} \\
 \text{ง) } u_b &= \frac{H_m \sigma}{2 \sinh(kh)} = \sigma A_b = \frac{2\pi}{3.1} 30.58 = 61.98 \text{ cm/s} \\
 \text{จ) } f_1 &= \exp \left\{ 5.213 \left( \frac{d_{50}}{A_b} \right)^{0.194} - 5.977 \right\} = \exp \left\{ 5.213 \left( \frac{0.027}{30.58} \right)^{0.194} - 5.977 \right\} = 0.0096 \\
 \text{ฉ) } \psi_1 &= \frac{0.5 f_1 u_b^2}{(s-1) g d_{50}} = \frac{0.5(0.0096) 61.98^2}{(2.65-1) 980(0.027)} = 0.423 \\
 \text{ช) } u_* &= \sqrt{0.5 f_1 u_b^2} = \sqrt{0.5(0.0096) 61.98^2} = 4.30 \text{ cm/s} \\
 \text{ซ) } f_{2.5} &= \exp \left\{ 5.213 \left( \frac{2.5 d_{50}}{A_b} \right)^{0.194} - 5.977 \right\} = \exp \left\{ 5.213 \left( \frac{2.5(0.027)}{30.58} \right)^{0.194} - 5.977 \right\} = 0.0125 \\
 \text{ฅ) } \psi_{2.5} &= \frac{0.5 f_{2.5} u_b^2}{(s-1) g d_{50}} = \frac{0.5(0.0125) 61.98^2}{(2.65-1) 980(0.027)} = 0.548
 \end{aligned}$$

$$ก) d_* = d_{50} \left( \frac{(s-1)g}{\nu^2} \right)^{1/3} = 0.027 \left[ \frac{1.65(980)}{0.0106^2} \right]^{1/3} = 6.57$$

$$ข) c_b = c_{100d} = \frac{10}{3} \frac{(\psi_1 - 0.05)\nu}{\sqrt{(s-1)gd_{50}(100d)}}$$

$$c_b = c_{100d} = \frac{10}{3} \frac{(0.423 - 0.05)0.0106}{\sqrt{(2.65-1)980(0.027)(100)0.027}} = 0.0007 \text{ vol/vol}$$

$$ค) D_B = \frac{\rho g H^3}{4Th} = \frac{1(980)50.3^3}{4(3.1)114} = 88227 \text{ N/m.s}$$

$$ง) b_1 = 1$$

$$จ) M = \frac{w_s}{0.04u_* + b_1 0.144 D_B^{1/3}} = \frac{3.7}{0.04(4.30) + (0.144)(88227)^{1/3}} = 0.562$$

$$ฉ) m_b = \frac{\Delta h}{\Delta X} = \frac{(439-17.1)}{(130-43)100} = 0.048$$

$$ช) B_o = 0.125 + 0.60m_b - 0.089 \frac{H}{h} = 0.125 + 0.60(0.048) - 0.089 \frac{50.3}{114} = 0.115$$

$$ด) b = 1$$

$$ต) U_m = -0.76 \frac{B_o g H^2}{ch} - 1.12b \frac{B_o c H}{h}$$

$$U_m = -0.76 \frac{0.115(980)(50.3)^2}{308.03(114)} - 1.12 \frac{0.115(308.03)50.3}{114} = -23.68 \text{ cm/s}$$

$$ถ) b_2 = 1$$

$$ท) B_{k1} = b_2 b_1 D_B^{1/3} = 88227^{1/3} = 44.52$$

$$ธ) B_{k2} = 0.21 b_1 D_B^{1/3} = 0.21(88227)^{1/3} = 9.35$$

$$ด) k_n = 8 \frac{\eta^2}{\lambda} + 170(\psi_{2.5} - 0.05)^{1/2} d_{50} = 170(0.548 - 0.05)^{1/2} 0.027 = 3.24 \text{ cm}$$

$$ป) \delta_s = 0.001 \left[ 26.75 \left( \frac{A_b}{k_n} \right)^{0.5} + 33.04 \left( \frac{A_b}{k_n} \right)^{0.8} + 5.89 \left( \frac{A_b}{k_n} \right) + 26.89 \right] k_n$$

$$\delta_s = 0.001 \left[ 26.75 \left( \frac{30.58}{3.24} \right)^{0.5} + 33.04 \left( \frac{30.58}{3.24} \right)^{0.8} + 5.89 \left( \frac{30.58}{3.24} \right) + 26.89 \right] 3.24 = 1.18 \text{ cm}$$

$$ป) q_s = c_b z \left( \frac{100d}{z} \right)^M \left[ \frac{B_{k1} z}{d_i (2-M)} - \frac{B_{k1}}{2(1-M)} - \frac{B_{k2}}{(1-M)} \ln \left( \frac{z}{d_i} \right) + \frac{B_{k2} M}{(1-M)^2} + \frac{U_m}{(1-M)} \right]_{\delta_s}^{d_i}$$

$$q_s = 0.0007 z \left( \frac{2.7}{z} \right)^{0.56} \left[ \frac{44.52 z}{96.2(2-0.56)} - \frac{44.52}{2(1-0.56)} - \frac{9.35}{(1-0.56)} \ln \left( \frac{z}{96.2} \right) + \frac{9.35(0.56)}{(1-0.56)^2} + \frac{-23.68}{(1-0.56)} \right]_{1.18}^{96.2}$$

$$q_s = -0.467 \text{ cm}^2/\text{s}$$

$$ผ) q_b = 2(\psi - 0.05)\nu^{1/2} w_s d_{50} = 2(0.423 - 0.05)(0.423)^{1/2} 3.7(0.027) = 0.048 \text{ cm}^2/\text{s}$$

$$ผ) q_t = q_b + q_s = 0.048 - 0.467 = -0.419 \text{ cm}^2/\text{s}$$

ตอบ

#### 9.4.3 สมการเชิงประสพการณ์สำหรับคำนวณการเคลื่อนที่ของตะกอนโดยรวม (Empirical Formulas for computing Total Load Transport)

การเคลื่อนที่ของตะกอนโดยรวม (Total load transport) สามารถคำนวณได้จากการรวมผลของการเคลื่อนที่ของตะกอนแขวนลอยตลอดทั้งความลึก [สมการที่ (9.48)] หรือคำนวณการเคลื่อนที่ของตะกอนท้องน้ำและตะกอนแขวนลอยแยกจากกัน แล้วนำมารวมกันเพื่อให้ได้การเคลื่อนที่ของตะกอนโดยรวม [สมการที่ (9.49)] อีกแนวทางหนึ่งในการกำหนดการเคลื่อนที่ของตะกอนโดยรวมคือการใช้วิธีเชิงประสพการณ์ ซึ่งวิธีนี้อาศัยความสัมพันธ์ที่คาดการณ์ไว้ระหว่างอัตราการเคลื่อนที่ของตะกอนกับคุณสมบัติของตะกอนและคุณลักษณะของคลื่น ดังนั้นการเคลื่อนที่ของตะกอนโดยรวมสามารถกำหนดได้โดยตรงจากสูตรเชิงประสพการณ์หรือกึ่งเชิงประสพการณ์

สูตรการเคลื่อนที่ของตะกอนโดยรวมเชื่อมโยงอัตราการเคลื่อนที่ของตะกอนเข้ากับคุณสมบัติของตะกอนและคุณลักษณะของคลื่น มีสูตรต่าง ๆ เสนอขึ้นในช่วงหลายทศวรรษที่ผ่านมา โดยสูตรการเคลื่อนที่ของตะกอนสามารถแบ่งออกได้เป็น 4 แนวทาง ดังนี้

ก) แนวทางเชิงพลังงาน (Energetics approach): แนวทางนี้พัฒนาขึ้นจากสมมติฐานที่ว่า พลังงานส่วนหนึ่งของของไหลใช้ในการรักษาการเคลื่อนที่ของตะกอน อัตราการเคลื่อนที่ของตะกอนแสดงเป็นผลคูณของความเร็วของไหลที่ระดับอ้างอิงซึ่งกำหนดไว้เหนือพื้นท้องน้ำ ตัวอย่างเช่น แบบจำลองของ Bagnold (1963), Bailard and Inman (1981), Bailard (1981), Hallermeier (1982), Sunamura (1984), Stive (1986), Nairn (1990), และ Nairn and Southgate (1993)

ข) แนวทางเชิงแรงเฉือน (Shear stress approach): อัตราการเคลื่อนที่ของตะกอนแสดงในรูปของแรงเฉือน ตัวอย่างเช่น แบบจำลองของ Madsen and Grant (1976), Watanabe (1982), Kajima et al. (1982), Shibayama and Horikawa (1982), Yamashita et al. (1984), Nielsen (1992), Ribberink (1998), Nielsen and Callaghan (2003), Camenen and Larson (2005), และ Nielsen (2006)

ค) แนวทางการสูญเสียพลังงาน (Energy dissipation approach): อัตราการเคลื่อนที่ของตะกอนแสดงในรูปของการสูญเสียพลังงานคลื่น ตัวอย่างเช่น แบบจำลองของ Kriebel and Dean (1985), และ Larson and Kraus (1989)

ง) แนวทางเชิงฟลักซ์ของพลังงาน (Energy flux approach): อัตราการเคลื่อนที่ของตะกอนแสดงในรูปของฟลักซ์ของพลังงาน ตัวอย่างเช่น แบบจำลองของ USACE (1984)

อย่างไรก็ตาม เมื่อพิจารณาถึงปรากฏการณ์ทางกายภาพที่ซับซ้อนและสูตรที่ค่อนข้างเรียบง่ายที่ใช้ อยู่ จึงไม่น่าแปลกใจที่การคำนวณการเคลื่อนที่ของตะกอนมักมีความคลาดเคลื่อนสูง เช่นเดียวกับกระแสน้ำใกล้ฝั่ง การเคลื่อนที่ของตะกอนสามารถแบ่งออกเป็นการเคลื่อนที่ตามขวางฝั่ง (Cross-shore transport) และตามยาวฝั่ง (Longshore transport) โดยมีสูตรเชิงประสพการณ์หรือกึ่งเชิงประสพการณ์จำนวนมากเพื่อคำนวณอัตราการเคลื่อนที่ของตะกอนโดยรวม ทั้งนี้ ในส่วนถัดไปจะแสดงเฉพาะสมการที่มีความเรียบง่ายเท่านั้น

### 9.4.3.1 อัตราการเคลื่อนที่ของตะกอนตามขวางชายฝั่ง (Cross-Shore Sediment Transport Rate)

การเคลื่อนที่ของตะกอนตามขวางชายฝั่ง (Cross-shore sediment transport) เป็นผลจากกระบวนการทางกายภาพหลายประการที่ทำให้เกิดการเคลื่อนที่ของตะกอนทั้งเข้าหาชายฝั่ง (Onshore) และออกจากชายฝั่ง (Offshore) การเคลื่อนที่ของตะกอนสุทธิ คือ ผลต่างระหว่างองค์ประกอบของการเคลื่อนที่ของตะกอนไปยังชายฝั่งและออกจากชายฝั่ง บริเวณชายหาดเปิดสู่มหาสมุทร ส่วนที่ไหลผ่านน้ำของชายหาดมักจะกว้างขึ้นในฤดูแล้ง (ที่มีความสูงคลื่นต่ำและคาบคลื่นยาว) เมื่อเทียบกับฤดูฝน (ที่มีความสูงคลื่นสูงและคาบคลื่นสั้น) ปรากฏการณ์นี้สะท้อนถึงวัฏจักรรายปีของโปรไฟล์ชายหาด ในฤดูฝน พายุจะทำให้เกิดการกัดเซาะชายหาดและพัดพาทรายออกจากชายฝั่ง ทรายจะสะสมในบริเวณนอกชายฝั่ง ก่อให้เกิดสันดอนใต้น้ำ ซึ่งจะช่วยลดความลึกของน้ำบริเวณนั้น ส่งผลให้คลื่นแตกตัวไกลออกไปจากชายฝั่งมากขึ้นและช่วยป้องกันการกัดเซาะชายหาด ในฤดูแล้ง คลื่นที่มีความสูงต่ำและคาบคลื่นยาวจะพัดพาทรายกลับคืนสู่ชายฝั่ง มีสูตรเชิงประสบการณ์หรือกึ่งเชิงประสบการณ์หลายสูตรที่เสนอขึ้นเพื่อคำนวณอัตราการเคลื่อนที่ของตะกอนตามขวางชายฝั่ง โดยบางสมการที่ได้รับการเสนอมีดังนี้

$$\text{Madsen and Grant (1976):} \quad \frac{q_n}{w_s d_{50}} = 12.5\psi^3 \quad (9.65)$$

$$\text{Shibayama and Horikawa (1982):} \quad \frac{q_n}{w_s d_{50}} = 19\psi^3 \quad (9.66)$$

$$\text{Watanabe (1982):} \quad \frac{q_n}{w_s d_{50}} = 7(\psi - 0.05)\psi^{1/2} \quad (9.67)$$

$$\text{Yamashita et al. (1984):} \quad \frac{q_n}{w_s d_{50}} = 2.2 \left( \frac{u_*}{w_s} \right) \quad (9.68)$$

โดยที่  $q_n$  คือ อัตราการเคลื่อนที่ของตะกอนสุทธิตามขวางชายฝั่ง,  $\psi$  คือ พารามิเตอร์ Shields ที่คำนวณโดยใช้สูตร  $r = d_{50}$ , และ  $u_*$  คือ ความเร็วเฉือนที่คำนวณโดยใช้สูตร  $r = d_{50}$  หน่วย SI ของอัตราการเคลื่อนที่ของตะกอน  $q_n$  คือ  $\text{m}^3/\text{m}/\text{s}$  (ลูกบาศก์เมตรของตะกอนต่อความกว้าง 1 เมตรต่อวินาที) ควรสังเกตว่า  $q_n$  คือ ปริมาตรของตะกอน (ไม่รวมความพรุน) และต้องคำนึงถึงความพรุนของทรายในการแปลง  $q_n$  ให้เป็นปริมาตรของชั้นทราย

ทิศทางของการเคลื่อนที่ของตะกอนตามขวางชายฝั่งสุทธิขึ้นอยู่กับปัจจัยหลายอย่าง เช่น ความไม่สมมาตรของการเคลื่อนที่แบบวงโคจรของอนุภาคน้ำและรูปทรงของระลอกคลื่น มีสูตรเชิงประสบการณ์หรือกึ่งเชิงประสบการณ์สำหรับการคำนวณทิศทางของการเคลื่อนที่ของตะกอนตามขวางชายฝั่งดังนี้

$$\text{Sunamura (1982):} \quad \begin{aligned} \frac{u_b^2}{sgd_{50}U_r^{1.5}} < 0.012, & \quad \text{onshore transport} \\ \frac{u_b^2}{sgd_{50}U_r^{1.5}} \geq 0.012, & \quad \text{offshore transport} \end{aligned} \quad (9.69)$$

Watanabe et al. (1986):

$$\frac{u_b^2}{sgd_{50}} \frac{h}{L_0} < 0.16, \quad \text{onshore transport}$$

$$\frac{u_b^2}{sgd_{50}} \frac{h}{L_0} \geq 0.16, \quad \text{offshore transport}$$

(9.70)

โดยที่

$$U_r = \frac{HL^2}{h^3}$$

โดยที่  $U_r$  คือ พารามิเตอร์ Ursell

**ตัวอย่างที่ 9.6** จากตารางข้อมูลด้านล่าง คำนวณอัตราการเคลื่อนที่ของตะกอนในทิศทางขวางฝั่ง (Cross-shore sediment transport rate) และทิศทางการเคลื่อนที่ ณ  $X = 50$  m โดยใช้สมการของ Watanabe (1982) และ Watanabe et al. (1986)

$X$ (m)	$T$ (s)	$H$ (cm)	$h$ (cm)	$d_{50}$ (cm)	$w_s$ (cm/s)
43	3.1	157	439	0.027	3.7
45	3.1	158	429	0.027	3.7
48	3.1	151	415	0.027	3.7
50	3.1	147	405	0.027	3.7
53	3.1	150	391	0.027	3.7
55	3.1	153	383	0.027	3.7

วิธีทำ

ก) ณ  $X = 50$  m

จากสมการการแพร่กระจาย (Dispersion equation),

$$\sigma^2 = gk \tanh kh$$

$$\left(\frac{2\pi}{3.1}\right)^2 = 980k \tanh [k(405)]$$

โดยวิธีการทำซ้ำ (Iteration) จะได้  $k = 0.0043 \text{ m}^{-1}$

$$A_b = \frac{H}{2 \sinh(kh)} = 26.47 \text{ cm}$$

$$u_b = \frac{H\sigma}{2 \sinh(kh)} = 53.6 \text{ cm/s}$$

$$f_w = \exp \left\{ 5.213 \left( \frac{r}{A_b} \right)^{0.194} - 5.977 \right\} = 0.01$$

$$\psi = \frac{0.5 f_w u_b^2}{(s-1) g d_{50}} = 0.329$$

$$L_0 = \frac{g T^2}{2\pi} = 1498.9 \text{ cm}$$

ข) คำนวณอัตราการเคลื่อนที่ของตะกอนในทิศทางขวางฝั่ง โดยใช้แบบจำลองของ Watanabe (1982)

$$q_n = 7 w_s d_{50} (\psi - 0.05) \psi^{1/2}$$

$$q_n = 7(3.7)0.027(0.329 - 0.05)0.329^{1/2}$$

$$q_n = 0.112 \text{ cm}^2/\text{s}$$

ค) คำนวณทิศทางการเคลื่อนที่ของตะกอนโดยใช้แบบจำลองของ Watanabe (1986)

$$\frac{u_b^2}{s g d_{50}} \frac{h}{L_0} = \frac{53.6^2}{2.65(980)0.027} \frac{405}{1498.9} = 11$$

ดังนั้น ทิศทางของการเคลื่อนที่ของตะกอนอยู่ในทิศทางนอกฝั่ง

#### 9.4.3.2 อัตราการเคลื่อนที่ของตะกอนขนานฝั่ง (Longshore Sediment Transport Rate)

การเคลื่อนที่ของตะกอนขนานฝั่ง (Longshore sediment transport) มีบทบาทสำคัญในการเปลี่ยนแปลงแนวชายฝั่ง โดยจะเห็นได้เด่นชัดเมื่อแหล่งสะสมตะกอนตามธรรมชาติเกิดการลดลงหรือสูญหายไป เช่น การสร้างเขื่อนกันแม่น้ำ หรือการกักเก็บตะกอนที่รอดักทราย (Groins) หรือเขื่อนกันทรายและคลื่นปากร่องน้ำ (Jetties) ส่งผลให้เกิดการเปลี่ยนแปลงของสมดุลตะกอนในพื้นที่ชายฝั่ง มีสูตรหลายรูปแบบที่เสนอขึ้นเพื่อใช้คาดการณ์อัตราการเคลื่อนที่ของตะกอนขนานฝั่ง เช่น Kraus et al. (1982), USACE (1984), และ Kamphuis (1991) อย่างไรก็ตาม สำหรับการประยุกต์ใช้ในงานภาคสนาม สูตรของ USACE (1984) ดูเหมือนจะเป็นที่นิยมใช้กันอย่างแพร่หลาย โดยอัตราการเคลื่อนที่ของตะกอนขนานฝั่งคำนวณจากองค์ประกอบพลังงานคลื่นในทิศทางตามแนวชายฝั่ง ณ จุดแตกตัวของคลื่น ตามสมการ

$$Q_l = \frac{K(Ec_g)_b \sin \alpha_b \cos \alpha_b}{(\rho_s - \rho)g} \quad (9.71)$$

โดยที่  $Q_l$  คือ อัตราการเคลื่อนที่ของตะกอนขนานฝั่งในหน่วยปริมาตร ( $\text{m}^3/\text{s}$ ),  $\rho_s$  คือ ความหนาแน่นของตะกอน ( $\approx 2650 \text{ kg/m}^3$ ),  $\rho$  คือ ความหนาแน่นของน้ำ ( $\approx 1000 \text{ kg/m}^3$  สำหรับน้ำจืด และ  $\approx 1025 \text{ kg/m}^3$

วิศวกรรมชายฝั่งทะเลเบื้องต้น

สำหรับน้ำทะเล),  $g$  คือ ความเร่งเนื่องจากแรงโน้มถ่วง ( $\approx 9.8 \text{ m/s}^2$ ), และ  $K$  คือ สัมประสิทธิ์ที่คำนวณโดยใช้ตัวแทนความสูงคลื่น ( $K = 0.39$  สำหรับ  $H_{1/3}$  และ  $K = 0.92$  สำหรับ  $H_{rms}$ ). สูตรนี้มักเรียกกันว่า "สูตร CERC" (CERC ย่อมาจาก Coastal Engineering Research Center หรือ ศูนย์วิจัยวิศวกรรมชายฝั่งทะเล)

Ozasa and Brampton (1980) ได้เสนอการปรับแก้สูตรของ CERC โดยเพิ่มการเคลื่อนที่ของตะกอนตามแนวชายฝั่ง ซึ่งเป็นผลกระทบอันเนื่องมาจากความแตกต่างของความสูงคลื่นแตกตัว ที่จะเกิดขึ้นเนื่องจากการเลี้ยวเบน (Diffraction) บริเวณโครงสร้างชายฝั่งหรือหัวหาด ซึ่งได้เป็น

$$Q_l = (H^2 c_g)_b \left( a_1 \sin(2\alpha_b) - a_2 \cos \alpha_b \frac{\partial H_b}{\partial x} \right) \quad (9.72)$$

$$\text{เมื่อ } a_1 = \frac{K_1}{16 \left( \frac{\rho_s}{\rho} - 1 \right) (1-n) (1.416)^2} \quad \text{และ} \quad a_2 = \frac{K_2}{8 \left( \frac{\rho_s}{\rho} - 1 \right) \tan \beta (1.416)^2}$$

Del Valle et al. (1993) พบว่าสัมประสิทธิ์  $K$  ขึ้นอยู่กับ  $d_{50}$  พวกเขาได้เสนอสูตรเชิงประสบการณ์เพื่อคำนวณ  $K$  โดยอ้างอิงจาก  $H_{rms}$  ดังนี้

$$K = 1.4 \exp(-2.5d_{50}) \quad (9.73)$$

ทิศทางของการเคลื่อนที่ของตะกอนขนานฝั่งจะเหมือนกับทิศทางของกระแสน้ำตามยาวฝั่งที่กล่าวไว้ในหัวข้อ 8.2

Kamphuis (1991) ได้ศึกษาอัตราการเคลื่อนที่ของตะกอนตามแนวชายฝั่ง บนพื้นฐานการทดลองแบบจำลองทางชลศาสตร์สามมิติ ซึ่งปฏิบัติการโดยใช้คลื่นทั้งแบบสม่ำเสมอและไม่สม่ำเสมอ โดยทำการตรวจวัดสภาพคลื่นน้ำลึก ความสูงคลื่นแตกตัว มุมของคลื่นแตกตัว การกระจายตัวของความเร็วกระแสน้ำตามแนวชายฝั่ง และการเคลื่อนที่ของตะกอน จากนั้นทำการวิเคราะห์มิติเพื่อให้ได้สมการการหาอัตราการเคลื่อนที่ของตะกอนตามแนวชายฝั่ง ซึ่งเป็นฟังก์ชันของ ความชันของคลื่น (Wave steepness), ความลาดชันของหาด (Beach slope), ขนาดเม็ดของตะกอน (Sediment grain size) และมุมของคลื่นแตกตัว (Breaking angle) ได้เป็นความสัมพันธ์ สำหรับกรณีที่ใช้ความสูงของคลื่นแตกตัวที่มีนัยสำคัญ ได้ดังนี้

$$\frac{Q_l}{\left( \frac{\rho H_{sb}^3}{T_p} \right)} = 1.3 \times 10^{-3} \left( \frac{H_{sb}}{L_{op}} \right)^{-1.25} (\tan \beta)_b^{0.75} \left( \frac{H_{sb}}{d_{50}} \right)^{0.25} \sin^{0.6}(2\alpha_b) \quad (9.74)$$

เมื่อ  $H_{sb}$  คือ ความสูงของคลื่นแตกตัวที่มีนัยสำคัญ  $T_p$  คือ คาบสูงสุดของคลื่นน้ำลึก และ  $L_{op}$  คือ ความยาวคลื่นน้ำลึกที่สอดคล้องกับคาบสูงสุดของคลื่นน้ำลึก

ธรรมนูญ รัชมีมาสเมือง (2552) นำเสนอการปรับปรุงสูตรของ Kamphuis สมการ (9.74) โดยใช้หลักการของสูตรปรับปรุง CERC กล่าวคือ รวมการเคลื่อนที่ของตะกอนตามแนวชายฝั่งซึ่งเป็นผลกระทบอันเนื่องมาจากความแตกต่างของความสูงคลื่นแตกตัว ที่จะเกิดขึ้นเนื่องจากการเลี้ยวเบนบริเวณโครงสร้างชายฝั่งทะเล ปรับค่าสัมประสิทธิ์สัดส่วนซึ่งเป็นตัวเลขคงที่ให้เป็นพารามิเตอร์ปรับเทียบ เพื่อให้เกิดความยืดหยุ่นในการนำไปใช้งานในพื้นที่จริงที่มีความหลากหลายแตกต่างกันออกไป โดยมีสมการดังนี้

$$Q = H_b^2 T^{1.25} \sin^{0.6}(2\alpha_b) \left( a_1^* - a_2^* \frac{\partial H_b}{\partial x} \csc \alpha_b \right) \quad (9.75)$$

$$\text{เมื่อ } a_1^* = \frac{K_1^* (1.3 \times 10^{-3})}{\left( \frac{\rho_s}{\rho} - 1 \right) (1-n)} \left( \frac{g}{2\pi} \right)^{1.25} \frac{\tan^{0.75} \beta}{D_{50}^{0.25}} \text{ และ } a_2^* = \frac{K_2^* (1.3 \times 10^{-3})}{\left( \frac{\rho_s}{\rho} - 1 \right) (1-n)} \left( \frac{g}{2\pi} \right)^{1.25} \left( \frac{1}{\tan \beta \cdot D_{50}} \right)^{0.25}$$

**ตัวอย่างที่ 9.7** คาบคลื่น 6 s และความสูงคลื่น ( $H_{rms,i}$ ) 2 m คลื่นที่เข้าหาชายฝั่งด้วยมุมกระทบ ( $\alpha_i$ ) 30° ที่ระดับความลึก 5 m บนชายหาดทรายที่มีความลาดชัน 1/100 โดยที่ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเม็ดทรายเฉลี่ย คือ 0.25 mm โดยสมมติว่าดัชนีการแตกตัวของคลื่นตามแบบจำลองของ McCowan (1894) สามารถใช้ได้บริเวณนี้ จงคำนวณอัตราการเคลื่อนที่ของตะกอนตามแนวชายฝั่งโดยใช้สูตร CERC และหาค่า  $K$  จาก del Valle et al. (1993)

### วิธีทำ

ก) คำนวณหา  $H_b$

คำนวณหา  $k$  จากความสัมพันธ์การแพร่กระจาย (Dispersion relation),

$$\sigma^2 = gk \tanh kh$$

$$c = \frac{\sigma}{k}$$

$$n = \frac{1}{2} \left( 1 + \frac{2kh}{\sinh 2kh} \right)$$

$$H_b = 0.78h$$

$$\alpha_2 = \sin^{-1} \left( \frac{c_2 \sin \alpha_1}{c_1} \right)$$

$$H_2 = H_1 \sqrt{\frac{c_1 n_1}{c_2 n_2}} \sqrt{\frac{\cos \alpha_1}{\cos \alpha_2}}$$

คำนวณความสูงของคลื่นแตกตัวโดยใช้การลองผิดลองถูก (Trial and Error) ตามที่แสดงในตารางต่อไปนี้

$X$ (m)	$h$ (m)	$k$ ( $m^{-1}$ )	$k$ (m/s)	$n$	$H_b$ (m)	$\alpha$	$H_{rms}$ (m)
500	5.00	0.165	6.344	0.829	3.90	30.00	2.000
400	4.00	0.181	5.792	0.860	3.12	27.16	2.027
300	3.00	0.205	5.118	0.893	2.34	23.79	2.087
271	2.71	0.214	4.892	0.903	2.114	22.68	2.114

$$h_b = 2.71 \text{ m}, H_b = 2.114 \text{ m}, \alpha_b = 22.68^\circ$$

ข) คำนวณอัตราการเคลื่อนที่ของตะกอนตามแนวชายฝั่ง

จาก del Valle et al. (1993),

$$K = 1.4 \exp(-2.5d_{50})$$

$$K = 1.4 \exp[-2.5(0.25)] = 0.749$$

จากสูตร CERC,

$$Q_l = \frac{K(Ec_g)_b \sin \alpha_b \cos \alpha_b}{(\rho_s - \rho)g}$$

$$Q_l = K \frac{1}{8} \rho g H_{rms,b}^2 c_b n_b \frac{\sin \alpha_b \cos \alpha_b}{(\rho_s - \rho)g}$$

$$Q_l = 0.749 \frac{1}{8} 10252.114^2 (4.892) 0.903 \frac{\sin(22.68) \cos(22.68)}{(2650 - 1025)}$$

$$Q_l = 0.415 \text{ m}^3/\text{s}$$

ตอบ

## 9.5 แบบจำลองการเปลี่ยนแปลงสัณฐานชายฝั่ง (Coastal Morphological Change Model)

การเปลี่ยนแปลงสัณฐานหรือรูปร่างชายฝั่งทะเล (Coastal morphological change) เนื่องจากอิทธิพลของคลื่นเป็นหนึ่งในหัวข้อที่สำคัญในวิศวกรรมชายฝั่ง ผลลัพธ์ของการเปลี่ยนแปลงรูปร่าง ณ ตำแหน่งใดตำแหน่งหนึ่งอาจอยู่ในรูปของการกัดเซาะ (Erosion) การงอกเพิ่ม (Accretion) หรือคงสภาพสมดุล (Equilibrium) ไม่ว่าจะเป็นการกัดเซาะหรือการงอกเพิ่มอาจส่งผลกระทบต่อมนุษย์ได้ทั้งทางบวกและทางลบ เช่น การกัดเซาะชายฝั่งย่อมทำให้เกิดการสูญเสียแผ่นดินหรือพื้นที่ที่มนุษย์สามารถใช้ประโยชน์หรือพื้นที่ตาม

ธรรมชาติก็ได้ การงอกเพิ่มในบริเวณปากแม่น้ำอาจเป็นอุปสรรคต่อการสัญจรของมนุษย์ หรือทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงระบบนิเวศในพื้นที่ได้

การจัดการการเปลี่ยนแปลงรูปร่างชายฝั่งทะเลสามารถดำเนินการได้โดยเครื่องมือทางวิศวกรรมและเทคโนโลยีได้หลายรูปแบบ อาทิ การใช้ระบบสารสนเทศภูมิศาสตร์ (Geographic Information System: GIS) ในการจัดการ วิเคราะห์ และเชื่อมโยงปัจจัยต่าง ๆ ทางภูมิศาสตร์ที่ส่งผลต่อการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งทะเล และสร้างแผนที่ความเสี่ยงหรือแผนที่ความเปราะบางในการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งทะเลได้ หรือการประยุกต์ภาพถ่ายดาวเทียม (Satellite images) ในการวิเคราะห์การเปลี่ยนแปลงรูปร่างชายฝั่งทะเล (ดูตัวอย่างเพิ่มเติม เช่น Ritphring et al., 2021; Janjamdara and Rasmeemasuang, 2025)

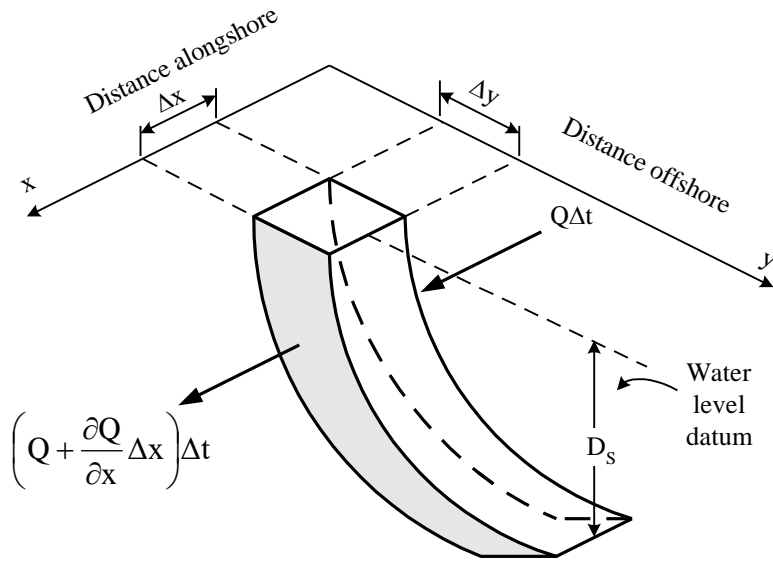
เครื่องมือที่นิยมอีกประการหนึ่งในการทำนายการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งทะเล คือ แบบจำลองทางคณิตศาสตร์หรือแบบจำลองเชิงตัวเลข (Mathematical model or Numerical model) ซึ่งจำลองสมดุลของวัสดุหรือตะกอนที่เคลื่อนที่เข้าหรือออกจากพื้นที่จำลอง อัตราการเปลี่ยนแปลงปริมาตรสุทธิของวัสดุก็คือการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งนั่นเอง การใช้แบบจำลองเชิงตัวเลขเป็นเครื่องมือที่มีประสิทธิภาพและคุ้มค่าทางเศรษฐศาสตร์สำหรับการประเมินทางเลือกในการออกแบบ การวางแผน และบริหารจัดการพื้นที่ชายฝั่งและท่าเรือ แบบจำลองเชิงตัวเลขสร้างขึ้นจากการผสมผสานระหว่างของแบบจำลองคลื่น (ดังอธิบายในบทที่ 5 และ 7) และสูตรอัตราการเคลื่อนที่ของตะกอน (ดังอธิบายในหัวข้อย่อย 9.4)

แบบจำลองการเปลี่ยนแปลงชายฝั่ง อาจแบ่งได้เป็น 2 ประเภท คือ (1) แบบจำลองการเปลี่ยนแปลงเส้นชายฝั่ง (Shoreline change model) กับ (2) แบบจำลองการเปลี่ยนแปลงชายหาด (Beach deformation model) ซึ่งมีรายละเอียดที่สำคัญดังนี้

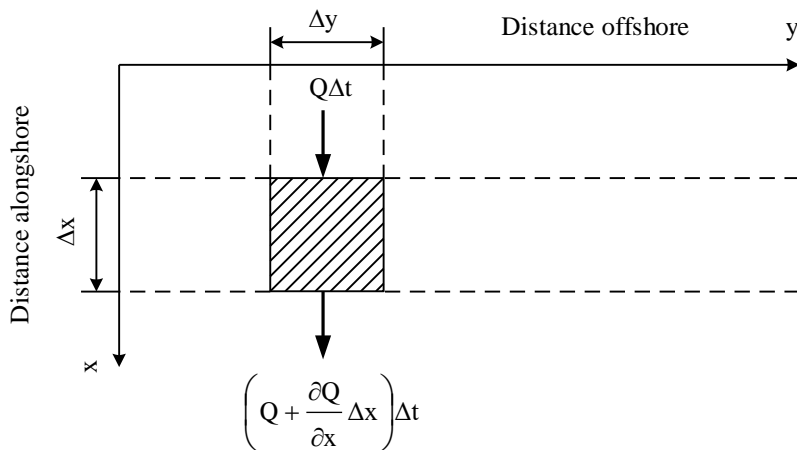
### 9.5.1 แบบจำลองการเปลี่ยนแปลงเส้นชายฝั่ง (Shoreline Change Model)

แบบจำลองการเปลี่ยนแปลงเส้นชายฝั่ง (Shoreline change model) เป็นแบบจำลองที่มุ่งเน้นการเปลี่ยนแปลงเส้นชายฝั่ง (Shoreline) ที่อาจขยับหล่นเข้าหาแผ่นดิน ซึ่งหมายถึง การกัดเซาะชายฝั่ง นั่นเอง หรืออาจขยับเลื่อนไปในทะเล ซึ่งหมายถึง การงอกเพิ่ม นั่นเอง แบบจำลองประเภทนี้ให้ความสนใจอัตราการเคลื่อนที่ของตะกอนชายฝั่ง โดยไม่พิจารณาอัตราการเคลื่อนที่ของตะกอนขวางฝั่ง เนื่องจากการเปลี่ยนแปลงเส้นชายฝั่งเป็นการเปลี่ยนแปลงระยะยาว เช่น 2 ถึง 3 ปีหลังมีการก่อสร้างโครงสร้างที่ยื่นเข้าไปในทะเล หรือเป็น 10 ปีขึ้นไป ในกรณีการเปลี่ยนแปลงตามสภาพคลื่นลมธรรมดา ซึ่งการเปลี่ยนแปลงชายหาด (ซึ่งกล่าวในหัวข้อย่อยถัดไป) มักจะเกิดเป็นวัฏจักรภายในระยะเวลาที่สั้นกว่า

เมื่อพิจารณาการเปลี่ยนแปลงของปริมาตร  $\Delta V$  ในช่วงเวลา  $\Delta t$  ของส่วนตัดใด ๆ ของชายฝั่ง ดังภาพที่ 9.6 ซึ่งมีแกน  $x$  ขนานกับแนวชายฝั่งและจุดบนแกน  $y$  คือตำแหน่งของเส้นแนวชายฝั่งที่ยื่นเข้าไปในทะเล อัตราการเปลี่ยนแปลงปริมาตรต่อเวลา จะเท่ากับ  $\Delta V/\Delta t = (D_s \cdot \Delta x \cdot \Delta y)/\Delta t$  เมื่อ  $D_s$  คือ ความลึกที่มีการเคลื่อนที่ของตะกอน หรือความลึกวิกฤตของการเปลี่ยนแปลงชายฝั่ง (Depth of Closure) ซึ่งคือจุดสิ้นสุดของการเปลี่ยนแปลงทางสิ่งแวดล้อมชายฝั่งที่เกิดจากคลื่น



(a) Cross-section view



(b) Plan view

ภาพที่ 9.6 นิยามของสมการต่อเนื่องของตะกอนชายฝั่ง

การเปลี่ยนแปลงนี้เป็นผลเนื่องจากการอัตราสุทธิของตะกอนที่เคลื่อนที่เข้าไปและเคลื่อนที่ออกจาก ส่วนตัดที่กำลังพิจารณา สมการต่อเนื่องของตำแหน่งเส้นแนวชายฝั่ง คือ

$$\frac{\partial y_s}{\partial t} + \frac{1}{D_s} \left( \frac{\partial Q}{\partial x} \right) = 0 \quad (9.76)$$

เมื่อ  $Q$  คือ อัตราการเคลื่อนที่ของตะกอนขนานฝั่ง ที่อธิบายในหัวข้อ 9.4 และ สามารถหาได้จากสูตรของ Hallermeier (1981)

$$D_s = \left( 2.28 - 10.9 \frac{H_o}{L_o} \right) H_o \quad (9.77)$$

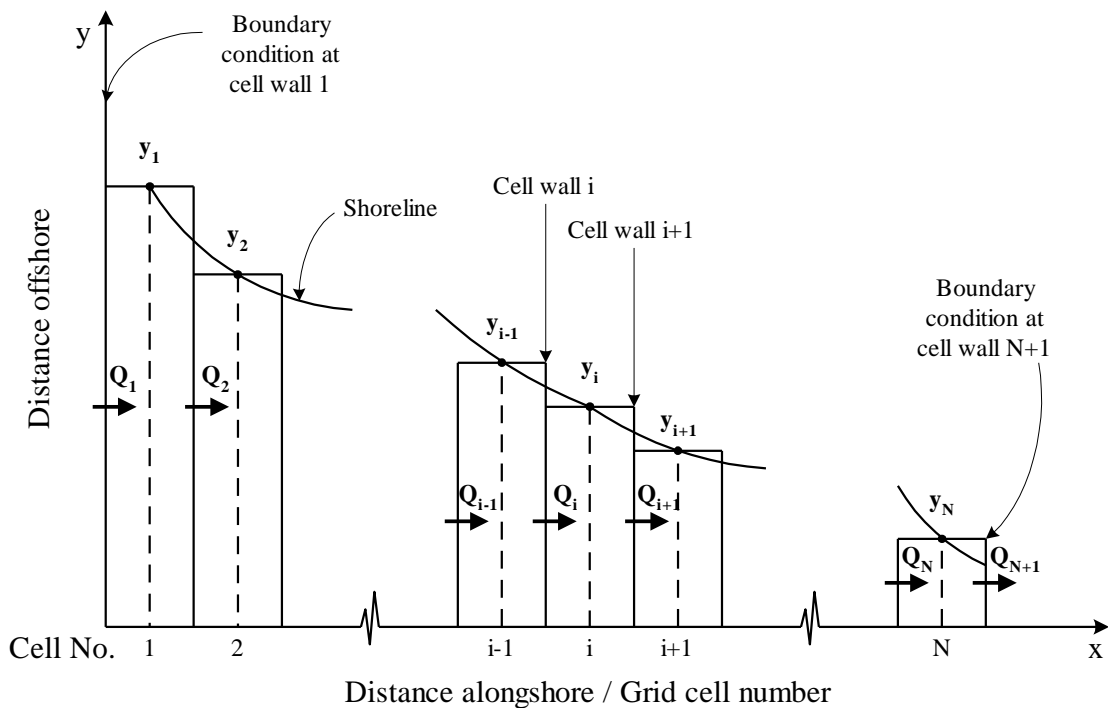
สมการเชิงอนุพันธ์ของสมการ (9.76) สามารถหาคำตอบได้ด้วยวิธีผลต่างจำกัด (Finite difference method) โดยแปลงสมการ (9.76) ให้อยู่ในรูปของสมการผลต่างจำกัด โดยใช้การแทนค่าแบบสลับช่อง (staggered grid representation) ซึ่งในวิธีนี้จุดของตัวแปร  $y$  และ  $Q$  จะถูกกำหนดสลับกันในแต่ละช่องของกริด (grid cells) ดังแสดงในภาพที่ 9.7 โดยที่  $i$  แทนหมายเลขของช่อง (cell number)

กำหนดให้สัญลักษณ์ ( $'$ ) หรือ prime บน  $y$  และ  $Q$  หมายถึงค่าของตัวแปรนั้นในช่วงเวลาถัดไป ในขณะที่ตัวแปรที่ไม่มีเครื่องหมาย prime หมายถึงค่าของตัวแปรนั้นในช่วงเวลาปัจจุบัน ตำแหน่งของชายฝั่งในช่วงเวลาถัดไปจะเท่ากับ

$$y'_{si} = y_{si} + \frac{\Delta t}{2} \left[ \left( \frac{\partial y_{si}}{\partial t} \right)' + \frac{\partial y_{si}}{\partial t} \right] \quad (9.78)$$

อนุพันธ์ตามเวลาในสมการ (9.78) สามารถแสดงได้โดยใช้สมการ (9.76) ดังนี้:

$$\frac{\partial y_{si}}{\partial t} = -\frac{1}{D_s} \left( \frac{Q_{i+1} - Q_i}{\Delta x} \right) \quad (9.79)$$



ภาพที่ 9.7 กริดผลต่างจำกัดในแบบจำลองการเปลี่ยนแปลงเส้นชายฝั่ง

วิธีแบบชัดแจ้ง (Explicit Method) ใช้ตำแหน่งเดิมของแนวชายฝั่งเพื่อคำนวณหาตำแหน่งใหม่ โดยกำหนดให้  $(\partial y_i / \partial t)' = \partial y_i / \partial t$  ในสมการ (9.78) ซึ่งจะได้

$$y'_{si} = y_{si} + \frac{\Delta t}{D_s \Delta x} (Q_i - Q_{i+1}) \quad (9.80)$$

ในแบบจำลองนี้ตำแหน่งที่ใช้ในการคำนวณแนวชายฝั่งจะถูกตรึงไว้ หลังจากทีวางกริดลงบนแนวชายฝั่งแล้ว ซึ่งหมายความว่าขนาดความกว้างของแต่ละช่องกริด ( $\Delta x$ ) คงที่ แม้ว่าค่าช่วงเวลา ( $\Delta t$ ) สามารถเลือกใช้ได้อย่างอิสระ แต่ถ้า  $\Delta t$  ยาวเกินไป ความถูกต้องทางตัวเลข (numerical accuracy) จะลดลง

ด้วยแบบจำลองนี้มีลักษณะเป็นหนึ่งมิติ กล่าวคือ พิจารณาการเปลี่ยนแปลงตัวแปรเพียงตัวเดียว คือ  $y$  ตามแนวแกน  $x$  จึงเรียกแบบจำลองพวกนี้ว่า One-Line model ตัวอย่างการประยุกต์ใช้แบบจำลอง One-Line model เช่น Kraus and Harikai (1983) นำเสนอการจำลองการเปลี่ยนแปลงเส้นชายฝั่งระยะยาวของชายหาดทรายที่ติดกับท่าเรือ Oarai ในประเทศญี่ปุ่น Hanson and Kraus (1991) ใช้แบบจำลอง One-Line ที่ชื่อ GENESIS ในการจำลองการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งที่ได้รับกระทบจากระบบเขื่อนกันคลื่นในรัฐ Ohio ประเทศสหรัฐอเมริกา Weesakul and Paksee (1997) พัฒนาแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ที่ใช้หลักการ One-Line เพื่อจำลองผลกระทบของเขื่อนกันคลื่นที่ทำให้เกิดการกัดเซาะชายฝั่งบริเวณหาดชะอำ ประเทศไทย Weesakul and Rasmeemasuang (2002); Rasmeemasuang and Weesakul (2009); Weesakul et al. (2010) นำเสนอแบบจำลอง One-Line ที่อยู่บนระบบพิกัดผสมระหว่างระบบพิกัดคาร์ทีเซียน (Cartesian coordinate system) กับระบบพิกัดเชิงขั้ว (Polar coordinate system) เพื่อแก้ปัญหาเส้นชายฝั่งที่มีลักษณะเป็นเส้นโค้งมาก ๆ นอกเหนือจากการพิจารณาแบบหนึ่งมิติแล้ว ยังมีการพัฒนาแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ในรูปแบบสองมิติและแบบสามมิติด้วย เช่น Chonwattana, 2006; Seenath, A., 2022

### 9.5.2 แบบจำลองการเปลี่ยนแปลงชายหาด (Beach Deformation Model)

การเปลี่ยนแปลงรูปร่างชายหาด (Beach deformation model) หรือความลึกของน้ำ ( $h$ ) สามารถคำนวณได้โดยการแก้สมการการอนุรักษ์มวล โดยอ้างอิงจากสมมติฐานของความเข้มข้นของตะกอนแขวนลอยเหนือพื้นท้องน้ำภายในปริมาตรควบคุมคงที่ การอนุรักษ์มวลของตะกอนสามารถแสดงได้ดังนี้

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{1}{(1-\Lambda)} \left( \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} \right) \quad (9.81)$$

โดยที่  $t$  คือ เวลา,  $x$  คือ พิกัดแนวนอนในทิศทางขวางฝั่ง,  $y$  คือ พิกัดแนวนอนในทิศทางตามยาวฝั่ง,  $\Lambda$  คือ ความพรุน ( $\approx 0.4$  สำหรับชายหาดที่เป็นทราย), และ  $q_x$  และ  $q_y$  คือ อัตราการเคลื่อนที่ของตะกอนโดยรวมในทิศทาง  $x$  และ  $y$  เพื่อประมาณการความเปลี่ยนแปลงของความลึกน้ำ [สมการที่ (9.81)] จำเป็นต้องประเมินอัตราการเคลื่อนที่ของตะกอนในแต่ละจุดนั้น ๆ การเปลี่ยนแปลงของความลึกน้ำ ( $h$ ) สามารถคำนวณได้โดยการหาปริพันธ์เชิงตัวเลข (Numerical Integration) ของสมการที่ (9.81) เช่น วิธีผลต่างจำกัด (Finite

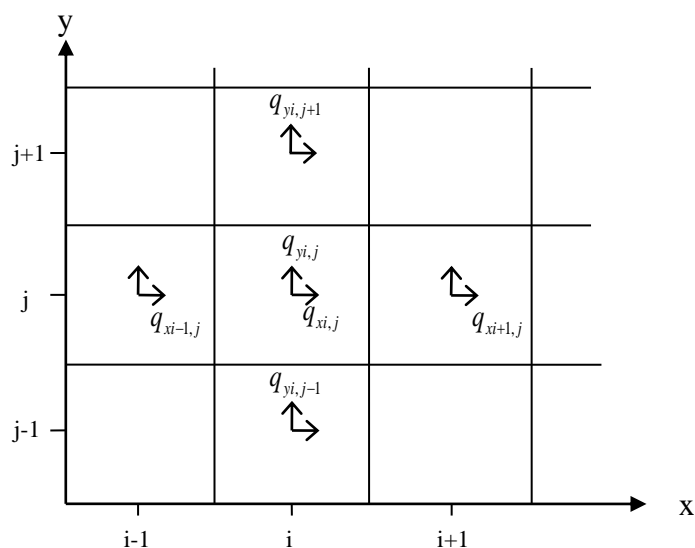
difference method) เมื่อพิจารณากริดตัวเลขตามที่แสดงดังภาพที่ 9.8 สมการผลต่างจำกัดของสมการที่ (9.81) สามารถแสดงได้ดังนี้

$$\frac{(h_{i,j}^{k+1} - h_{i,j}^k)}{\Delta t} = \frac{1}{(1-\Lambda)} \left( \frac{q_{xi+1,j}^k - q_{xi-1,j}^k}{2\Delta x} + \frac{q_{yi,j+1}^k - q_{yi,j-1}^k}{2\Delta y} \right) \quad (9.82)$$

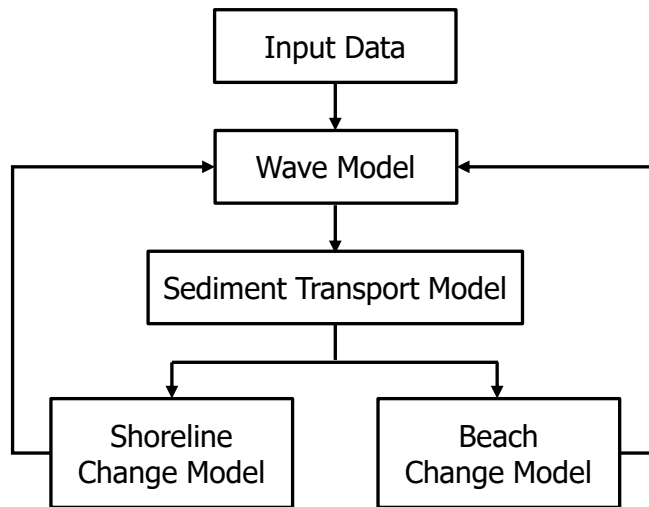
โดยที่  $k$  คือ ดัชนีเวลา,  $i$  และ  $j$  คือ หมายเลขตารางในทิศทาง  $x$  และ  $y$

ในการคำนวณความสูงของพื้นที่ท้องทะเลจากสมการที่ (9.82) จำเป็นต้องกำหนดค่าความสูงของพื้นที่ท้องทะเลที่ขอบด้านปลายทั้งสองด้าน (ด้านที่อยู่ไกลที่สุดจากชายฝั่งและด้านที่ใกล้ที่สุด) สำหรับเงื่อนไขขอบเขตทางทะเล (Seaward boundary condition) สมมติให้ไม่มีการเปลี่ยนแปลงของระดับพื้นที่ท้องทะเลและตะกอนสามารถผ่านขอบเขตนี้ไปได้ เพื่อให้เป็นไปตามเงื่อนไขขอบเขตทางทะเลควรรวมพื้นที่บริเวณนอกชายฝั่งที่มีขนาดใหญ่เพียงพอ ในขณะที่เงื่อนไขขอบเขตทางชายฝั่ง (Shoreward boundary condition) กำหนดที่ความสูงของคลื่นซัดฝั่ง (Wave runup height) และสมมติว่าไม่มีการเปลี่ยนแปลงของระดับพื้นที่ท้องทะเลในบริเวณดังกล่าว

โครงสร้างทั่วไปของแบบจำลองการเปลี่ยนแปลงสัณฐานชายฝั่ง ทั้งแบบจำลองการเปลี่ยนแปลงเส้นชายฝั่ง (Shoreline change model) หรือแบบจำลองการเปลี่ยนแปลงชายหาด (Beach change model) แสดงดังภาพที่ 9.9 การคำนวณการเปลี่ยนแปลงสัณฐานชายฝั่งประกอบด้วย 4 ส่วนหลัก ได้แก่ ข้อมูลนำเข้า (Input data) แบบจำลองคลื่น (Wave model) การเคลื่อนที่ของตะกอน (Sediment transport) และการเปลี่ยนแปลงเส้นชายฝั่ง (Shoreline change) หรือการเปลี่ยนแปลงชายหาด (Beach change) แบบจำลองคลื่นใช้เพื่อคำนวณการเปลี่ยนแปลงความสูงคลื่นข้ามแนวชายฝั่ง จากความสูงคลื่นที่คำนวณได้ สามารถคำนวณอัตราการเคลื่อนที่ของตะกอน จากนั้นสามารถคำนวณตำแหน่งเส้นฝั่งหรือชายหาดใหม่ได้จากสมการการอนุรักษ์มวล (Mass conservation equation) ตำแหน่งเส้นฝั่งหรือชายหาดใหม่ที่ได้จะถูกนำกลับไปใช้ในแบบจำลองคลื่น ส่งผลให้เกิดการเปลี่ยนแปลงของความสูงคลื่น



ภาพที่ 9.8 ภาพร่างการกำหนดกริดเชิงตัวเลขในช่วงเวลา  $k$  ใด ๆ



ภาพที่ 9.9 โครงสร้างของแบบจำลองการเปลี่ยนแปลงสัณฐานชายฝั่ง

ตัวอย่างที่ 9.8 คลื่นเคลื่อนที่ในแนวตั้งฉากกับแนวชายฝั่ง จากโปรไฟล์ชายหาดเริ่มต้นและอัตราการเคลื่อนที่ของตะกอนในทิศทางขวางฝั่งที่แสดงในตารางด้านล่าง คำนวณโปรไฟล์ชายหาดที่เวลา 180 s โดยใช้ช่วงเวลาการคำนวณ  $\Delta t = 60$  s และสมมติว่าอัตราการเคลื่อนที่ของตะกอนไม่เปลี่ยนแปลงในช่วงเวลาประมาณ 10 นาที

$X$ (m)	$h$ (cm)	$q_x$ (cm <sup>2</sup> /s)	$X$ (m)	$h$ (cm)	$q_x$ (cm <sup>2</sup> /s)
80.00	370.00	0.00	130.00	194.00	1.50
85.00	356.00	0.20	135.00	183.00	0.70
90.00	348.00	0.70	140.00	161.00	0.20
95.00	327.00	1.00	145.00	142.00	-0.20
100.00	279.00	1.20	150.00	138.00	-0.50
105.00	276.00	1.50	155.00	126.00	-0.70
110.00	272.00	1.80	160.00	114.00	-0.50
115.00	262.00	2.00	165.00	102.00	-0.20
120.00	207.00	2.20	170.00	91.00	-0.10
125.00	205.00	2.00	175.00	80.00	0.00

วิธีทำ

สำหรับแบบจำลองการเปลี่ยนแปลงรูปร่างชายหาดใน 1 มิติ,

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{1}{(1-\Lambda)} \left( \frac{\partial q_x}{\partial x} \right)$$

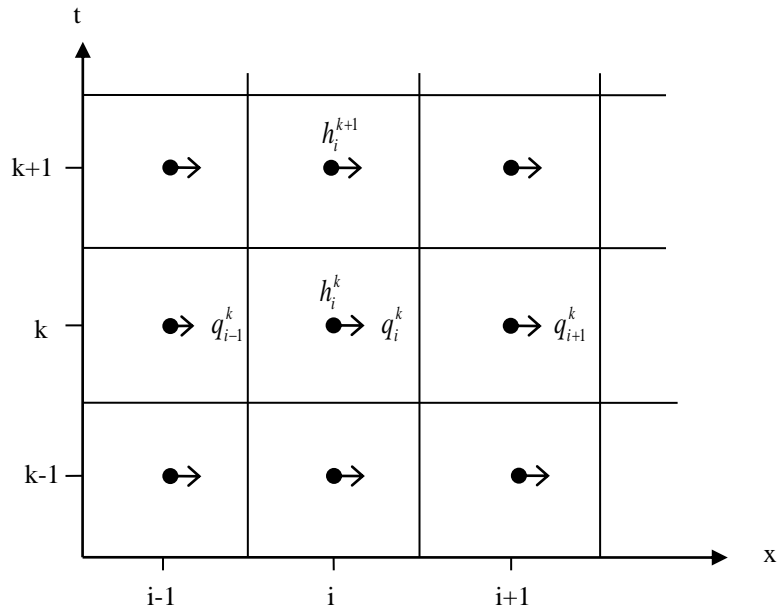
รูปแบบของผลต่างจำกัด (Finite difference form),

$$\frac{(h_i^{k+1} - h_i^k)}{\Delta t} = \frac{1}{(1 - \Lambda)} \left( \frac{q_{i+1}^k - q_{i-1}^k}{2\Delta x} \right)$$

หรือ

$$h_i^{k+1} = h_i^k + \frac{\Delta t}{2\Delta x(1 - \Lambda)} (q_{i+1}^k - q_{i-1}^k)$$

โครงร่างของกริดเชิงตัวเลขแสดงไว้ในภาพดังต่อไปนี้



ตัวอย่างการคำนวณ

$$\Delta t = 60 \text{ s}$$

$$\Delta x = 500 \text{ cm}$$

$$\Lambda = 0.4$$

สำหรับ  $i=1$  และ  $k=1$ ,

$$h_1^2 = h_1^1 + \frac{\Delta t}{2\Delta x(1 - \Lambda)} (q_2^1 - q_0^1)$$

$$h_1^2 = 370.00 + \frac{60}{2(500)(1 - 0.4)} (0.2 - 0) = 370.02 \text{ cm}$$

สำหรับ  $i=2$  และ  $k=1$ ,

$$h_2^2 = h_2^1 + \frac{\Delta t}{2\Delta x(1 - \Lambda)} (q_3^1 - q_1^1)$$

$$h_2^2 = 356.00 + \frac{60}{2(500)(1 - 0.4)} (0.7 - 0) = 356.07 \text{ cm}$$

สำหรับ  $i = 20$  และ  $k = 1$ ,

$$h_{20}^2 = h_{20}^1 + \frac{\Delta t}{2\Delta x(1-\Lambda)}(q_{21}^1 - q_{19}^1)$$

$$h_2^2 = 80.00 + \frac{60}{2(500)(1-0.4)}(0 + 0.1) = 80.01 \text{ cm}$$

ผลการคำนวณแสดงไว้ในตารางต่อไปนี้

Index $i$	$X$ (m)	$q_x$ (cm <sup>2</sup> /2)	$h^1$ (cm)	$h^2$ (cm)	$h^3$ (cm)	$h^4$ (cm)
1	80.00	0.00	370.00	370.02	370.04	370.06
2	85.00	0.20	356.00	356.07	356.14	356.21
3	90.00	0.70	348.00	348.08	348.16	348.24
4	95.00	1.00	327.00	327.05	327.10	327.15
5	100.00	1.20	279.00	279.05	279.10	279.15
6	105.00	1.50	276.00	276.06	276.12	276.18
7	110.00	1.80	272.00	272.05	272.10	272.15
8	115.00	2.00	262.00	262.04	262.08	262.12
9	120.00	2.20	207.00	207.00	207.00	207.00
10	125.00	2.00	205.00	204.93	204.86	204.79
11	130.00	1.50	194.00	193.87	193.74	193.61
12	135.00	0.70	183.00	182.87	182.74	182.61
13	140.00	0.20	161.00	160.91	160.82	160.73
14	145.00	-0.20	142.00	141.93	141.86	141.79
15	150.00	-0.50	138.00	137.95	137.90	137.85
16	155.00	-0.70	126.00	126.00	126.00	126.00
17	160.00	-0.50	114.00	114.05	114.10	114.15
18	165.00	-0.20	102.00	102.04	102.08	102.12
19	170.00	-0.10	91.00	91.02	91.04	91.06
20	175.00	0.00	80.00	80.01	80.02	80.03

ตอบ

## 9.6 สรุปท้ายบทที่ 9 (Summary of Chapter 9)

บทที่ 9 อธิบายพื้นฐานและความสำคัญของกระบวนการเคลื่อนที่ของตะกอน ซึ่งเป็นตัวกำหนดการเปลี่ยนแปลงสัณฐานชายฝั่ง เช่น การงอกเพิ่ม การกัดเซาะ การสะสมตัวบริเวณโครงสร้างทางน้ำ และการทับถมในร่องน้ำเดินเรือ ความซับซ้อนของกระบวนการดังกล่าวเกิดจากปฏิสัมพันธ์ระหว่างคลื่น กระแสน้ำ และอนุภาคตะกอน ส่งผลให้แบบจำลองเชิงตัวเลขจำเป็นต้องอาศัยสูตรเชิงประสพการณ์และข้อมูลการทดลองเพื่อใช้อธิบายพฤติกรรมของตะกอน

รูปแบบการเคลื่อนที่ของตะกอน แบ่งออกเป็น 3 ประเภท ได้แก่ ตะกอนท้องน้ำ ตะกอนแขวนลอย และตะกอนลอย (โดยปกติไม่นำมาพิจารณา) โดยเฉพาะตะกอนท้องน้ำและตะกอนแขวนลอยซึ่งรวมกันเป็นตะกอนรวมและเป็นปัจจัยสำคัญต่อการเปลี่ยนแปลงรูปร่างของชายหาด

การกระจายความเข้มข้นของตะกอนแขวนลอยสัมพันธ์กับคุณภาพน้ำและการคำนวณอัตราการเคลื่อนที่ของตะกอน โปรไฟล์ความเข้มข้นมีความแตกต่างกันระหว่างคลื่นแตกตัวและคลื่นไม่แตกตัว โดยใกล้พื้นที่ท้องน้ำพบว่าคลื่นแตกตัวแบบทะลักล้นให้ผลคล้ายกับคลื่นไม่แตกตัว ทั้งนี้ การคำนวณความเข้มข้นต้องใช้สมการการแพร่กระจายและต้องพึ่งพาสมาการเชิงประสพการณ์ เพื่อประมาณค่าความเข้มข้นอ้างอิงและสัมประสิทธิ์การแพร่กระจายภายใต้สภาวะของคลื่นและพื้นที่ท้องน้ำที่แตกต่างกัน

อัตราการเคลื่อนที่ของตะกอนในเขตชายฝั่ง ซึ่งเป็นผลรวมกันจากคลื่นที่กวาดตะกอนขึ้นจากพื้นทะเลและกระแสน้ำที่พัดพาตะกอนไป การคำนวณเชิงทฤษฎีแม้จะพัฒนาเป็นเวลานาน แต่มีพารามิเตอร์จำนวนมากและซับซ้อน จึงมักถูกทำให้เรียบง่ายหรือใช้สูตรเชิงประสพการณ์แทน แนวคิดหลักคือการแยกการเคลื่อนที่ของตะกอนเป็นสองส่วน คือ ตะกอนท้องน้ำ และ ตะกอนแขวนลอย บทนี้ยังอธิบายสูตรเชิงประสพการณ์ในการทำนายอัตราการเคลื่อนที่ของตะกอนรวมในทิศทางขนานชายฝั่งและอัตราการเคลื่อนที่ของตะกอนขวางฝั่ง

แบบจำลองการเปลี่ยนแปลงสัณฐานชายฝั่งเป็นเครื่องมือใช้วิเคราะห์และทำนายการกัดเซาะ การงอกเพิ่ม หรือการคงสภาพของแนวชายฝั่ง แบบจำลองเชิงตัวเลขแบ่งเป็น 2 ประเภทหลัก ได้แก่ (1) แบบจำลองการเปลี่ยนแปลงเส้นชายฝั่ง ซึ่งมุ่งประเมินการรันหรือการงอกของเส้นชายฝั่งในระยะยาวโดยพิจารณาเฉพาะการเคลื่อนที่ของตะกอนขนานฝั่ง และ (2) แบบจำลองการเปลี่ยนแปลงชายหาด ซึ่งใช้สมการอนุรักษ์มวลของตะกอนเพื่อคำนวณการเปลี่ยนแปลงของความลึกน้ำ ต้องประเมินอัตราการเคลื่อนที่ของตะกอนทั้งตามยาวฝั่งและขวางฝั่ง รวมถึงกำหนดเงื่อนไขขอบเขตด้านทะเลและด้านฝั่งอย่างเหมาะสม

การจำลองสัณฐานชายฝั่งโดยทั่วไปประกอบด้วย 4 ส่วน คือ ข้อมูลนำเข้า แบบจำลองคลื่น (ซึ่งอธิบายไว้ในบทที่ 3 ถึงบทที่ 7) การเคลื่อนที่ของตะกอน และการคำนวณตำแหน่งชายฝั่งหรือชายหาดใหม่ ซึ่งทำงานวนซ้ำเพื่อสะท้อนปฏิสัมพันธ์ระหว่างคลื่น ตะกอน และสัณฐานชายฝั่ง

โดยสรุป บทนี้ให้ความเข้าใจเกี่ยวกับกระบวนการพื้นฐานของการเคลื่อนที่ของตะกอนภายใต้อิทธิพลของคลื่นบริเวณใกล้ฝั่ง วิธีการคำนวณอัตราการเคลื่อนที่ของตะกอน และแนวทางการจำลองการเปลี่ยนแปลงสัณฐานชายฝั่งทะเล ซึ่งเป็นเครื่องมือสำคัญสำหรับการวิเคราะห์ปัญหาการกัดเซาะชายฝั่ง และผลกระทบเนื่องจากโครงสร้างชายฝั่ง

## คำถามท้ายบทที่ 9

- 9.1 สำหรับ  $d_{50} = 0.02$  cm,  $w_s = 2.7$  cm/s,  $T = 1.6$  s,  $H = 12.0$  cm,  $h = 30.0$  cm,  $\lambda = 7.5$  cm, and  $\eta = 1.1$  cm, ให้คำนวณโปรไฟล์ความเข้มข้นของตะกอนแขวนลอย (ที่  $z = 4.5, 3.5, 2.5, 1.5, 1.2, 1.0,$  และ  $0$  cm) โดยใช้สมการของ Shibayama และ Rattanapitikon (1993)
- 9.2 จากตารางต่อไปนี้ คำนวณอัตราการเคลื่อนที่ของตะกอนในแนวขวางฝั่งที่  $X = 43$  m โดยใช้สมการของ Yamashita et al. (1984)

$X$ (cm)	$T$ (s)	$H$ (cm)	$h$ (cm)	$d_{50}$ (cm)	$w_s$ (cm/s)
43	3.1	157	439	0.027	3.7
45	3.1	158	429	0.027	3.7
48	3.1	151	415	0.027	3.7
50	3.1	147	405	0.027	3.7
53	3.1	150	391	0.027	3.7
55	3.1	153	383	0.027	3.7
58	3.1	153	367	0.027	3.7
60	3.1	159	359	0.027	3.7
63	3.1	153	343	0.027	3.7
65	3.1	149	331	0.027	3.7

- 9.3 คาบคลื่น 6 s และความสูงคลื่น ( $H_{1/3,i}$ ) 1.5 m คลื่นที่เข้าหาชายฝั่งในมุมทำมุมเอียง ( $\alpha_i$ )  $30^\circ$  ในระดับความลึก 5 เมตร บนชายหาดที่มีความลาดชัน 1/100 โดยขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางเม็ดทรายเฉลี่ยเท่ากับ 0.25 mm สมมติให้ดัชนีการแตกตัวของคลื่นตาม McCowan (1894) สามารถใช้ได้ในพื้นที่นี้ ให้คำนวณอัตราการเคลื่อนที่ของตะกอนตามแนวชายฝั่งโดยใช้สมการ CERC
- 9.4 คลื่นเคลื่อนที่ในทิศทางตั้งฉากกับแนวชายฝั่ง จากข้อมูลโปรไฟล์ชายหาดเริ่มต้นและอัตราการเคลื่อนที่ของตะกอนในแนวขวางฝั่งที่แสดงในตารางต่อไปนี้ ให้คำนวณโปรไฟล์ชายหาดที่เวลา 300 s โดยใช้ช่วงเวลา  $\Delta t = 60$  s โดยสมมติว่าอัตราการเคลื่อนที่ของตะกอนคงที่ตลอดช่วงเวลา 10 นาที

$X$ (m)	$h$ (cm)	$q_x$ (cm <sup>2</sup> /s)	$X$ (m)	$h$ (cm)	$q_x$ (cm <sup>2</sup> /s)
80.00	370.00	0.00	130.00	194.00	1.50
85.00	356.00	0.20	135.00	183.00	0.70
90.00	348.00	0.70	140.00	161.00	0.20
95.00	327.00	1.00	145.00	142.00	-0.20
100.00	279.00	1.20	150.00	138.00	-0.50
105.00	276.00	1.50	155.00	126.00	-0.70
110.00	272.00	1.80	160.00	114.00	-0.50
115.00	262.00	2.00	165.00	102.00	-0.20
120.00	207.00	2.20	170.00	91.00	-0.10
125.00	205.00	2.00	175.00	80.00	0.00

## เอกสารอ้างอิงบทที่ 9

- ธรรมบุญ รัศมีมาสเมือง, 2552. การทบทวนความไม่แน่นอนของการจำลองความเร็วตกตะกอนในแบบจำลองตะกอนอนุภาคแขวนลอย. เอกสารประกอบการประชุมวิชาการวิศวกรรมแหล่งน้ำแห่งชาติ ครั้งที่ 3, นครนายก.
- ธรรมบุญ รัศมีมาสเมือง, 2552. การปรับเปลี่ยนสูตรอัตราการเคลื่อนที่ของตะกอนตามแนวชายฝั่ง. เอกสารประกอบการประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 14, นครราชสีมา. WRE50445.
- Aagaard, T., Black, K.P. & Greenwood, B., 2002. Cross-shore suspended sediment transport in the surf zone: A field-based parameterization. *Marine Geology*, 185, pp. 283-302.
- Bagnold, R.A., 1963. Mechanics of marine sedimentation. In: Hill, M.N. (ed.), *The Sea: Ideas and Observations on Progress in the Study of the Sea*. New York and London: Interscience Wiley, Vol. 3, pp. 507-528.
- Bailard, J.A., 1981. An energetics total load sediment transport model for plane sloping beach. *J. Geophysical Research*, 86(C3), pp. 10938-10954.
- Bailard, J.A. & Inman, D.L., 1981. An energetics bed load model for a plane sloping beach: Local transport. *J. Geophysical Research*, 86(C3), pp. 2035-2043.
- Barkaszi, S.F. & Dally, W.R., 1992. Fine-scale measurement of sediment suspension by breaking waves at SUPERTANK. In: *Proc. 23rd Coastal Engineering Conf., ASCE*, pp. 1910-1923.
- Bijker, E.W., 1971. Longshore transport computations. *J. Waterways, Harbors and Coastal Engineering Division, ASCE* 97(4), pp. 687-701.
- Bosman, J.J. & Steetzel, H.J., 1986. Time and bed averaged concentrations under waves. In: *Proc. 20th Coastal Engineering Conf., ASCE*, pp. 986-1000.
- Briand, M.H.G. & Kamphuis, J.W., 1993. Sediment transport in the surf zone: A quasi 3-D numerical model. *Coastal Engineering*, 20, pp. 135-156.
- Cacchione, D.A., Thorne, P.D., Agrawal, Y. & Nidzieko, N.J., 2008. Time-averaged near-bed suspended sediment concentrations under waves and currents: Comparison of measured and model estimates. *Continental Shelf Research*, 28, pp. 470-484.
- Camenen, B. & Larson, M., 2005. A general formula for non-cohesive bed load sediment transport. *Estuaries Coastal Shelf Science*, 63, pp. 249-260.
- Camenen, B. & Larson, M., 2008. A general formula for noncohesive suspended sediment transport. *J. Coastal Research*, 24 (3), pp. 615-627.
- Chen, Z., 1992. Cross-shore transport modelling in terms of sediment concentration and velocity. In: *Proc. 23rd Coastal Engineering Conf., ASCE*, pp. 1947-1958.

- Chonwattana, S., Weesakul, Sutat. Vongvisessomjai, S., 2006. Three-dimensional numerical modeling of morphological change between fishtail groins. The 30th International Conference on Coastal Engineering.
- Dally, W.R. & Dean, R.G., 1984. Suspended sediment transport and beach profile evolution. *J. Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, ASCE, 110(1), pp. 15-33.
- Deigaard, R., Fredsoe, J. & Hedegaard, I.B., 1986. Suspended sediment in the surf zone. *J. Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, ASCE, 112(1), pp. 115-128.
- Del Valle, R., Medina, R. & Losada, M.A., 1993. Dependence of coefficient K on grain size. *J. Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, ASCE 119(5), pp. 568-574.
- Dolphin, T. & Vincent, C., 2009. The influence of bed forms on reference concentration and suspension under waves and currents. *Continental Shelf Research*, 29, pp. 424-432.
- Einstein, H.A., 1950. The Bed-Load Function for Sediment Transportation in Open Channel Flows. Technical Bulletin No. 1026, US Department of Agriculture, Soil Conservation Service, Washington, DC.
- Green, M.O. & Black, K.P., 1999. Suspended-sediment reference concentration under waves: field observations and critical analysis of two predictive models. *Coastal Engineering*, 38, pp. 115-141.
- Hallermeier, R.J., 1981. A profile zonation for seasonal sand beaches from wave climate. *Coastal Engineering*, 4, pp. 253-277.
- Hallermeier, R.J., 1982. Oscillatory bed load transport: Data review and simple formulation. *Continental Shelf Research*, 1, pp. 159-190.
- Hanson, H. and Kraus, N. C., 1991. Numerical Simulation of Shoreline Change at Lorain, Ohio. *J. Waterway, Port, Coastal, and Ocean Eng.*, Vol. 117: 1-18.
- Hedegaard, I.B., Deigaard, R. & Fredsoe, J., 1991. Onshore/offshore sediment transport and morphological modelling of coastal profiles. In: *Proc. Coastal Sediment' 91*, pp. 643-657.
- Horikawa, K., Watanabe, A. & Katori, S., 1982. Sediment transport under sheet flow condition. In: *Proc. 18th Coastal Engineering Conf.*, ASCE, pp. 1335-1352.
- Janjandara, A. and Rasmeemasuang, T., 2025. Vulnerability of the Upper Coast of the Gulf of Thailand. *Engineering Journal*. 29(5), pp. 25-35.
- Jonsson, I.G., 1966. Wave boundary layers and friction factors. In: *Proc. 6th Coastal Engineering Conf.*, ASCE, pp. 127-148.
- Kajima, R., Shimizu, T., Maruyama, K. & Saito, S., 1982. Experiments of beach profile change with a large wave flume. In: *Proc. 18th Coastal Engineering Conf.*, ASCE, pp. 1385-1404.

- Kajima, R., Shimizu, T., Maruyama, K. & Saito, S., 1983. On-offshore Sediment Transport Experiment by Using Large Scale Wave Flume. Collected data No. 1-8, Central Research Institute of Electric Power Industry, Japan (in Japanese).
- Kamphuis, J.W., 1991. Alongshore sediment transport rate. *J. Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, ASCE 117(6), pp. 624-641.
- Kraus, N. C. and Harikai, S., 1983. Numerical Model of the Shoreline Change at Oarai Beach. *Coastal Engineering*, Vol. 7: 1-28.
- Kraus, N.C., Isobe, M., Igarashi, H., Sasaki, T.C. & Horikawa, K., 1982. Field experiments on longshore sand transport in the surf zone. In: *Proc. 18th Coastal Engineering Conf.*, ASCE, pp. 969-988.
- Kraus, N.C. & Larson, M., 2001. Mathematical model for rapid estimation of infilling and sand bypassing at inlet entrance channels. ERDC/CHL CHETN-IV-35, US Army Engineer Research and Development Center, Vicksburg, MS.
- Kriebel, D.L. & Dean, R.G., 1985. Numerical simulation of time-dependent beach and dune erosion. *Coastal Engineering*, 9, pp. 221-245.
- Larson, M. & Kraus, N.C., 1989. SBEACH: Numerical Model for Simulating Storm-Induced Beach Change. Technical Report CERC-89-9, Waterways Experiment Station, US Army Corps of Engineers.
- Lee, H.J., Jo, H.R., Chu, Y.S. & Bahk, K.S., 2004. Sediment transport on macrotidal flats in Garolim Bay, west coast of Korea: significance of wind waves and asymmetry of tidal currents. *Continental Shelf Research*, 24, pp. 821-832.
- Madsen, O.S., 1991. Mechanics of cohesionless sediment transport in coastal waters. In: *Proc. Coastal Sediments'91*, ASCE, pp. 15-27.
- Madsen, O.S., Chisholm, T.A. & Wright, L.D., 1994. Suspended sediment transport in inner shelf waters during extreme storms. In: *Proc. 24th Coastal Engineering Conf.*, ASCE, pp. 1849-1864.
- Madsen, O.S. & Grant, W.D., 1976. Quantitative description of sediment transport by waves. In: *Proc. 15th Coastal Engineering Conf.*, ASCE, pp. 1093-1112.
- McCowan, J., 1894. On the highest waves of a permanent type. *Philosophical Magazine*, Edinburgh 38, 5th Series, pp. 351-358.
- Nairn, R.B., 1990. Prediction of Cross-Shore Sediment Transport and Beach Profile Evolution. Dissertation, Department of Civil Eng., Imperial College, London.
- Nairn, R.B. & Southgate, H.N., 1993. Deterministic profile modelling of nearshore processes, Part 2: Sediment transport and beach profile development. *Coastal Engineering*, 19, pp. 57-96.

- Nakato, T., Locher, F.A., Glover, J.R. & Kennedy, J.F., 1977. Wave entrainment of sediment from rippled beds. In: Proc. ASCE, 103 (WW1), pp. 83-100.
- Nam, P.T., Larsona, M., Hansona, H. & Hoan, L.X., 2009. A numerical model of nearshore waves, currents, and sediment transport. Coastal Engineering, 56, pp. 1084–1096.
- Nielsen, P., 1979. Some Basic Concepts of Wave Sediment Transport. Institute of Hydrodynamics and Hydraulic Engineering (ISVA), Series Paper 20.
- Nielsen, P., 1986. Suspended sediment concentrations under waves. Coastal Engineering, 10, pp. 23-31.
- Nielsen, P., 1988. Three simple model of sediment transport. Coastal Engineering, 12, pp. 43-62.
- Nielsen, P., 1990. Coastal bottom boundary layers and sediment transport. In: Bruun, P. (ed), Port Engineering (4th edition), Vol. 2, pp. 550-585.
- Nielsen, P., 1992. Coastal Bottom Boundary Layers and Sediment Transport. Advanced Series on Ocean Engineering, World Scientific.
- Nielsen, P., 2006. Sheet flow sediment transport under waves with acceleration skewness and boundary layer streaming. Coastal Engineering, 53, pp. 749–758.
- Nielsen, P. & Callaghan, D.P., 2003. Shear stress and sediment transport calculations for sheet flow under waves. Coastal Engineering, 47, pp. 347–354.
- Nielsen, P., Svendsen, I.A. & Staub, C., 1978. Onshore-offshore sediment movement on a beach. In: Proc. 16th Coastal Engineering Conf., ASCE, pp. 1475-1492.
- Okayasu, A., Shibayama, T. & Mimura, N., 1986. Velocity field under plunging waves. In: Proc. 20th Coastal Engineering Conf., ASCE, pp. 660-674.
- Ono, M., Kim, K. H., Sawaragi, T. & Deguchi, I., 1994. Suspended sediment caused by waves and currents. In: Proc. 24th Coastal Engineering Conf., pp. 2476-2487.
- Ozasa, H. and Brampton, A. H., 1980. Mathematical Modeling of Beaches Backed by Seawalls. Report No IT 191, Hydraulic Research Station.
- Rakha, K.A., Deigaard, R. & Broker, I., 1997. A phase-resolving cross shore sediment transport model for beach profile evolution. Coastal Engineering, 31, pp. 231-261.
- Rasmeemasuang, T. and Sasaki, J., 2006a. Numerical analysis of characteristics of annual accumulated sediment in Tokyo Bay. Proc. of Techno-Ocean 2006/19th JASNAOE Ocean Engineering Symposium. paper no. 31, 8 pp.
- Rasmeemasuang, T. and Sasaki, J., 2006b. Numerical simulation of cohesive and non-cohesive sediment accumulation in Tokyo Bay. Proc. of the 7th International Conf. on HydroScience and Engineering, <http://hdl.handle.net/1860/1411>, 16 pp.

- Rasmeemasmuang, T. and Sasaki, J., 2006c. Numerical analysis of spatial distribution of accumulative bed sediments in Tokyo Bay. Proc. of the 19th Conf. of Japanese Association for Coastal Zone Studies (JACZS). 72-76.
- Rasmeemasmuang, T. and Sasaki, J., 2007a. Integrated Modeling for Formation and Characteristics of Sediment Layer in Tokyo Bay. Proceeding of the 4th International Conference on Asian and Pacific Coasts, Paper No. 76, 15 pp.
- Rasmeemasmuang, T. and Sasaki, J., 2007b. Modeling of sediment accumulation in a bay considering grain size variation. Annual Journal of Ocean Development, JSCE. 23, 1141-1146.
- Rasmeemasmuang, T. and Sasaki, J., 2008. Modeling of mud accumulation and bed characteristics in Tokyo Bay. Coastal Engineering Journal. 50(3), 277-307.
- Rasmeemasmuang, T. and Weesakul, S., 2009. One-Line Model Using the Combination of Polar and Cartesian Coordinates for Crenulate Shaped Bay. Proc. of the 6th Int. Conf. on Coastal Dynamics, Tokyo, Japan, Paper No. 61, 14 pp.
- Rattanapitikon, W., 1995. Cross-shore Sediment Transport and Beach Deformation Model. Dissertation, Department of Civil Engineering, Yokohama National University, Japan.
- Rattanapitikon, W. & Shibayama, T., 2000. Simple model for undertow profile. Coastal Engineering Journal, JSCE 42, pp. 1-30.
- Ribberink, J.S., 1998. Bed-load transport for steady flows and unsteady oscillatory flows. Coastal Engineering, 34, pp. 59-82.
- Ritphring, S., Nidhinarangkoon, P. Udo, K. Shirakawa, H., 2021. The Comparative Study of Adaptation Measure to Sea Level Rise in Thailand. Journal of Marine Science and Engineering, 9(6):588.
- Rubey, W.W., 1933. Settling velocities of gravel, sand, and silt particles. American Journal of Science, 25, pp. 325-338.
- Sasaki, J., Sato, Y., Rasmeemasmuang, T and Shibayama, T., 2007. Discussion on the Causes of the Formation of Soft Mud of the Head of Tokyo Bay. Annual Journal of Coastal Engineering, JSCE. 54, 1046-1050.
- Sasaki, J., Sato, Y., Rasmeemasmuang, T and Shibayama, T., 2009. On the Mechanism of Organic-Rich Sediment Accumulation at the Head of Tokyo Bay. Proc. of the 5th International Conference on Asian and Pacific Coasts, Singapore October 13-16, 67-75.
- Seenath, A., 2022. On simulating shoreline evolution using a hybrid 2D/one-line model. Coastal Engineering, 178:104216.

- Shibayama, T. & Horikawa, K., 1982. Sediment transport and beach transformation. In: Proc. 18th Coastal Engineering Conf., ASCE, pp. 1439-1458.
- Shibayama, T. & Rattanapitikon, W., 1993. Vertical distribution of suspended sediment concentration in and outside surf zone. Coastal Engineering in Japan, JSCE 36, pp. 49-65.
- Shields, A., 1936. Application of Similarity Principles and Turbulence Research to Bed Load Movement. California Institute of Technology, Pasadena.
- Sisternans, P.G.J., 2002. Graded Sediment Transport by Non-Breaking Waves and a Current. Delft University of Technology, Faculty of Civil Engineering and Geosciences, the Netherlands.
- Skafel, M.G. & Krishnappan, B.G., 1984. Suspended sediment distribution in wave field. J. Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering, ASCE 110(2), pp. 215-230.
- Sleath, J.F.A., 1982. The suspended of sand by waves. J. Hydraulic Research, 20, pp. 439-451.
- Spielmann, K., Astruc, D. & Thual, O., 2004. Analysis of some key parameterizations in a beach profile morphodynamical model. Coastal Engineering, 51, pp. 1021–1049.
- Staub, C., Jonsson, I.G. & Svendsen, I.A., 1984. Variation of sediment suspension in oscillatory flow. In: Proc. 19th Coastal Engineering Conf., ASCE, pp. 2310-2321.
- Steezel, H. J., 1991. A model for profile change during storm surges. In: Coastal Sediment'91, pp. 618-630.
- Stive, M.J.F., 1986. A model for cross-shore sediment transport. In: Proc. 20th Coastal Engineering Conf., ASCE, pp. 1550–1564.
- Stive, M.J.F. & Battjes, J.A., 1984. A model for offshore sediment transport. In: Proc. 19th Coastal Engineering Conf., ASCE, pp. 1420-1436.
- Sunamura, T., 1982. Laboratory study of on-offshore sediment transport rate in shallow water region. In: Proc. 29th Japanese Conf. on Coastal Engineering, JSCE, pp. 239-243 (in Japanese).
- Sunamura, T., 1984. Prediction of on-offshore sediment transport rate in the surf zone including swash zone. In: Proc. 31st Japanese Conf. on Coastal Engineering, JSCE, pp. 316-320 (in Japanese).
- Swart, D.H., 1974. Offshore Sediment Transport and Equilibrium Beach Profiles. Delft Hydraulic Lab., Pub. No. 131.
- USACE, 1984. Shore Protection Manual. Coastal Engineering Research Center, Waterways Experiment Station, US Army Corps of Engineers.
- Van der Werf, J.J., Ribberink, J.S., O'Donoghue, T. & Doucette, J.S., 2006. Modelling and measurement of sand transport processes over full-scale ripples in oscillatory flow. Coastal Engineering, 53, pp. 657-673.

- Vincent, C.E. & Osborne, P.D., 1995. Predicting suspended sand concentration profiles on a macro-tidal beach. *Continental Shelf Research*, 15, pp. 1497-1514.
- Voulgaris, G. & Collins, M.B., 2000. Sediment resuspension on beach: Response to breaking waves. *Marine Geology*, 167, pp. 167-187.
- Watanabe, A., 1982. Numerical model of nearshore currents and beach deformation. *Coastal Engineering in Japan*, JSCE 25, pp. 147-161.
- Watanabe, A., Maruyama, K., Shimizu, T. & Sakakiyama, T., 1986. Numerical prediction model of three-dimensional beach deformation around a structure. *Coastal Engineering in Japan*, JSCE 29, pp. 179-194.
- Weesakul, S. and Paksee, P., 1997. Control of Erosion at Downcoast Area of a Breakwater. *Combined Australian Coastal Eng. and Port Conf.*: 225-230.
- Weesakul, S., and Rasmeemasuang, T., 2002. Numerical Computation of Crenulate Bay Shape. *The 28th International Conference on Coastal Engineering*. Cardiff, UK, 3259-3271.
- Weesakul, S., Rasmeemasuang, T., Tasaduak, S. and Thaichareon, C., 2010. Numerical modeling of crenulate bay shapes. *Coastal Engineering*. 57(2), 184-193.
- Wu, W. 2024. *Sediment Transport Dynamics*. CRC Press.
- Yamashita, T., Sawamoto, M. & Yokoyama, H., 1984. Experimental study on the sand transport rate and the mechanism of sand movement due to wave. In: *Proc. 31st Japanese Conf. on Coastal Engineering*, JSCE, pp. 281-285 (in Japanese).
- Zyserman, J.A. & Fredsoe, J., 1994. Data analysis of bed concentration of suspended sediment. *J. Hydraulic Engineering*, ASCE 120(9), pp. 1021-1042.





## บทที่ 10

# การออกแบบการป้องกันชายฝั่ง (Design of Coastal Protections)

### 10.1 ภาพรวม (Overview)

ความเสียหายของพื้นที่ชายฝั่งอาจเกิดจากปัจจัยธรรมชาติ เช่น คลื่นพายุ การเพิ่มขึ้นของระดับน้ำทะเล และความแปรปรวนของปริมาณตะกอนที่มาจากแผ่นดินซึ่งเกิดจากลักษณะของสภาพอากาศและธรณีวิทยา หรือกิจกรรมของมนุษย์ เช่น การสร้างเขื่อน โครงสร้างพื้นฐานและอาคารที่สร้างตามแนวชายฝั่งทะเล การขุดลอกช่องทางเดินเรือ และการรुक้าพื้นที่ป่าชายเลนหรือแนวป้องกันตามธรรมชาติ การป้องกันพื้นที่ชายฝั่งมีประเด็นที่สำคัญ 2 ประการ คือ การลดความเสียหายจากพายุและการบรรเทาการกัดเซาะชายฝั่ง วิธีการบรรเทาความเสียหายของพื้นที่ชายฝั่งสามารถจำแนกออกเป็น 3 วิธีหลัก ได้แก่ การป้องกัน (Protection) การปรับตัว (Accommodation) และการถอยร่น (Retreat) คำอธิบายโดยสรุปของแต่ละวิธีมีดังนี้

ก) การป้องกัน (Protection) มุ่งเน้นที่การป้องกันชายหาดจากทะเล เพื่อให้การใช้ประโยชน์ที่ดินเดิมสามารถดำเนินต่อไปได้ โดยใช้วิธีทางวิศวกรรมแบบแข็ง (Hard engineering solutions) หรือแบบใช้โครงสร้าง (Structural solutions) เช่น รอดักทราย (Groins), กำแพงกันคลื่น (Seawalls), และเขื่อนกันคลื่น (Breakwaters) วิธีการนี้มักจะควบคุมหรือทำงานสวนทางกับธรรมชาติและอาจส่งผลกระทบต่อพื้นที่ข้างเคียง วิธีนี้เหมาะสำหรับพื้นที่ที่มีประชากรหนาแน่นหรือพื้นที่เศรษฐกิจและวัฒนธรรมของท้องถิ่นขึ้นอยู่กับทรัพยากรชายฝั่ง

ข) การปรับตัว (Accommodation) มุ่งเน้นการทำงานร่วมกับกระบวนการทางธรรมชาติ โดยใช้วิธีทางวิศวกรรมแบบอ่อน (Soft engineering solutions) หรือแบบไม่ใช้โครงสร้าง (Non-structural solutions) เช่น การเติมทรายชายหาด (Beach nourishment) เพื่อเพิ่มความยืดหยุ่นตามธรรมชาติ การปลูกต้นไม้ชายฝั่งเพื่อสร้างกันชน (Vegetated buffers) การยกสูงอาคารเพื่อลดผลกระทบจากกระบวนการทางธรรมชาติ การฟื้นฟูพื้นที่ชุ่มน้ำ การปรับเปลี่ยนที่ดินและกิจกรรมต่าง ๆ แต่ยังคงให้ประชาชนสามารถอาศัยอยู่ในพื้นที่ของตนได้ วิธีการนี้รวมถึงระบบเตือนภัยต่าง ๆ อย่างไรก็ตาม วิธีการนี้อาจไม่เหมาะสมกับพื้นที่ที่มีประชากรหนาแน่น เพราะยังคงมีความเสี่ยงสูง

ค) การถอยร่น (Retreat) ไม่ป้องกัน (หรือป้องกันเพียงบางส่วน) ในการป้องกันแผ่นดินจากทะเล พื้นที่ชายฝั่งจะถูกปล่อยให้เปลี่ยนแปลงไปตามธรรมชาติ พื้นที่และโครงสร้างที่เสี่ยงต่อภัยพิบัติจำเป็นต้องถูกย้ายออกจากเขตที่มีอันตราย วิธีนี้เหมาะสำหรับพื้นที่ที่มีความเสี่ยงสูงมาก

## วิศวกรรมชายฝั่งทะเลเบื้องต้น

การเลือกวิธีการบรรเทาผลกระทบนั้นขึ้นอยู่กับข้อจำกัดหลายประการ เช่น เศรษฐกิจ สิ่งแวดล้อม กฎหมาย การเมือง สังคม และความมั่นคงตามธรรมชาติ โดยทั่วไป การวิเคราะห์ทางเศรษฐกิจเป็นปัจจัยหลักในการเลือกวิธีการบรรเทาผลกระทบ การวิเคราะห์นี้ขึ้นอยู่กับต้นทุนของการบรรเทา (ต้นทุนทางตรงและทางอ้อม) และมูลค่าของที่ดินและทรัพย์สินที่อาจสูญเสียไป

การป้องกันชายฝั่งถูกออกแบบเพื่อวัตถุประสงค์หลายอย่าง เช่น ป้องกันการกัดเซาะ ควบคุมและปกป้องทางน้ำ พื้นฟูระบบชายหาด ปกป้องชายหาด และปกป้องโครงสร้างต่าง ๆ ที่อยู่ด้านหลังชายฝั่ง วัสดุที่ใช้ในการป้องกันอาจเป็นคอนกรีต หิน ทราย ถูทราย เหล็ก เป็นต้น มีวิธีการป้องกันหลายประเภท คำอธิบายสั้น ๆ ของประเภทที่พบได้ทั่วไปมีดังนี้

ก) เขื่อนกันคลื่น (Breakwaters) เป็นโครงสร้างที่ป้องกันพื้นที่ด้านหลังจากการกระทบของคลื่น เขื่อนกันคลื่นสามารถเชื่อมต่อกับแนวชายฝั่ง (เขื่อนกันคลื่นติดกับชายฝั่ง หรือ Attached breakwater) หรือแยกตัวออกจากชายฝั่ง (เขื่อนกันคลื่นไม่ติดกับชายฝั่ง หรือ Detached breakwater)

ข) เขื่อนกันทรายและคลื่นปากร่องน้ำ (Jetties) สร้างในแนวตั้งฉากกับชายฝั่งที่ปากแม่น้ำ ใช้เพื่อรักษาเสถียรภาพของช่องเดินเรือและป้องกันช่องทางเข้าออกจากคลื่นพายุและกระแสน้ำตามชายฝั่ง

ค) กำแพงป้องกันคลื่นริมชายหาด (Seawalls) สร้างตามแนวชายฝั่งเพื่อป้องกันการกัดเซาะจากการกระทบของคลื่นและความเสียหายอื่น ๆ ที่เกิดจากน้ำท่วมในช่วงพายุ

ง) รอดักทราย (Groins) เป็นโครงสร้างที่ตั้งอยู่ในแนวตั้งฉากกับชายฝั่ง ออกแบบมาเพื่อดักทรายจากการเคลื่อนย้ายตะกอนตามแนวชายฝั่ง อย่างไรก็ตาม มีโอกาสสูงที่จะเกิดการกัดเซาะทางด้านท้ายน้ำของรอดักทราย

จ) การเติมทรายชายหาด (Beach nourishment) เป็นการนำทรายจำนวนมากและมีคุณภาพดีมาวางบนชายหาดเพื่อขยายแนวชายฝั่งออกไปสู่ทะเล อาจใช้ร่วมกับการติดตั้งระบบรอดักทราย

วิศวกรชายฝั่งทะเลต้องเข้าใจถึงกระบวนการที่เกิดขึ้นในพื้นที่และสภาพการณ์ที่ทำให้เกิดกระบวนการเหล่านั้น แนวคิดหลักในการออกแบบการป้องกันชายฝั่ง คือ การบูรณาการ (ระบบ) ไม่ดำเนินการใด ๆ ภายในพื้นที่ที่สนใจโดยไม่พิจารณาถึงผลกระทบที่อาจเกิดขึ้นกับพื้นที่ข้างเคียง การก่อสร้างโครงสร้างต่าง ๆ อาจแก้ปัญหาในจุดหนึ่งได้ แต่กลับสร้างปัญหาในอีกจุดหนึ่ง เช่น

ก) รอดักทราย (Groins) สามารถป้องกันการกัดเซาะบริเวณต้นน้ำ แต่เร่งให้เกิดการกัดเซาะในบริเวณท้ายน้ำ (ดังภาพที่ 10.1)

ข) กำแพงป้องกันคลื่นริมชายหาด (Seawalls) ช่วยป้องกันการกัดเซาะบริเวณชายฝั่ง แต่ทำให้เกิดการกัดเซาะในบริเวณท้ายน้ำและด้านหน้ากำแพงกันคลื่นเนื่องจากการสะท้อนของคลื่น (ดังภาพที่ 10.2)

ค) เขื่อนกันทรายและคลื่นปากร่องน้ำ (Jetties) ช่วยรักษาเสถียรภาพของช่องน้ำเข้าออก แต่ทำให้เกิดการกัดเซาะชายหาดในบริเวณท้ายน้ำ (ดังภาพที่ 10.3)

บทนี้แนะนำเสนอแนวทางโดยสังเขปสำหรับการออกแบบโครงสร้างป้องกันชายฝั่ง 6 ประเภทหลัก ได้แก่ เขื่อนกันคลื่นแบบหินทิ้ง เขื่อนกันคลื่นแนวตั้ง กำแพงป้องกันชายฝั่ง รอดักทราย การเติมทรายชายหาด และการป้องกันหาดโคลน อย่างไรก็ตาม แนวทางที่นำเสนอในที่นี้สามารถประยุกต์ใช้กับโครงสร้างชายฝั่งประเภทอื่นที่ได้รับแรงกระทำในลักษณะเดียวกันได้ เช่น แนวทางการออกแบบโครงสร้างของกำแพงกันคลื่นสามารถนำไปใช้กับการออกแบบโครงสร้างของเขื่อนกันคลื่นปากร่องน้ำได้เช่นกัน การออกแบบโครงสร้างป้องกันชายฝั่งต้องพิจารณาทั้งการวิเคราะห์ด้านอุทกพลศาสตร์ โครงสร้าง และด้านธรณี ในบทนี้จะนำเสนอเฉพาะการวิเคราะห์ด้านอุทกพลศาสตร์เท่านั้น



ภาพที่ 10.1 ผลกระทบของรอดักทรายที่แหลมหลวงรีสอร์ท จังหวัดเพชรบุรี



ภาพที่ 10.2 ผลกระทบของกำแพงป้องกันคลื่นริมชายหาดที่บ้านราชมงคล จังหวัดเพชรบุรี



ภาพที่ 10.3 ผลกระทบของเขื่อนกันคลื่นปากร่องแม่น้ำปราณบุรี จังหวัดประจวบคีรีขันธ์

## 10.2 เขื่อนกันคลื่นแบบหินทิ้ง (Rubble Mound Breakwaters)

เขื่อนกันคลื่น (Breakwaters) ใช้เพื่อป้องกันชายฝั่งหรือท่าเรือ โดยการกระจายหรือสะท้อนพลังงานคลื่นก่อนที่มันจะถึงชายฝั่งหรือท่าเรือ และสร้างพื้นที่น้ำที่สงบเพียงพอด้านหลังเขื่อนกันคลื่น มีหลายประเภทของเขื่อนกันคลื่น เช่น เขื่อนกันคลื่นแบบหินทิ้ง (Rubble mound breakwaters) เขื่อนกันคลื่นแนวตั้ง (Vertical breakwaters) เขื่อนกันคลื่นแบบเสาเข็มพืด (Sheet-pile breakwaters) เขื่อนกันคลื่นแบบเสาเข็ม (Pile breakwaters) เขื่อนกันคลื่นแบบลอยน้ำ (Floating breakwaters) และเขื่อนกันคลื่นแบบกรงเหล็ก (Crib breakwater) ในบทนี้จะเน้นเฉพาะเขื่อนกันคลื่นแบบหินทิ้ง (Rubble mound breakwaters) และเขื่อนกันคลื่นแนวตั้ง (Vertical breakwaters) ซึ่งเขื่อนกันคลื่นแบบหินทิ้งจะอธิบายไว้ในส่วนนี้ และเขื่อนกันคลื่นแบบแนวตั้งจะอธิบายในส่วนถัดไป

เขื่อนกันคลื่นแบบหินทิ้ง (Rubble mound breakwaters) ถูกออกแบบเพื่อกระจายพลังงานของคลื่นที่เข้าปะทะโดยคลื่นแตกตัวบนความลาดเอียงของโครงสร้าง และดูดซับพลังงานส่วนใหญ่ไว้ภายในโครงสร้าง คุณสมบัติของเขื่อนกันคลื่นมีดังนี้

- ก) ปรับให้เหมาะสมกับระดับความลึกของน้ำที่หลากหลายได้ แต่โดยทั่วไปมักก่อสร้างในพื้นที่น้ำตื้น
- ข) เหมาะสำหรับพื้นที่ตื้นน้ำที่สามารถทนทานต่อการทรุดตัวได้ดี
- ค) ลดคลื่นกระโจนข้ามโครงสร้าง (Wave overtopping) และลดความสูงของคลื่นสะท้อน (Reflected wave height) เนื่องจากการสลายพลังงานคลื่นบนความลาดเอียงของโครงสร้าง

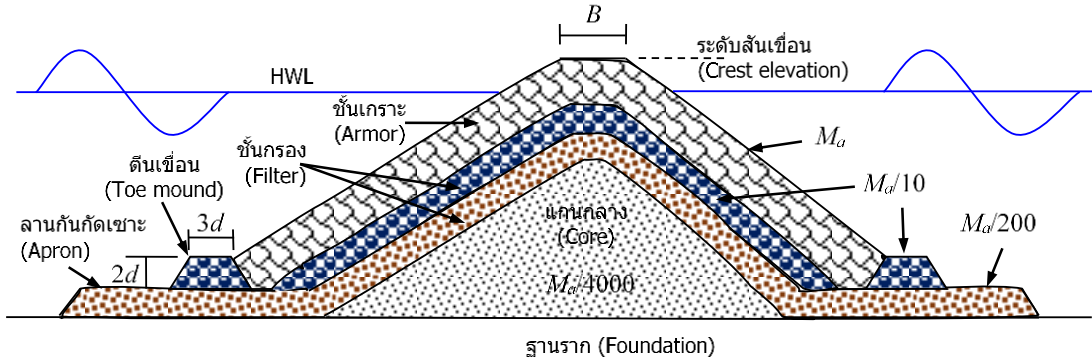
- ง) ก้อนหินชั้นเกราะ (Armor units) มีขนาดใหญ่พอที่จะต้านทานแรงปะทะของคลื่น แต่ยังคงยอมให้พลังงานคลื่นบางส่วนผ่านไปได้ ชั้นวัสดุที่เรียงตัวอยู่ใต้ชั้นเกราะช่วยดูดซับพลังงานคลื่นและป้องกันไม่ให้ดินเนื้อละเอียดในฐานรากถูกกัดเซาะ
- จ) การจัดเรียงชั้นต่าง ๆ ช่วยเพิ่มประสิทธิภาพทางเศรษฐกิจ (หินขนาดใหญ่มีราคาสูงกว่า) และโครงสร้างโดยทั่วไปมักไม่เสียหายอย่างรุนแรง (กล่าวคือยังคงมีความสามารถในการป้องกันหลังจากเกิดความเสียหาย และสามารถซ่อมแซมได้หลังจากพายุคลื่นผ่านไป)
- ฉ) การก่อสร้างง่ายกว่าและรวดเร็วกว่าการก่อสร้างเชื่อมกันคลื่นแนวตั้ง อย่างไรก็ตาม ต้องใช้วัสดุจำนวนมากกว่าเมื่อเทียบกับประเภทอื่น ๆ

เขื่อนหินทิ้งประกอบด้วย 3 ส่วนหลัก ได้แก่ แกนกลาง (Core) ชั้นกรอง (Filter layer) และชั้นเกราะ (Armor layer) ภาพที่ 10.4 ถึง 10.7 แสดงส่วนตัดทั่วไปของโครงสร้างเขื่อนหินทิ้ง การออกแบบเขื่อนหินทิ้งต้องเป็นไปตามเกณฑ์ต่าง ๆ ได้แก่ ความมั่นคงของโครงสร้าง (Structure stability) ประสิทธิภาพการใช้งาน (Functional performance) ผลกระทบต่อสิ่งแวดล้อม (Environmental impact) และต้นทุน (Cost)

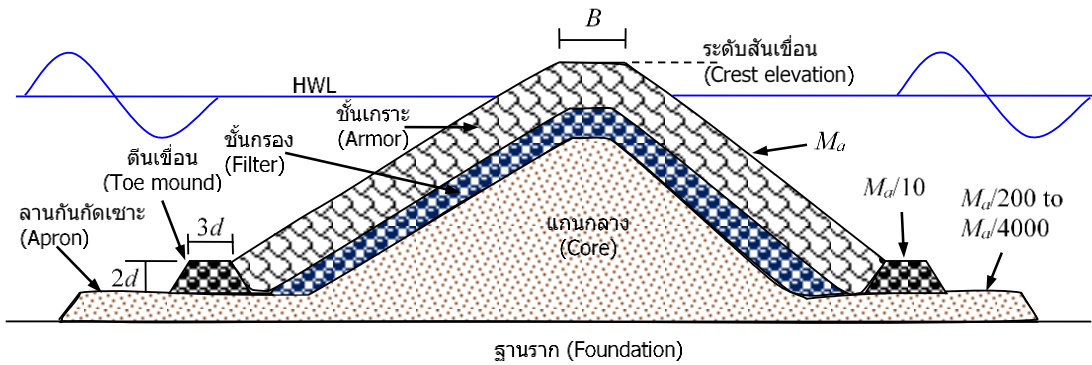
ภาพที่ 10.5 แสดงองค์ประกอบของเขื่อนหินทิ้งแบบทั่วไป หน้าที่ของแต่ละส่วนสามารถสรุปได้ดังนี้

- ก) แกนกลาง (Core): ทำจากหินธรรมชาติขนาดใหญ่ที่สุดที่มีอยู่ในเชิงเศรษฐกิจ แกนกลางมีหน้าที่หลัก 3 ประการ ได้แก่ ให้ความแข็งแรงแก่โครงสร้าง ดูดซับพลังงานคลื่น และป้องกันไม่ให้ตะกอนละเอียดในชั้นฐานรากถูกพัดออกไป
- ข) ชั้นเกราะ (Armor layer): ใช้ป้องกันแกนกลางจากการกัดเซาะของคลื่นและคลื่นกระโจนข้ามโครงสร้าง ชั้นเกราะอาจเป็นหินหรือคอนกรีตรูปทรงพิเศษ
- ค) ชั้นกรอง (Filter layer): ทำหน้าที่เป็นตัวกรองระหว่างชั้นเกราะและแกนกลาง เพื่อป้องกันการเคลื่อนย้ายของหินหรือทรายขนาดเล็กผ่านช่องว่างในโครงสร้างจากแรงกระทำของคลื่น
- ง) ดินเขื่อน (Toe mound): ใช้ป้องกันการกัดเซาะบริเวณฐานของโครงสร้างและเพื่อรองรับชั้นเกราะ
- จ) ส่วนป้องกันการกัดเซาะ (Scour protection apron): ใช้ป้องกันการกัดเซาะของฐานโครงสร้าง
- ฉ) ฐานราก (Foundation): ทำหน้าที่ให้ความมั่นคงแก่โครงสร้าง
- ช) แผ่นคอนกรีต (Concrete slab): อาจสร้างชั้นที่ด้านบนสันเขื่อนเพื่อให้การเข้าถึงโครงสร้างง่ายขึ้น ลดคลื่นกระโจนข้ามโครงสร้าง และเสริมความแข็งแรงของยอดโครงสร้าง

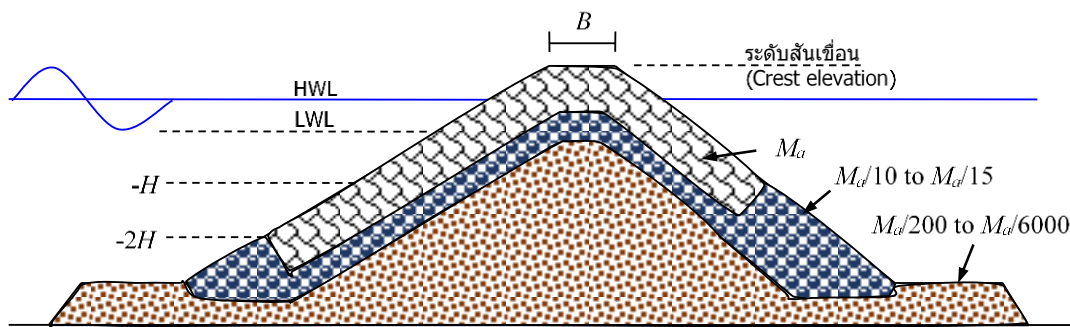
ความมั่นคงของโครงสร้างกันคลื่นแบบหินทิ้งขึ้นอยู่กับความสามารถของก้อนหินชั้นเกราะ (Armor units) ความมั่นคงอยู่บนความลาดชันภายใต้การกระทำของคลื่นเป็นหลัก ชั้นกรอง แกนกลาง ชั้นรอง (Bedding layers) และส่วนป้องกันฐาน (Toe protection) ทำงานร่วมกันกับชั้นเกราะป้องกันเพื่อให้โครงสร้างโดยรวมมีความมั่นคงเพียงพอ



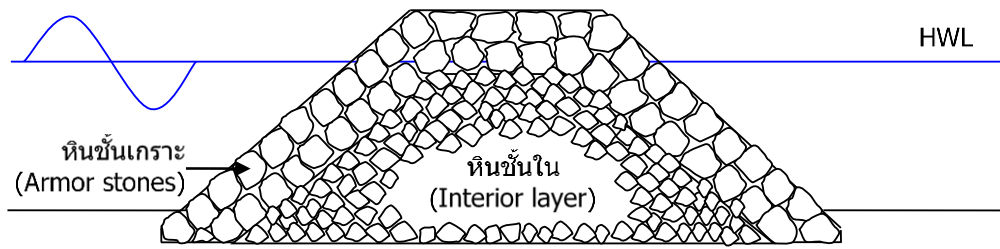
ภาพที่ 10.4 หน้าตัดของเขื่อนกันคลื่นแบบหินทิ้งที่มีชั้นหินสี่ชั้น สำหรับกรณีที่มีคลื่นกระทบทั้งสองด้านและมีเงื่อนไขการคลื่นกระโจนข้ามโครงสร้างในระดับปานกลาง (ปรับปรุงจาก USACE, 1984)



ภาพที่ 10.5 หน้าตัดของเขื่อนกันคลื่นแบบหินทิ้งที่มีชั้นหินสามชั้น สำหรับกรณีที่มีคลื่นกระทบทั้งสองด้านและมีเงื่อนไขการคลื่นกระโจนข้ามโครงสร้างในระดับปานกลาง (ปรับปรุงจาก USACE, 1984)



ภาพที่ 10.6 หน้าตัดของเขื่อนกันคลื่นแบบหินทิ้งที่มีชั้นหินสามชั้น สำหรับกรณีที่มีคลื่นกระทบด้านเดียวและมีเงื่อนไขการคลื่นกระโจนข้ามโครงสร้างตั้งแต่ไม่มีเลยจนถึงระดับปานกลาง (ปรับปรุงจาก USACE, 1984)



ภาพที่ 10.7 หน้าตัดของเขื่อนกันคลื่นแบบหินทิ้งที่มีชั้นหินสองชั้น

### 10.2.1 คลื่นออกแบบและระดับน้ำ (Design Wave and Water Level)

โครงสร้างชายฝั่งส่วนใหญ่มักถูกออกแบบเพื่อรองรับเหตุการณ์รุนแรงที่โครงสร้างต้องทนทานโดยไม่เกิดความเสียหายอย่างมีนัยสำคัญ เมื่อมีการแจกแจงความน่าจะเป็นของความสูงคลื่นสูงสุดประจำปีและระดับน้ำสูงสุดพร้อมใช้งาน ความสูงคลื่นและระดับน้ำสูงที่มีคาบการเกิดซ้ำ 50 ถึง 100 ปี มักจะใช้เป็นเงื่อนไขในการออกแบบ เขื่อนกันคลื่นแบบหินทิ้ง มักออกแบบโดยอิงจากความสูงคลื่นหนึ่งในสามส่วนที่สูงที่สุด (Highest one-third wave height,  $H_{1/3}$ ) หรือความสูงคลื่นหนึ่งในสิบส่วนที่สูงที่สุด (Highest one-tenth wave height,  $H_{1/10}$ ) ที่บริเวณก่อสร้าง นอกจากนี้ การออกแบบเขื่อนกันคลื่นแบบหินทิ้ง ยังขึ้นอยู่กับประเภทของคลื่นที่กระทำต่อโครงสร้าง (คลื่นแตกตัวหรือคลื่นไม่แตกตัว) ความสูงคลื่นที่ใช้ในการออกแบบสามารถคำนวณได้โดยใช้แบบจำลองคลื่น

### 10.2.2 รูปแบบของความเสียหาย (Modes of Failure)

ความเสียหายของเขื่อนกันคลื่นมักเกิดจากการกระทำของคลื่นและปัจจัยทางธรณีเทคนิค ในกระบวนการออกแบบ จำเป็นต้องระบุและตรวจสอบรูปแบบของความเสียหายที่เป็นไปได้ทั้งหมดเพื่อป้องกันไม่ให้เกิดความเสียหายเหล่านั้น รูปแบบของความเสียหาย (Modes of failure) ของเขื่อนกันคลื่นแบบหินทิ้ง มีอยู่ 5 ประการ (ดังภาพที่ 10.8) ได้แก่

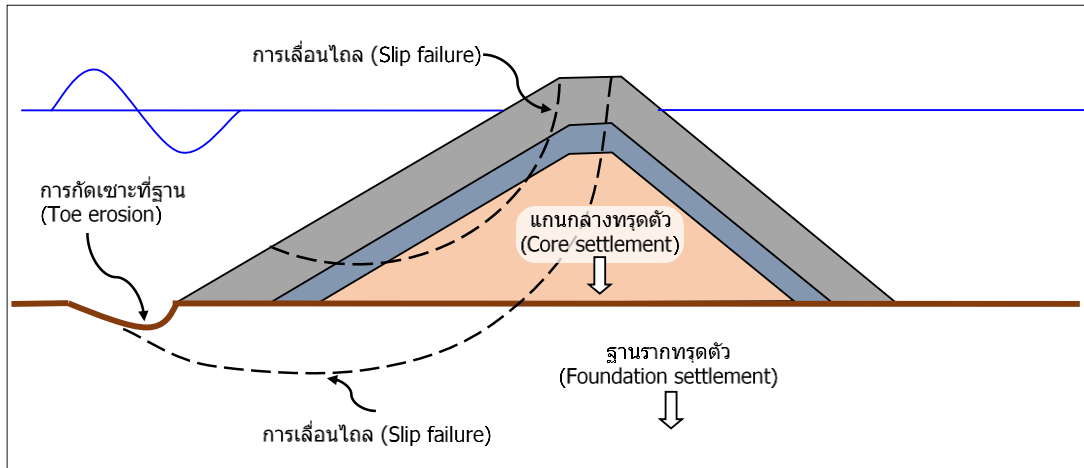
ก) การเคลื่อนย้ายของก้อนหินชั้นเกราะ (Displacement of armor units): แรงของคลื่นที่กระทำบนความลาดชันของเขื่อนกันคลื่นหินทิ้งอาจทำให้ชั้นเกราะป้องกันเคลื่อนย้าย และส่งผลให้ไม่สามารถทำหน้าที่ได้ตามวัตถุประสงค์ที่กำหนดไว้

ข) การสูญเสียวัสดุขนาดเล็กผ่านช่องว่างของวัสดุขนาดใหญ่ในโครงสร้างแบบหินทิ้ง (Removal of finer materials through voids of coarser material in the rubble mound): การสูญเสียวัสดุขนาดเล็กอาจทำให้ชั้นภายในเกิดการยุบตัว และทำให้ชั้นโครงสร้างด้านบนเกิดการทรุดตัวแบบไม่สม่ำเสมอ

ค) การกัดเซาะบริเวณฐาน (Toe erosion): การกัดเซาะที่เกิดขึ้นบริเวณฐานของโครงสร้างเกิดจากกระแสน้ำที่เคลื่อนที่ตามแนวฐานของโครงสร้าง ซึ่งเป็นผลจากปฏิสัมพันธ์ระหว่างคลื่นที่เข้ากระทบ (Incident Waves) และคลื่นสะท้อน (Reflected Waves) การกัดเซาะดังกล่าวอาจทำให้ชั้นเกราะเลื่อนไถล และส่งผลให้โครงสร้างสูญเสียเสถียรภาพ

ง) ความเสียหายในการเลื่อนไถล (Slip failure): เสถียรภาพโดยรวมของเขื่อนหินทิ้งและฐานดินขึ้นอยู่กับวิเคราะห์ความเสถียร หากมีการพัฒนาพื้นผิวการเลื่อนไถล ภายในโครงสร้างหรือฐานราก จะส่งผลให้เกิดความเสียหายจากการเลื่อนไถล ซึ่งอาจทำให้โครงสร้างสูญเสียความมั่นคง

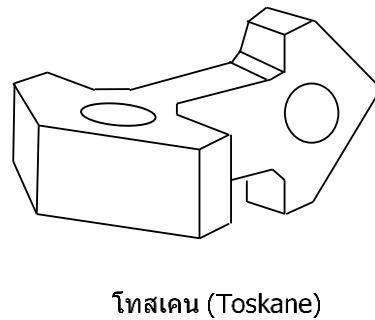
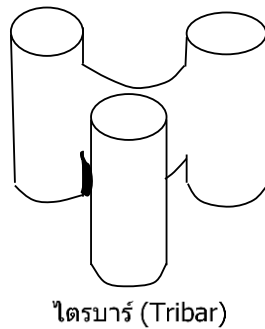
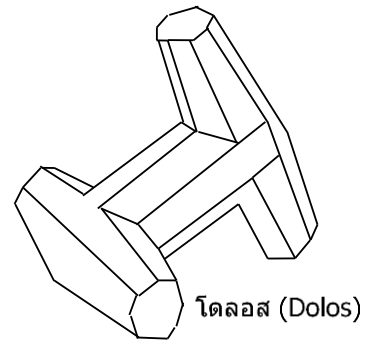
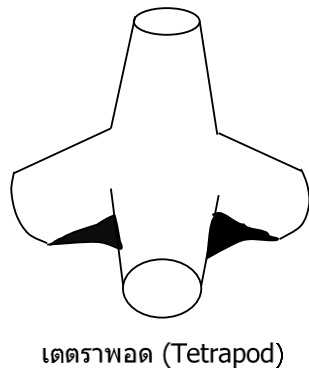
จ) ความเสียหายจากการทรุดตัว (Settlement failure) การทรุดตัวที่มากเกินไปซึ่งเกิดจากการอัดตัวของแกนกลาง และดินชั้นฐาน อาจทำให้สันของโครงสร้างลดระดับลง ส่งผลให้ปริมาณน้ำไหลล้นเพิ่มขึ้นและลดประสิทธิภาพการทำงานของโครงสร้างได้ นอกจากนี้ การทรุดตัวแบบไม่สม่ำเสมอ อาจทำให้เกิดรอยแตกร้าวในแผ่นคอนกรีตขนาดใหญ่ หรือสร้างจุดอ่อนในชั้นเกราะของโครงสร้าง



ภาพที่ 10.8 รูปแบบการพังทลายของเขื่อนกันคลื่นแบบกำแพงหินทิ้ง

### 10.2.3 มวลของก้อนคอนกรีตชั้นเกราะ (Mass of Armor Units)

หินธรรมชาติ คอนกรีต และคอนกรีตเสริมเหล็กสามารถใช้เป็นชั้นเกราะป้องกันได้ (ดังภาพที่ 10.9) ขนาดหรือมวลของก้อนคอนกรีตชั้นเกราะป้องกัน (Mass of armor units) ควรออกแบบให้มีเสถียรภาพภายใต้การโจมตีของคลื่นออกแบบ สูตรต่าง ๆ ได้รับการเสนอขึ้นเพื่อคำนวณน้ำหนักขั้นต่ำของก้อนคอนกรีตชั้นเกราะป้องกัน การทบทวนของสูตรที่มีอยู่ดังนี้:



ภาพที่ 10.9 ตัวอย่างก้อนคอนกรีตชั้นเกราะ

ก) Hudson (1959) ได้เสนอสมการกึ่งเชิงประสพการณ์ (Semi-empirical formulas) สำหรับคำนวณขนาดของหินเพื่อรักษาเสถียรภาพของชั้นเกราะ ภายใต้เงื่อนไขที่สันของโครงสร้างมีความสูงเพียงพอที่จะป้องกันคลื่นกระโจนข้ามสันโครงสร้างชายฝั่งในปริมาณมาก สมการดังกล่าวพัฒนาขึ้นโดยอ้างอิงจากสภาวะคลื่นสม่ำเสมอ (Regular wave) ต่อมา USACE (1984) ได้ปรับใช้สมการนี้กับสภาวะคลื่นไม่สม่ำเสมอ (Irregular wave) โดยใช้ความสูงคลื่นออกแบบแทน สมการนี้ได้รับการใช้งานอย่างแพร่หลาย เนื่องจากความเรียบง่ายของสมการและการใช้งานที่ยาวนานในหลากหลายโครงการ.

$$M_a = \frac{\rho_a H_{1/10}^3}{K_D (S_a - 1)^3 \cot \theta} \quad (10.1)$$

$$B = \frac{H}{2} \frac{\sinh k(h + z_1)}{\sinh kh} = \frac{H}{2} \left( 1 + \frac{z_1}{h} \right) \quad (4.16)$$

โดยที่  $M_a$  คือ น้ำหนักขั้นต่ำของก้อนคอนกรีตชั้นเกราะ,  $\rho_a$  คือ ความหนาแน่นของก้อนคอนกรีตชั้นเกราะ,  $H_{1/10}$  คือ ค่าเฉลี่ยของความสูงคลื่นสูงสุด 1 ใน 10 (ความสูงคลื่นออกแบบ) ที่ตำแหน่งโครงสร้าง,  $S_a = \rho_a / \rho_{sw}$  คือ ความถ่วงจำเพาะของก้อนคอนกรีตชั้นเกราะ,  $\rho_{sw}$  คือ ความหนาแน่นของน้ำทะเล,  $\theta$  คือ มุมลาดของด้านหน้าของกองหิน และ  $K_D$  คือ ค่าสัมประสิทธิ์ความเสถียร (Stability coefficient) สังเกตว่า  $M_a$  ไม่ขึ้นอยู่กับความลึกของน้ำและคาบคลื่น

ค่าของ  $K_D$  ขึ้นอยู่กับพารามิเตอร์หลายประการ เช่น รูปร่างของก้อนคอนกรีตชั้นเกราะ จำนวนชั้น ก้อนคอนกรีตชั้นเกราะ วิธีการวางก้อนคอนกรีตชั้นเกราะ ระดับการยึดเกาะระหว่างก้อนคอนกรีตชั้นเกราะ และชนิดของโครงสร้างที่คลื่นกระทบ เสถียรภาพของก้อนคอนกรีตชั้นเกราะบริเวณสันโครงสร้างกันคลื่นมักจะน้อยกว่าบริเวณลาดชันด้านทะเล เนื่องจากการยึดเกาะระหว่างก้อนคอนกรีตชั้นเกราะที่สันโครงสร้างน้อยลง คลื่นกระโจนข้ามโครงสร้างอาจทำให้เกิดความไม่เสถียรบนก้อนคอนกรีตชั้นเกราะที่ด้านหลังของโครงสร้าง ไม่มีวิธีการวิเคราะห์เชิงตัวเลขสำหรับการกำหนดขนาดของก้อนคอนกรีตชั้นเกราะเหล่านี้ โดยทั่วไป ขนาดของก้อนคอนกรีตชั้นเกราะบริเวณสันโครงสร้าง และด้านหลังควรมีขนาดไม่น้อยกว่าก้อนคอนกรีตชั้นเกราะหลัก ค่าของ  $K_D$  ที่แนะนำสำหรับการเสียหายน้อย (< 5% ของการเคลื่อนที่) และมีคลื่นกระโจนข้ามโครงสร้างเล็กน้อยมีการระบุไว้ในตารางที่ 7 ถึง 8 ของ USACE (1984) ค่าของ  $K_D$  ที่เผยแพร่โดยทั่วไปสำหรับก้อนคอนกรีตชั้นเกราะ 3 ประเภทที่จัดวางแบบสุ่มสองชั้นแสดงอยู่ในตารางที่ 10.1

**ตารางที่ 10.1** ค่า  $K_D$  ที่แนะนำสำหรับก้อนคอนกรีตชั้นเกราะ 3 ประเภท โดยวางแบบสุ่มสองชั้น (USACE, 1984)

ก้อนคอนกรีตชั้นเกราะ (Armor Units)	ความชัน	ส่วนลำตัวของโครงสร้าง (Structure Trunk)		ส่วนหัวของโครงสร้าง (Structure Head)	
		ไม่เกิดการแตก	เกิดการแตก	ไม่เกิดการแตก	เกิดการแตก
		ตัวของคลื่น	ตัวของคลื่น	ตัวของคลื่น	ตัวของคลื่น
หินหยาบทรงเหลี่ยม (Rough angular rock)	1:1.5	4.0	2.0	3.2	1.9
	1:2.0	4.0	2.0	2.8	1.6
	1:3.0	4.0	2.0	2.3	1.3
เตตราพอด (Tetrapod)	1:1.5	8.0	7.0	6.0	5.0
	1:2.0	8.0	7.0	5.5	4.5
	1:3.0	8.0	7.0	4.0	3.5
โดลอส (Dolos)	1:2.0	31.8	15.8	16.0	8.0
	1:3.0	31.8	15.8	14.0	7.0

ข) Van der Meer (1987) ได้พัฒนาสมการเชิงประจักษ์ (Empirical formulas) โดยอิงจากการทดลองที่หลากหลายภายใต้สภาวะคลื่นไม่สม่ำเสมอ สมการเหล่านี้มีความซับซ้อนมากกว่าสมการของ Hudson (1959) และพิจารณาตัวแปรเพิ่มเติมบางตัว เช่น คาบคลื่น พารามิเตอร์คลื่นแตกตัว ช่วงเวลาของพายุ ความสามารถในการซึมผ่านของแกนโครงสร้าง ระดับความเสียหาย และคลื่นแตกตัว เส้นผ่านศูนย์กลางที่กำหนดของก้อนหินที่เล็กที่สุด (เทียบเท่ากับลูกบาศก์) สามารถคำนวณได้จากสูตรดังต่อไปนี้

สำหรับคลื่นแตกตัวแบบม้วนตัว (Plunging breaker) ( $\xi_m \leq \xi_c$ )

$$\frac{H_{1/3}}{(S_a - 1)D_a} = 6.2P_b^{0.18} \left( \frac{S_d}{\sqrt{N_w}} \right)^{0.2} \xi_m^{-0.5} \quad (10.2)$$

สำหรับคลื่นแตกตัวแบบโถมซัด (Surging breaker) ( $\xi_m > \xi_c$ )

$$\frac{H_{1/3}}{(S_a - 1)D_a} = 1.0P_b^{-0.13} \left( \frac{S_d}{\sqrt{N_w}} \right)^{0.2} \sqrt{\cot \beta} \xi_m^{P_b} \quad (10.3)$$

ซึ่ง

$$S_d = \frac{A_e}{D_a^2} \quad (10.4)$$

$$\xi_m = \frac{\tan \theta}{\sqrt{H_{1/3} / L_o}} = \frac{\tan \theta}{\sqrt{2\pi H_{1/3} / (gT_m^2)}} \quad (10.5)$$

$$\xi_c = \left( 6.2P_b^{0.31} \sqrt{\tan \theta} \right)^{1/(P_b+0.5)} \quad (10.6)$$

โดยที่  $H_{1/3}$  คือ ความสูงคลื่นสูงสุดหนึ่งในสาม (ความสูงคลื่นออกแบบ) ณ ตำแหน่งโครงสร้าง,  $D_a$  คือ เส้นผ่านศูนย์กลางที่กำหนดของหินที่เทียบเท่ากับลูกบาศก์,  $P_b$  คือ ปัจจัยการซึมผ่านเชิงสมมุติฐาน,  $N_w$  คือ จำนวนคลื่น,  $S_d$  คือ ระดับความเสียหาย,  $A_e$  คือ พื้นที่การกัดเซาะในหน้าตัด,  $\xi_m$  คือ พารามิเตอร์ความคล้ายคลึงการแตกตัวอิงตามคาบคลื่นเฉลี่ย,  $L_o$  คือ ความยาวคลื่นในน้ำลึก และ  $\xi_c$  คือ พารามิเตอร์ความคล้ายคลึงการแตกตัววิกฤต

ปัจจัยการซึมผ่านเชิงสมมุติฐาน ( $P_b$ ) แสดงถึงความพรุนรวมของโครงสร้างกันคลื่น ค่าแนะนำคือ

$P_b = 0.1$  สำหรับชั้นเกราะที่ไม่สามารถซึมผ่านได้

$P_b = 0.4$  สำหรับชั้นเกราะบนชั้นกรองและแกนที่หยาบ

$P_b = 0.5$  สำหรับชั้นเกราะบนแกนที่หยาบ

$P_b = 0.6$  สำหรับโครงสร้างที่สร้างขึ้นจากหินทั้งหมด

จำนวนคลื่น ( $N_w$ ) คำนวณจากคาบคลื่นออกแบบและช่วงเวลาของพายุออกแบบ หากค่าของ  $N_w$  มากกว่า 7500 ควรกำหนดเป็น 7500 ดังนั้นหากไม่มีข้อมูล ค่าของ  $N_w$  ระหว่าง 3000 ถึง 5000 อาจใช้สำหรับการออกแบบเบื้องต้น

ระดับความเสียหาย ( $S_d$ ) กำหนดเป็น 2 สำหรับการไม่มีความเสียหาย และ 15 สำหรับความเสียหายของชั้นเกราะ (การเปิดชั้นกรอง)

มวลของคอนกรีตชั้นเกราะสามารถคำนวณได้จากเส้นผ่านศูนย์กลางระบุเช่น

$$M_a = \rho_a D_a^3 \quad (10.7)$$

เมื่อมวลหรือเส้นผ่านศูนย์กลางของคอนกรีตชั้นเกราะกำหนด ความหนาของชั้นเกราะ ( $t_a$ ) สามารถประมาณได้จากสมการ

$$t_a = n_a k_\Delta D_a = n_a k_\Delta \left( \frac{M_a}{\rho_a} \right)^{1/3} \quad (10.8)$$

โดยที่  $n_a$  คือ จำนวนชั้นเกราะ (จำนวนชั้นที่มากขึ้นให้ความมั่นคงในกรณีที่เสียหาย, โดยปกติ  $n_a = 2$ ) และ  $k_\Delta$  คือ ค่าสัมประสิทธิ์ความหนาของชั้นเกราะ ค่าที่แนะนำของ  $k_\Delta$  แสดงในตารางที่ 10.2

**ตารางที่ 10.2** ค่า  $K_D$  ค่าที่แนะนำของ  $k_\Delta$  และ  $\Lambda$  สำหรับก้อนคอนกรีตชั้นเกราะ 3 ประเภท ซึ่งจัดวางแบบสุ่มในสองชั้น (USACE, 1984)

ก้อนคอนกรีตชั้นเกราะ (Armor Units)	$k_\Delta$	$\Lambda$
หินหยาบทรงเหลี่ยม (Rough angular rock)	1.00	0.37
เตตราพอด (Tetrapod)	1.04	0.5
โดลอส (Dolos)	0.94	0.56

เพื่อให้แน่ใจว่ามีการวางก้อนคอนกรีตชั้นเกราะเพียงพอบนโครงสร้าง จำนวนก้อนคอนกรีตชั้นเกราะที่ประมาณได้ ( $N_a$ ) สามารถคำนวณได้จากสูตรต่อไปนี้

$$N_a = \frac{A_a n_a k_\Delta (1 - \Lambda_a)}{D_a^2} = A_a n_a k_\Delta (1 - \Lambda_a) \left( \frac{\rho_a}{M_a} \right)^{2/3} \quad (10.9)$$

โดยที่  $A_a$  คือ พื้นที่ผิวของชั้นเกราะ และ  $\Lambda_a$  คือ ความพรุนเชิงปริมาตรของชั้นเกราะ ค่าที่แนะนำของ  $\Lambda_a$  แสดงในตาราง 10.2

### 10.2.4 การออกแบบชั้นกรองและแกนกลาง (Design of Filter Layers and Core)

USACE (1984) ได้แนะนำให้กำหนดมวลของหิน (หรือคอนกรีต) ในชั้นกรอง (Filter layer) และแกนกลาง (Core) สำหรับโครงสร้างกันคลื่นแบบหินทิ้ง 4 ชั้น ดังนี้

$$\text{ชั้นกรองที่ 1} \quad M_{f1} = \begin{cases} \frac{M_a}{10} & \text{if } K_D < 10 \\ \frac{M_a}{5} & \text{if } K_D \geq 10 \end{cases} \quad (10.10)$$

$$\text{ชั้นกรองที่ 2} \quad M_{f2} = \frac{M_{f1}}{20} \quad (10.11)$$

$$\text{แกนกลาง} \quad M_{co} = \frac{M_{f2}}{20} \quad (10.12)$$

โดยที่  $M_{f1}$  คือ มวลต่ำสุดของหินในชั้นกรองที่ 1,  $M_{f2}$  คือ มวลต่ำสุดของหินในชั้นกรองที่ 2,  $M_{co}$  คือ มวลต่ำสุดของหินในแกนกลาง มวลของหินแต่ละชั้นกรองควรวุ้ในช่วง  $\pm 30\%$  ของ  $M_f$

สำหรับโครงสร้างกันคลื่นแบบหินทิ้ง 3 ชั้น ไม่มีชั้นกรองที่สอง และมวลของหินในแกนกลางอยู่ในช่วง  $M_a / 200$  ถึง  $M_a / 4000$  มวลหินที่แนะนำในชั้นกรองและแกนกลางแสดงดังภาพที่ 10.4 ถึง 10.6

เพื่อป้องกันการเคลื่อนย้ายของหินขนาดเล็กจากชั้นล่างไปยังชั้นบนเนื่องจากแรงกระทำของคลื่น ความสัมพันธ์ของวัสดุชั้นกรองที่แนะนำคือ

$$D_{85lower} > \frac{D_{15upper}}{5} \quad (10.13)$$

โดยที่  $D_{85lower}$  คือ เส้นผ่านศูนย์กลางเม็ดหินที่มีขนาดเพียง 85% มากกว่าของวัสดุในชั้นล่าง (grain-size diameter exceeded by 85 percent of lower layer),  $D_{15upper}$  คือ เส้นผ่านศูนย์กลางเม็ดหินที่มีขนาดเพียง 15% มากกว่าของวัสดุในชั้นบน (grain-size diameter exceeded by 15 percent of upper layer)

ความหนาของชั้นกรอง ( $t_f$ ) ควรประกอบด้วยอย่างน้อยสองชั้นของหิน ( $n_f = 2$ ) และสามารถประมาณได้จากสูตรต่อไปนี้

$$t_f = n_f k_\Delta D_f = n_f k_\Delta \left( \frac{M_f}{\rho_f} \right)^{1/3} \quad (10.14)$$

โดยที่  $n_f$  คือ จำนวนชั้นของหินในชั้นกรอง,  $k_\Delta$  คือ ค่าสัมประสิทธิ์ความหนาของชั้น,  $D_f$  คือ ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของหินในชั้นกรอง และ  $\rho_f$  คือ ความหนาแน่นของหินในชั้นกรอง

ก้อนคอนกรีตชั้นกรองที่ประมาณได้ ( $N_f$ ) สามารถกำหนดได้จากสูตรต่อไปนี้

$$N_f = \frac{A_f n_f k_\Delta (1 - \Lambda_f)}{D_f^2} = A_f n_f k_\Delta (1 - \Lambda_f) \left( \frac{\rho_f}{M_f} \right)^{2/3} \quad (10.15)$$

โดยที่  $A_f$  คือ พื้นที่ผิวของชั้นกรอง,  $\Lambda_f$  คือ ความพรุนเชิงปริมาตรของชั้นกรอง

### 10.2.5 ความสูงของคลื่นแตกตัว (Height of Breakwater)

การที่คลื่นไหลล้นโครงสร้างจะเกิดขึ้นหากความสูงของสันของโครงสร้างกันคลื่นต่ำกว่าความสูงคลื่นซัด (Wave runup) เพื่อป้องกันคลื่นไหลล้นโครงสร้าง ความสูงของสันโครงสร้าง ( $h_c$ ) กำหนดจากขีดจำกัดของความสูงคลื่นซัดที่ใช้ในการออกแบบ โดยพิจารณากระดับน้ำสูงสุด สูตรต่าง ๆ เสนอขึ้นสำหรับการคำนวณความสูงคลื่นซัด สูตรง่าย ๆ ที่สามารถใช้คำนวณความสูงคลื่นซัดบนเขื่อนกันคลื่น เสนอโดย Van der Meer (1993) ดังนี้

$$R_{2\%} = \begin{cases} 1.5r_f \zeta_p H_{1/3} & \text{for } \zeta_p < 2 \\ 3r_f H_{1/3} & \text{for } \zeta_p \geq 2 \end{cases} \quad (10.16)$$

ซึ่ง

$$\zeta_p = \frac{\tan \theta}{\sqrt{H_{1/3}/L_o}} = \frac{\tan \theta}{\sqrt{2\pi H_{1/3}/(gT_p^2)}} \quad (10.17)$$

โดยที่  $R_{2\%}$  คือ ความสูงที่มีเพียงความสูงคลื่นซัดจำนวน 2% ที่มีค่าเท่ากับหรือมากกว่า,  $r_f$  คือ ค่าสัมประสิทธิ์,  $\zeta_p$  คือ พารามิเตอร์ความคล้ายคลึงการแตกตัว (Surf similarity parameter) ตามคาบคลื่นสูงสุด, และ  $T_p$  คือ คาบคลื่นที่เป็นจุดยอดของสเปกตรัมคลื่น, ค่า  $r_f$  ที่แนะนำสำหรับมุมคลื่นเข้ากระทบโครงสร้าง ( $\alpha$ ) ตั้งแต่  $0^\circ$  ถึง  $90^\circ$  มีดังนี้

$$r_f = \begin{cases} 0.45(1 - 0.0022\alpha) & \text{for dolos armor} \\ 0.50(1 - 0.0022\alpha) & \text{for rock armor} \\ 1.00(1 - 0.0022\alpha) & \text{for smooth slope} \end{cases} \quad (10.18)$$

ความสูงของสันโครงสร้าง ( $h_c$ ) กำหนดให้เท่ากับ  $R_{2\%}$  การกำหนดความสูงของสันที่ใช้ในการออกแบบนั้นคำนวณจากการรวมของระดับน้ำสูงและ  $R_{2\%}$  ความสูงของเขื่อนกันคลื่นแบบหินทั้งกำหนดจาก

$$h_a = h + h_c = h + R_{2\%} \quad (10.19)$$

โดยที่  $h_a$  คือ ความสูงของเขื่อนกันคลื่นแบบหินทั้ง (ความสูงของชั้นเกราะ),  $h$  คือ ความลึกของน้ำในช่วงระดับน้ำสูง และ  $h_c$  คือ ความสูงของสันเขื่อนกันคลื่นที่วัดจากระดับน้ำสูง

อย่างไรก็ตาม ความสูงของสันโครงสร้างที่คำนวณได้อาจทำให้เกิดการบดบังทัศนียภาพ และอาจมีค่าใช้จ่ายสูงเกินไป หากพื้นที่ที่ได้รับการป้องกันหลังโครงสร้างกันคลื่นไม่ไวต่อคลื่นกระโจนข้ามโครงสร้างมากนัก ความสูงของสันโครงสร้างมักจะลดลงและออกแบบตามอัตราการกระโจนข้ามของน้ำที่สามารถยอมรับได้ ค่าที่แนะนำสำหรับอัตราของคลื่นกระโจนข้ามโครงสร้างที่สามารถยอมรับได้คือ  $0.5 \text{ m}^3/\text{m.s}$  สำหรับการป้องกันท่าเรือ,  $0.05 \text{ m}^3/\text{m.s}$  สำหรับการเดินเท้าบนเขื่อนกันคลื่น, และ  $0.01 \text{ m}^3/\text{m.s}$  สำหรับยานพาหนะบนเขื่อนกันคลื่น (USAC, 2002) อัตราการกระโจนข้ามข้ามโครงสร้างสามารถคำนวณได้จากสมการเชิงประจักษ์ (Empirical formulas) ที่นำเสนอในหัวข้อ 10.4.1

การพิจารณาการทรุดตัว ที่อาจเกิดขึ้นตลอดอายุการใช้งานของโครงสร้างสามารถนำมาพิจารณาในการกำหนดระดับความสูงของสันโครงสร้างด้วย หากฐานของโครงสร้างเป็นวัสดุแข็ง (ทราย, กรวด, หรือหิน) โดยทั่วไปจะเพิ่มความสูงประมาณ 0.3 m จากระดับความสูงของยอดโครงสร้างที่ออกแบบไว้ (Kamphuis, 2000)

### 10.2.6 ความกว้างของสันโครงสร้าง (Top Width)

ความกว้างของสันโครงสร้าง (Top width) ควรมีขนาดเพียงพอสำหรับรองรับกิจกรรมการก่อสร้าง การดำเนินงาน และการบำรุงรักษาบนโครงสร้างได้อย่างเหมาะสม สำหรับเขื่อนกันคลื่นแบบหินทิ้ง ความกว้างขั้นต่ำของสันโครงสร้างของชั้นเกราะ ( $B_a$ ) ควรมีขนาดเพียงพอที่จะรองรับก้อนคอนกรีตชั้นเกราะอย่างน้อยสามก้อน และสามารถกำหนดได้จากสมการต่อไปนี้ (USACE, 1984)

$$B_a = 3k_\Delta D_a = 3k_\Delta \left( \frac{M_a}{\rho_a} \right)^{1/3} \quad (10.20)$$

### 10.2.7 ความลาดเอียงด้านข้าง (Side Slope)

ความลาดเอียง (Side slope) ของชั้นเกราะส่งผลต่อมวลของก้อนคอนกรีตชั้นเกราะ ความสูงคลื่นซัด ความกว้างของสันโครงสร้าง ความสูงของชั้นเกราะ และปริมาณวัสดุที่ต้องใช้ในการก่อสร้าง มุมทรงตัวสำหรับหินทิ้งโดยทั่วไปอยู่ที่ประมาณ 1:1.25 ความลาดเอียงที่ชันกว่านี้มีความเสี่ยงต่อความเสียหายของลาดเอียง ส่วนความลาดเอียงที่ราบกว่าจะเพิ่มต้นทุนการก่อสร้าง การกำหนดความลาดเอียงที่เหมาะสมที่สุด เพื่อลดต้นทุนสามารถทำได้โดยการวิเคราะห์เสถียรภาพของลาดเอียง อย่างไรก็ตาม ตามแนวปฏิบัติทั่วไป ความลาดเอียงด้านทะเลมักกำหนดอยู่ในช่วง 1:1.5 ถึง 1:2 และความลาดเอียงด้านท่าเรืออยู่ในช่วง 1:1.33 ถึง 1:1.5 (Goda, 2000) ดังนั้น สำหรับเขื่อนกันคลื่นขนาดเล็ก อาจกำหนดให้ความลาดเอียงทั้งสองด้านเท่ากัน เช่น 1:1.5 ถึง 1:2

### 10.2.8 ขนาดองค์ประกอบอื่นของเขื่อนกันคลื่นแบบหินทิ้ง

#### (Other Dimensions of Rubble Mound Breakwater)

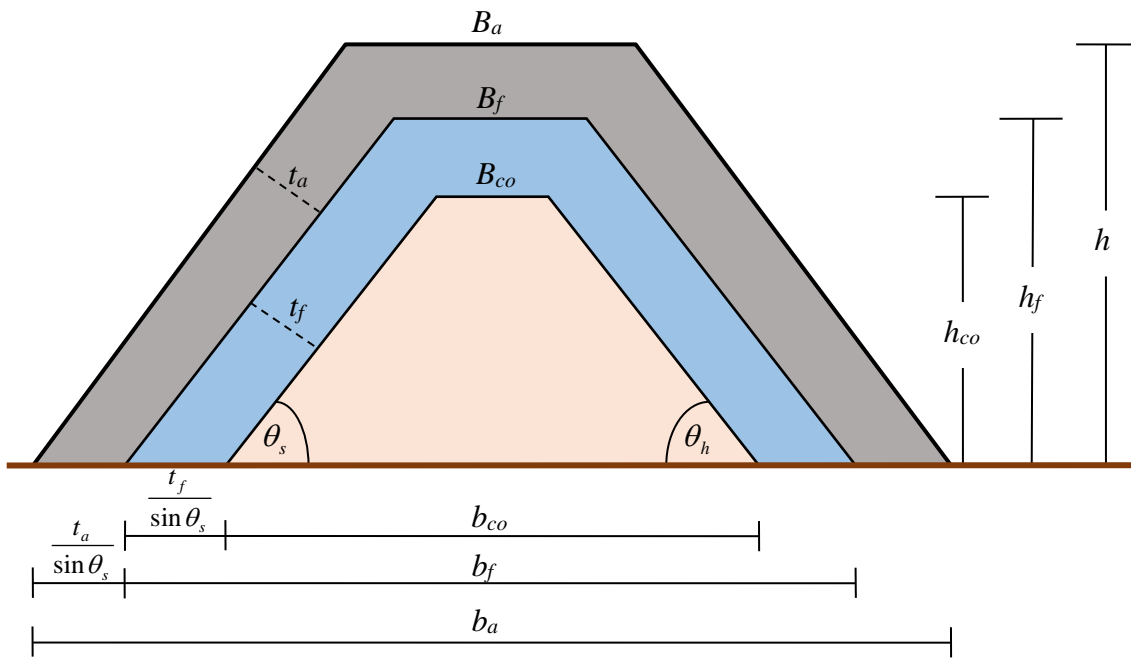
ขนาดของเขื่อนกันคลื่นแบบหินทิ้งแบบสามชั้นอย่างง่าย (ดังภาพที่ 10.10) สรุปได้ดังนี้

ชั้นเกราะ (Armor)  $t_a = n_a k_\Delta D_a$  [สมการที่ (10.18)]

$$h_a = h + h_c = h + R_{2\%} \quad [สมการที่ (10.19)]$$

$$B_a = 3k_\Delta D_a \quad [สมการที่ (10.20)]$$

$$b_a = B_a + \frac{h_a}{\tan \theta_s} + \frac{h_a}{\tan \theta_h} \quad (10.21)$$



ภาพที่ 10.10 ขนาดของเขื่อนกันคลื่นแบบหินทิ้ง

ชั้นกรอง (Filter)

$$t_f = n_f k_\Delta D_f \quad \text{[สมการที่ (10.14)]}$$

$$h_f = h_a - t_a \quad (10.22)$$

$$B_f = B_a - \left( \frac{t_a}{\sin \theta_s} - \frac{t_a}{\tan \theta_s} \right) - \left( \frac{t_a}{\sin \theta_h} - \frac{t_a}{\tan \theta_h} \right) \quad (10.23)$$

$$b_f = B_f + \frac{h_f}{\tan \theta_s} + \frac{h_f}{\tan \theta_h} \quad (10.24)$$

ชั้นแกนกลาง (Core)

$$h_{co} = h_f - t_f \quad (10.25)$$

$$B_{co} = B_f - \left( \frac{t_f}{\sin \theta_s} - \frac{t_f}{\tan \theta_s} \right) - \left( \frac{t_f}{\sin \theta_h} - \frac{t_f}{\tan \theta_h} \right) \quad (10.26)$$

$$b_{co} = B_{co} + \frac{h_{co}}{\tan \theta_s} + \frac{h_{co}}{\tan \theta_h} \quad (10.27)$$

โดยที่  $h_a$  คือ ความสูงของชั้นเกราะ,  $h_f$  คือ ความสูงของชั้นกรอง,  $h_{co}$  คือ ความสูงของแกนกลาง,  $B_a$  คือ ความกว้างของสันโครงสร้างชั้นเกราะ,  $B_f$  คือ ความกว้างของสันโครงสร้างชั้นกรอง,  $B_{co}$  คือ ความกว้างของสันโครงสร้างชั้นแกนกลาง,  $b_a$  คือ ความกว้างของฐานชั้นเกราะ,  $b_f$  คือ ความกว้างของฐานชั้นกรอง,  $b_{co}$  คือ

ความกว้างของฐานชั้นแกนกลาง,  $\theta_s$  คือ มุมลาดด้านทะเลของเขื่อนกันคลื่น, และ  $\theta_h$  คือ มุมลาดด้านท่าเรือของเขื่อนกันคลื่น

### 10.2.9 ฐานโครงสร้าง (Toe Structure)

หน้าที่หลักของฐานโครงสร้าง (Toe structure) คือ การป้องกันการกัดเซาะที่ฐานของเขื่อนกันคลื่น การออกแบบฐานโครงสร้างนั้นอิงจากการทดสอบในห้องปฏิบัติการหรือสูตรเชิงประสพการณ์ USACE (1984) แนะนำให้ความกว้างของส่วนฐานรองรับมีขนาดอย่างน้อย 3 ก้อนหิน ความสูงมีขนาดอย่างน้อย 2 ก้อนหิน และมวลขั้นต่ำของฐาน  $M_a / 10$

มวลขั้นต่ำของฐานสามารถคำนวณได้โดยใช้สูตรเชิงประสพการณ์ โดย Tanimoto et al. (1982) ได้ดัดแปลงสมการของ Hudson เพื่อใช้คำนวณมวลขั้นต่ำของหินเกราะ สำหรับเนินดินใต้น้ำของเขื่อนกันคลื่นแนวดิ่ง (Submerged mound of Vertical breakwater) สมการดังกล่าวสามารถนำไปประยุกต์ใช้ในการออกแบบมวลขั้นต่ำของฐานได้ดังนี้

$$M_t = \frac{\rho_t H_{1/3}^3}{N_s^3 (S_t - 1)^3} \quad (10.28)$$

โดยที่  $\rho_t$  คือ ความหนาแน่นของฐาน,  $H_{1/3}$  คือ ความสูงของคลื่นที่มีนัยสำคัญในพื้นที่ก่อสร้าง,  $S_t = \rho_t / \rho_{sw}$  คือ ความถ่วงจำเพาะของฐาน, และ  $N_s$  คือ ตัวเลขเสถียรภาพ ตัวเลขเสถียรภาพสำหรับหินเกราะชั้นเดียวคำนวณได้จาก

$$N_s = \max \left\{ 1.8, \left( 1.3 \frac{(1-\kappa)}{\kappa^{1/3}} \frac{h_t}{H_{1/3}} + 1.8 \exp \left[ -1.5 \frac{(1-\kappa)^2}{\kappa^{1/3}} \frac{h_t}{H_{1/3}} \right] \right) \right\} \quad (10.29)$$

ซึ่ง

$$\kappa = \frac{2k'h_t}{\sinh(2k'h_t)} \sin^2(k'B_t) \quad (10.30)$$

โดยที่  $h_t$  คือ ความลึกของน้ำที่ฐาน,  $B_t$  คือ ความกว้างของคันที่ฐาน และ  $k'$  คือ เลขคลื่นที่ระดับความลึก  $h_t$

**ตัวอย่างที่ 10.1** ใช้ข้อมูลต่อไปนี้เพื่อคำนวณมวลและขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางชั้นต่ำของหินในทุกชั้น และกำหนดขนาดของเขื่อนกันคลื่นแบบหินทิ้ง

- ก. จงใช้สมการของ Hudson สำหรับคำนวณมวลของหินเกราะ
- ข. เขื่อนกันคลื่นแบบหินทิ้ง 4 ชั้น ถูกสร้างขึ้นในเขตนอกชายฝั่งโดยมีระดับน้ำสูงสุดที่ +2 ม. MSL,  $h = 10$  m,  $H_{1/3} = 2.3$  m,  $H_{1/10} = 2.8$  m,  $T_m = 5.0$  m,  $T_p = 4.0$  s และ  $\alpha = 30^\circ$
- ค. จำนวนก้อนคอนกรีตที่ใช้ในความหนาของชั้นเกราะ 2 ชั้น
- ง.  $D_{15}$  ของหินเท่ากับ 1.1 เท่าของขนาดหินที่กำหนด
- จ. ความลาดชันของเขื่อนกันคลื่นคือ 1:2
- ฉ. ระดับความเสียหายคือไม่มีความเสียหาย
- ช. ความหนาแน่นของหินเกราะ ( $\rho_a$ ) เท่ากับ  $2600 \text{ kg/m}^3$  และความหนาแน่นของน้ำทะเล ( $\rho_s$ ) เท่ากับ  $1025 \text{ kg/m}^3$

**วิธีทำ**

1. มวลและขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางในทุกชั้น (Mass and diameter in all layers)

ก. ชั้นเกราะ (Armor Layer)

สำหรับส่วนลำตัวของโครงสร้างที่มี  $n = 2$  และอยู่ในสภาวะคลื่นไม่แตกตัว สัมประสิทธิ์ความเสถียรภาพ  $K_D = 4.0$  (จากตารางที่ 10.1)

จากสมการที่ (10.1) มวลชั้นต่ำของก้อนคอนกรีตชั้นเกราะ

$$M_a = \frac{\rho_a H_{1/10}^3}{K_D (S_a - 1)^3 \cot \theta} = \frac{2600(2.8)^3}{4 \left( \frac{2600}{1025} - 1 \right)^3 2} = 1967 \text{ kg} \approx 2 \text{ tons}$$

$$D_a = \left( \frac{M_a}{\rho_a} \right)^{1/3} = \left( \frac{2000}{2600} \right)^{1/3} = 0.917 \text{ m}$$

$$D_{15a} = 1.1 D_a = 1.01 \text{ m}$$

ข. ชั้นกรองชั้นที่หนึ่ง (First filter layer)

จากสมการที่ (10.10) มวลเชิงตัวเลข

$$M_{f1} \geq \frac{M_a}{10} = \frac{2000}{10} = 200 \text{ kg}$$

ขนาดของหิน

$$D_{f1} = \left( \frac{M_{f1}}{\rho_f} \right)^{1/3} = \left( \frac{200}{2600} \right)^{1/3} = 0.426 \text{ m}$$

$$D_{15,f1} = 1.1 D_{f1} = 0.47 \text{ m}$$

จากสมการที่ (10.13) เพื่อป้องกันการหลุดออกของหินในชั้นกรองชั้นที่หนึ่ง

$$D_{85,f1} > \frac{D_{15,a}}{5} = \frac{1.01}{5} = 0.21 \text{ m}$$

ค. ชั้นกรองชั้นที่สอง (Second filter layer)

จากสมการที่ (10.11) มวลเชิงตัวเลข

$$M_{f2} \geq \frac{M_{f1}}{20} = \frac{200}{20} = 10 \text{ kg}$$

ขนาดของหิน

$$D_{f2} \geq \left( \frac{M_{f2}}{\rho_f} \right)^{1/3} = \left( \frac{10}{2600} \right)^{1/3} = 0.157 \text{ m}$$

$$D_{15,f2} = 1.1D_{f2} = 0.17 \text{ m}$$

จากสมการที่ (10.13) เพื่อป้องกันการหลุดออกของหินในชั้นกรองชั้นที่สอง

$$D_{85,f2} > \frac{D_{15,f1}}{5} = \frac{0.47}{5} = 0.10 \text{ m}$$

ค. แกนกลาง (Core)

จากสมการที่ (10.12) มวลเชิงตัวเลข

$$M_{co} \geq \frac{M_{f2}}{20} = \frac{10}{20} = 0.5 \text{ kg}$$

ขนาดของหิน

$$D_{co} \geq \left( \frac{M_{co}}{\rho_f} \right)^{1/3} = \left( \frac{0.5}{2600} \right)^{1/3} = 0.058 \text{ m}$$

$$D_{15,co} = 1.1D_{co} = 0.06 \text{ m}$$

จากสมการ (10.13) เพื่อป้องกันการหลุดออกของหินในแกนกลาง

$$D_{85,co} > \frac{D_{15,f2}}{5} = \frac{0.17}{5} = 0.04 \text{ m}$$

II. ขนาดของเขื่อนกันคลื่น (Dimensions of the Breakwater)

ก. ความสูงของสันเขื่อน (Crest Elevation)

จากสมการที่ (10.18)

$$r_f = 0.50(1 - 0.0022\alpha) = 0.47$$

วิศวกรรมชายฝั่งทะเลเบื้องต้น

$$\text{จากสมการที่ (10.17)} \quad \xi_p = \frac{\tan \theta}{\sqrt{2\pi H_{1/3} / (gT_p^2)}} = \frac{0.5}{\sqrt{2\pi(2.3) / (9.81(4^2))}} = 1.65$$

$$\text{จากสมการที่ (10.16)} \quad R_{2\%} = 1.5r_f \xi_p H_{1/3} = 1.5(0.47)(1.65)(2.3) = 2.68 \text{ m}$$

$$h_c = R_{2\%} = 2.68 \text{ m}$$

$$\text{ความสูงของสันเขื่อน} \quad HWL + h_c = 2 + 2.68 = 4.68 \text{ m MSL}$$

ข. ขนาด (Dimensions)

$$\text{สำหรับหิน (For Rock)} \quad k_\Delta = 1.00$$

$$\text{ชั้นเกราะ} \quad t_a = n_a k_\Delta D_a = 2(1)0.92 = 1.84 \text{ m}$$

$$h_a = h + h_c = 10 + 2.68 = 12.68 \text{ m}$$

$$B_a = 3k_\Delta D_a = 3(1)0.92 = 2.76 \text{ m}$$

$$b_a = B_a + 2 \frac{h_a}{\tan \alpha} = 2.76 + 2 \frac{12.68}{0.5} = 53.48 \text{ m}$$

$$\text{ชั้นกรองชั้นที่หนึ่ง} \quad t_{f1} = nk_\Delta D_{f1} = 2(1)0.426 = 0.85 \text{ m}$$

$$h_{f1} = h_a - t_a = 12.68 - 1.84 = 10.84 \text{ m}$$

$$B_{f1} = B_a - 2 \left( \frac{t_a}{\sin \alpha} - \frac{t_a}{\tan \alpha} \right) = 2.76 - 2 \left( \frac{1.84}{1/\sqrt{5}} - \frac{1.84}{0.5} \right) = 1.89 \text{ m}$$

$$b_{f1} = B_{f1} + 2 \frac{h_{f1}}{\tan \alpha} = 1.89 + 2 \frac{10.84}{0.5} = 45.25 \text{ m}$$

$$\text{ชั้นกรองชั้นที่สอง} \quad t_{f2} = nk_\Delta D_{f2} = 2(1)0.16 = 0.32 \text{ m}$$

$$h_{f2} = h_{f1} - t_{f1} = 10.84 - 0.85 = 9.99 \text{ m}$$

$$B_{f2} = B_{f1} - 2 \left( \frac{t_{f1}}{\sin \alpha} - \frac{t_{f1}}{\tan \alpha} \right) = 1.89 - 2 \left( \frac{0.85}{1/\sqrt{5}} - \frac{0.85}{0.5} \right) = 1.49 \text{ m}$$

$$b_{f2} = B_{f2} + 2 \frac{h_{f2}}{\tan \alpha} = 1.49 + 2 \frac{9.99}{0.5} = 41.45 \text{ m}$$

$$\text{แกนกลาง} \quad h_{co} = h_{f2} - t_{f2} = 9.99 - 0.32 = 9.67 \text{ m}$$

$$B_{co} = B_{f2} - 2 \left( \frac{t_{f2}}{\sin \alpha} - \frac{t_{f2}}{\tan \alpha} \right) = 1.49 - 2 \left( \frac{0.32}{1/\sqrt{5}} - \frac{0.32}{0.5} \right) = 1.34 \text{ m}$$

$$b_{co} = B_{co} + 2 \frac{h_{co}}{\tan \alpha} = 1.34 + \frac{9.67}{0.5} = 40.02 \text{ m}$$

$$b_{f2} = B_{f2} + 2 \frac{h_{f2}}{\tan \alpha} = 1.49 + 2 \frac{9.99}{0.5} = 41.45 \text{ m}$$

**ตัวอย่างที่ 10.2** จากข้อมูลที่กำหนดมา คำนวณมวลชั้นต่ำและเส้นผ่านศูนย์กลางของหินในชั้นเกราะและชั้นกรอง

- ก. จงใช้สูตรของ Van der Meer สำหรับคำนวณมวลของหินในชั้นเกราะ
- ข. เชื้อนกันคลื่นแบบหินทิ้งสามชั้น (Three-layer Rubble Mound Breakwater) สร้างในเขตนอกชายฝั่ง (Offshore Zone),  $H_{1/3} = 2.3 \text{ m}$ ,  $H_{1/10} = 2.8 \text{ m}$ ,  $T_m = 5.0 \text{ m}$
- ค. จำนวนหน่วยที่ประกอบกันเป็นความหนาของชั้นเกราะ คือ 2
- ง.  $D_{15}$  ของหินเท่ากับ  $1.1D_{50}$
- จ. ความลาดชันของโครงสร้างกันคลื่น คือ 1:2
- ฉ. ระดับความเสียหายคือไม่มีความเสียหาย
- ช. ความหนาแน่นของหินเกราะ ( $\rho_a$ ) เท่ากับ  $2600 \text{ kg/m}^3$  และความหนาแน่นของน้ำทะเล ( $\rho_s$ ) เท่ากับ  $1025 \text{ kg/m}^3$

**วิธีทำ**

ก. ชั้นเกราะ (Armor Layer)

$P_b = 0.4$  สำหรับชั้นเกราะที่วางเหนือชั้นกรองและแกนหินหยาบ

เนื่องจากระยะเวลาของพายุไม่ได้ระบุไว้ ใช้ค่า  $N_w = 4000$

$S_d = 2.0$  สำหรับกรณีไม่มีความเสียหาย (Zero Damage)

จากสมการที่ (10.5) 
$$\xi_m = \frac{\tan \theta}{\sqrt{2\pi H_{1/3} / (g T_m^2)}} = \frac{0.5}{\sqrt{2\pi \cdot 2.3 / 9.81 / 5^2}} = 2.06$$

จากสมการที่ (10.6) 
$$\xi_c = (6.2 P_b^{0.31} \sqrt{\tan \theta})^{1/(P_b+0.5)} = (6.2(0.4)^{0.31} \sqrt{0.5})^{1/(0.4+0.5)} = 3.77$$

เนื่องจาก  $\xi_m \leq \xi_c$  สูตรสำหรับคลื่นแตกตัวแบบม้วนตัว (Plunging breaker) [สมการที่ (10.2)] ถูกนำมาใช้

$$D_a = \frac{H_{1/3}}{(S_a - 1) 6.2 P_b^{0.18} \left( \frac{S_d}{\sqrt{N_w}} \right)^{0.2} \xi_m^{-0.5}} = \frac{2.3}{\left( \frac{2600}{1025} - 1 \right) 6.2 (0.4)^{0.18} \left( \frac{2}{\sqrt{4000}} \right)^{0.2} (2.06)^{-0.5}} = 0.82 \text{ m}$$

วิศวกรรมชายฝั่งทะเลเบื้องต้น

เนื่องจาก  $\xi_m \leq \xi_c$  สูตรสำหรับคลื่นแตกตัวแบบม้วนตัว (Plunging breaker) [สมการที่ (10.2)] ถูกนำมาใช้

$$D_a = \left( \frac{M_a}{\rho_a} \right)^{1/3} = \left( \frac{1500}{2600} \right)^{1/3} = 0.83 \text{ m}$$

มวลของหินเกราะ  $M_a = \rho_a D_a^3 = 2600(0.82)^3 = 1434 \text{ kg} \approx 1.5 \text{ tons}$

$$D_a = \left( \frac{M_a}{\rho_a} \right)^{1/3} = \left( \frac{1500}{2600} \right)^{1/3} = 0.83 \text{ m}$$

$$D_{15a} = 1.1D_a = 0.91 \text{ m}$$

ข. ชั้นกรอง (Filter layer)

จากสมการที่ (10.10), มวลเชิงตัวเลข  $M_f \geq \frac{M_a}{10} = \frac{1500}{10} = 150 \text{ kg}$

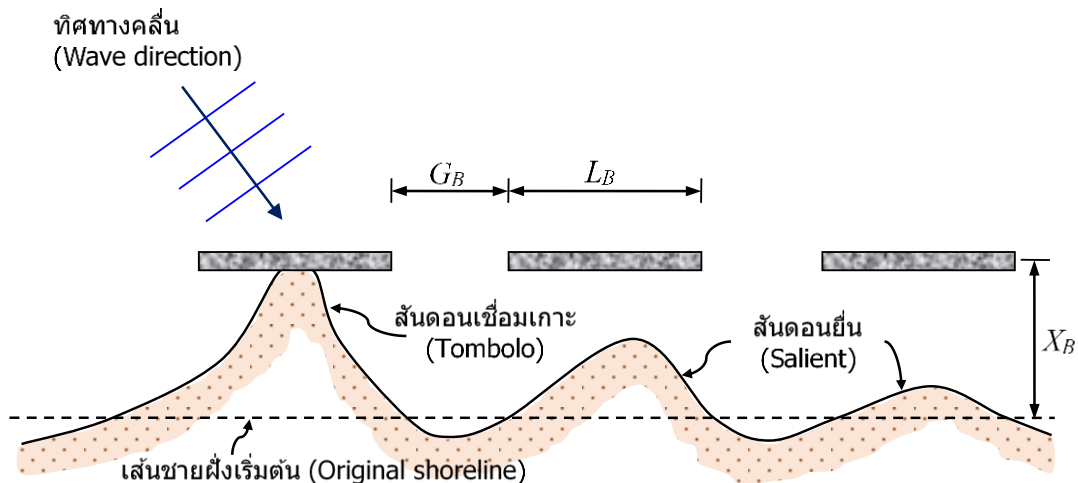
ขนาดของหิน  $D_f \geq \left( \frac{M_f}{\rho_f} \right)^{1/3} = \left( \frac{150}{2600} \right)^{1/3} = 0.39 \text{ m}$

จากสมการที่ (10.13),  $D_{85f} > \frac{D_{15a}}{5} = \frac{0.91}{5} = 0.18 \text{ m}$  (เพื่อป้องกันการเคลื่อนย้ายของหิน)

### 10.2.9 ผลกระทบของเขื่อนกันคลื่นไม่ติดแนวชายฝั่ง

#### (Effect of Detached Breakwaters on Shoreline)

เขื่อนกันคลื่นไม่ติดฝั่ง (Detached breakwaters) ถูกนำมาใช้เพื่อลดปริมาณพลังงานคลื่นที่เข้าถึงชายหาด การลดการกระทำของคลื่นส่งเสริมการสะสมตัวของตะกอนด้านหลังเขื่อนกันคลื่น (ดังภาพที่ 10.11) หากออกแบบอย่างถูกต้อง โครงสร้างกันคลื่นจะช่วยให้การเคลื่อนย้ายตะกอนตามแนวชายฝั่งยังคงเกิดขึ้นได้ ซึ่งจะช่วยลดผลกระทบทางลบต่อชายหาดบริเวณด้านท้ายน้ำ (Downdrift)



ภาพที่ 10.11 การตอบสนองของชายหาดต่อเขื่อนกันคลื่น

สูตรเชิงประสพการณ์ถูกนำมาใช้เป็นเทคนิคที่รวดเร็วในการประเมินการตอบสนองของชายหาดต่อเขื่อนกันคลื่นอย่างมีคุณภาพ ตัวอย่างของสูตรเชิงประสพการณ์ที่ใช้ในการพยากรณ์การตอบสนองของแนวชายฝั่งและการกัดเซาะบริเวณช่องว่างระหว่างโครงสร้างกันอธิบายไว้ดังต่อไปนี้

ก) Ahrens and Cox (1990) ได้พัฒนาสูตรเชิงประสพการณ์สำหรับดัชนีการตอบสนองของชายหาด ( $I_s$ ) โดยอิงจากข้อมูลจากโครงการเขื่อนกันคลื่นนอกชายฝั่ง 7 แห่ง ซึ่งได้นำเสนอในงานวิจัยของ Pope and Dean (1986) การจัดประเภทการตอบสนองของชายหาดแสดงในตารางที่ 10.3 ดัชนีการตอบสนองของชายหาด ( $I_s$ ) นิยามดังนี้

$$I_s = \exp\left(1.72 - 0.41 \frac{L_B}{X_B}\right) \quad (10.31)$$

โดยที่  $L_B$  คือ ความยาวของเขื่อนกันคลื่น และ  $X_B$  คือ ระยะจากเขื่อนกันคลื่นไปยังแนวชายฝั่ง

**ตารางที่ 10.3** การจำแนกประเภทการตอบสนองของชายหาด

ดัชนีการตอบสนองของชายหาด	การจำแนกประเภท
1	สันดอนเชื่อมเกาะถาวร (Permanent Tombolos)
2	สันดอนเชื่อมเกาะเป็นช่วง (Periodic Tombolos)
3	สันดอนยื่นเต็มตัว (Well-developed Salients)
4	สันดอนยื่นเล็กน้อย (Subdued Salients)
5	ไม่มีการโค้งงอ (No sinuosity)

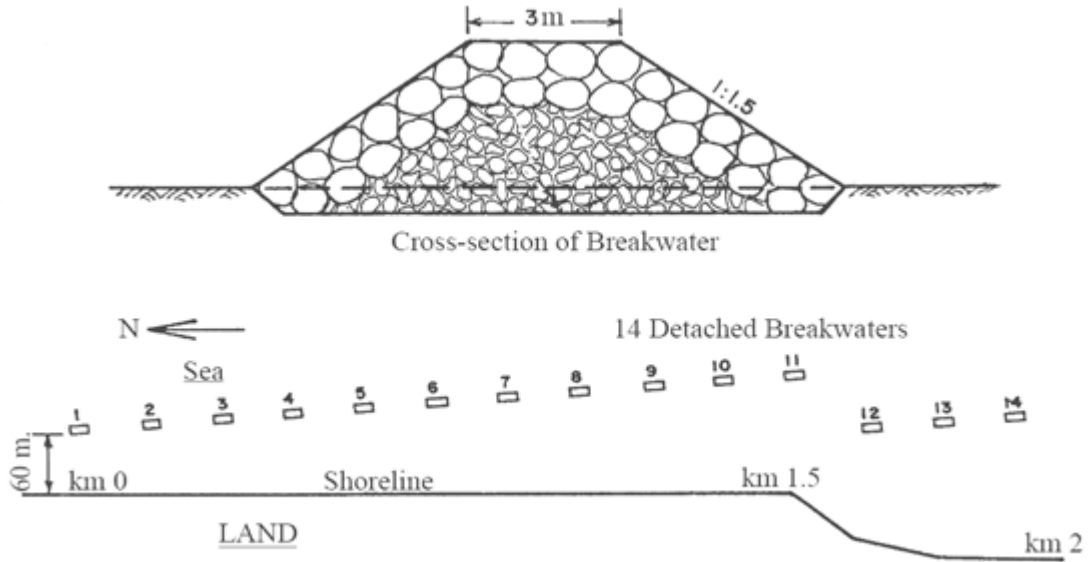
ข) Seiji et al. (1987) ได้เสนอแนวทางดังต่อไปนี้ในการพยากรณ์การกัดเซาะบริเวณช่องว่างระหว่างเขื่อนกันคลื่น โดยอิงจากโครงการเขื่อนกันคลื่น 1500 แห่งในประเทศญี่ปุ่น การจัดประเภทการกัดเซาะบริเวณช่องว่างแสดงในตารางที่ 10.4

**ตารางที่ 10.4** ประเภทของการกัดเซาะบริเวณช่องว่าง

เกณฑ์	การจำแนกประเภท
$\frac{G_B}{X_B} < 0.8$	ไม่มีการกัดเซาะบริเวณช่องว่าง
$0.8 \leq \frac{G_B}{X_B} \leq 1.3$	อาจเกิดการกัดเซาะบริเวณช่องว่าง
$\frac{G_B}{X_B} > 1.3$	เกิดการกัดเซาะบริเวณช่องว่างอย่างแน่นอน

โดยที่  $G_B$  คือ ระยะห่างระหว่างเขื่อนกันคลื่น

ตัวอย่างที่ 10.3 พยากรณ์การตอบสนองของชายหาดต่อเขื่อนกันคลื่นบริเวณบ้านบางแก้ว จังหวัดเพชรบุรี ประเทศไทย โดยเขื่อนกันคลื่นมีความยาว ( $L_B$ ) เท่ากับ 30 m ระยะห่างจากเขื่อนกันคลื่นถึงแนวชายฝั่ง ( $X_B$ ) อยู่ในช่วง 60 ถึง 130 เมตร และระยะห่าง ( $G_B$ ) เท่ากับ 120 m



ภาพที่ E10.3 เขื่อนกันคลื่นที่บ้านบางแก้ว จังหวัดเพชรบุรี ประเทศไทย

### วิธีทำ

Ahrens and Cox (1990)

$$L_B / X_B = 0.23 - 0.50$$

จากสมการที่ (10.31)

$$I_s = 4.55 - 5.08$$

จากตารางที่ 10.3 การตอบสนองของแนวชายฝั่งต่อเขื่อนกันคลื่นแสดงว่าไม่มีการเกิดความคดเคี้ยวของแนวชายฝั่ง (No sinuosity)

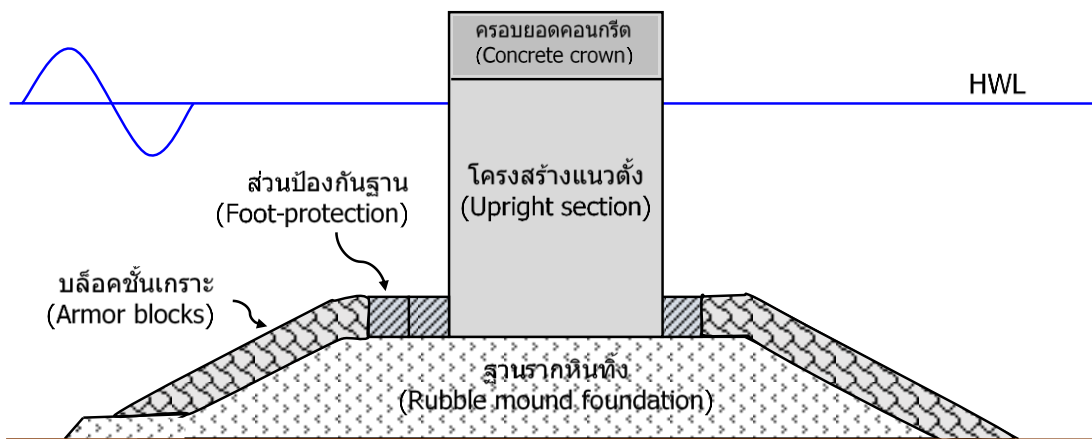
Seiji et al. (1987)

$$G_B / X_B = 0.92 - 2.0$$

จากตารางที่ 10.4 การกัดเซาะในช่องว่างอาจอยู่ในช่วงตั้งแต่การกัดเซาะที่อาจเกิดขึ้นจนถึงการกัดเซาะที่แน่นอนบริเวณช่องว่าง

### 10.3. เชือกั้นคลื่นแบบแนวตั้ง (Vertical Breakwaters)

เชือกั้นคลื่นแบบแนวตั้ง (Vertical breakwaters) เป็นโครงสร้างแนวตั้งที่สร้างขึ้นบนฐานหินทิ้ง (ดังภาพที่ 10.12) พื้นผิวที่สัมผัสโดยตรงกับคลื่นมีลักษณะแนวตั้งหรือเอียงเล็กน้อย ถูกออกแบบมาเพื่อสะท้อนคลื่นที่กระทบโดยไม่ทำให้พลังงานของคลื่นลดลงมากนัก หากฐานมีความแข็งแรงไม่เพียงพอ โครงสร้างจะถูกสร้างขึ้นบนฐานรากแบบเขื่อนหินทิ้ง



ภาพที่ 10.12 หน้าตัดทั่วไปของเชือกั้นคลื่นแนวตั้ง

คุณสมบัติของเชือกั้นคลื่นแนวตั้งมีดังนี้

- ก) เหมาะสมสำหรับระดับความลึกที่เพียงพอซึ่งไม่เกิดปัญหาคลื่นแตกตัว
- ข) ในประเทศญี่ปุ่น เชือกั้นคลื่นแนวตั้งถูกสร้างขึ้นเพื่อทนทานต่อการกระทำของคลื่นแตกตัว โดยเฉพาะ เนื่องจากเป็นเรื่องยากที่จะหาหินขนาดใหญ่ในปริมาณที่เพียงพอ
- ค) การสะท้อนพลังงานและการกัดเซาะบริเวณฐานของโครงสร้างเป็นปัจจัยสำคัญที่ต้องพิจารณาสำหรับโครงสร้างแนวตั้งทุกประเภท
- ง) มีความซับซ้อนในกระบวนการก่อสร้าง

เชือกั้นคลื่นแนวตั้งประกอบด้วย 2 ส่วนหลัก คือ ผนังแนวตั้ง (ส่วนที่ตั้งตรง) และฐานหินทิ้ง ส่วนโครงสร้างแนวตั้งมักประกอบด้วยโครงสร้างแบบเคซอง (Caisson) ซึ่งโดยทั่วไปไม่ได้เป็นโครงสร้างที่เป็นของแข็ง แต่ประกอบด้วยผนังและแผ่นกั้นภายในเพื่อเพิ่มความแข็งแรง และเติมด้วยทรายหรือ

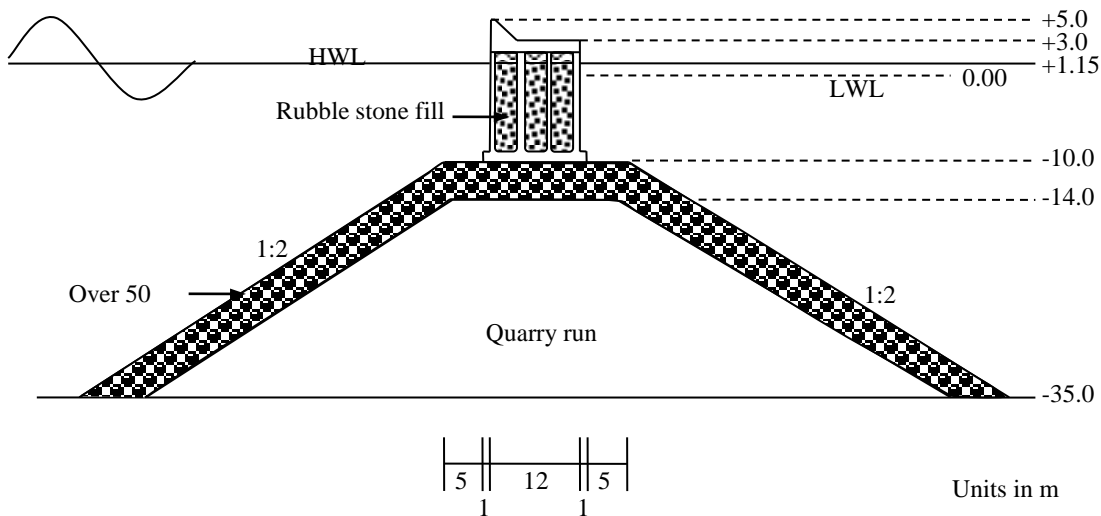
วิศวกรรมชายฝั่งทะเลเบื้องต้น

กรวดเพื่อเพิ่มน้ำหนัก โดยโครงสร้างดังกล่าวจะวางอยู่บนพื้นทะเลหรือบนชั้นฐานที่เป็นเชือกหินทิ้ง ส่วนโครงสร้างแนวตั้งนี้อาศัยน้ำหนักของตัวเองในการต้านทานแรงกระทำจากคลื่น โดยมักถูกออกแบบให้ลอยจากอู่แห้งไปยังสถานที่ก่อสร้าง และจมลงบนฐานรากเมื่อถึงตำแหน่งที่กำหนด

ฐานที่เป็นเชือกหินทิ้งถูกนำมาใช้เพื่อกระจายแรงน้ำหนักของโครงสร้างเคของไปยังพื้นที่ที่กว้างขึ้น และเพื่อลดการทรุดตัวของโครงสร้าง ดังนั้น ฐานหินทิ้งนี้จึงช่วยให้สามารถก่อสร้างได้บนดินที่มีความแข็งแรงน้อย โดยทั่วไป การเตรียมชั้นฐานจะทำโดยการวางชั้นหินทิ้งซ้อนกันจนกระทั่งได้แรงรับน้ำหนักที่เพียงพอสำหรับโครงสร้างทั้งหมด ตัวอย่างของเชือกกันคลื่นแนวตั้งในประเทศญี่ปุ่นแสดงดังภาพที่ 10.13

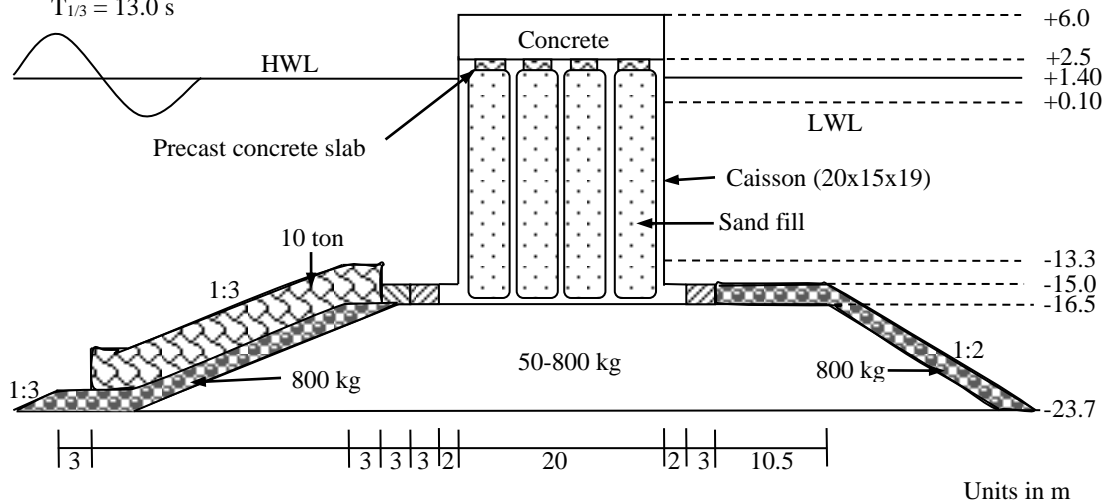
Ofunato Port: Tsunami Breakwater

Tsunami:  $H = 6\text{ m}$ ,  $T = 15\text{-}40\text{ min}$   
 Wind wave:  $H_{1/3} = 4\text{ m}$ ,  $T_{1/3} = 9\text{ s}$



Onahama Port: Offshore Breakwater

$H_{1/3} = 7.4\text{ m}$   
 $T_{1/3} = 13.0\text{ s}$



ภาพที่ 10.13 ตัวอย่างของเชือกกันคลื่นแนวตั้งในประเทศญี่ปุ่น (ปรับจาก Goda, 2000)

### 10.3.1 รูปแบบความเสียหายของโครงสร้าง (Modes of Failure)

มีรูปแบบความเสียหายหลัก 4 รูปแบบที่เกิดจากแรงกระทำของคลื่น (ดังภาพที่ 10.14)

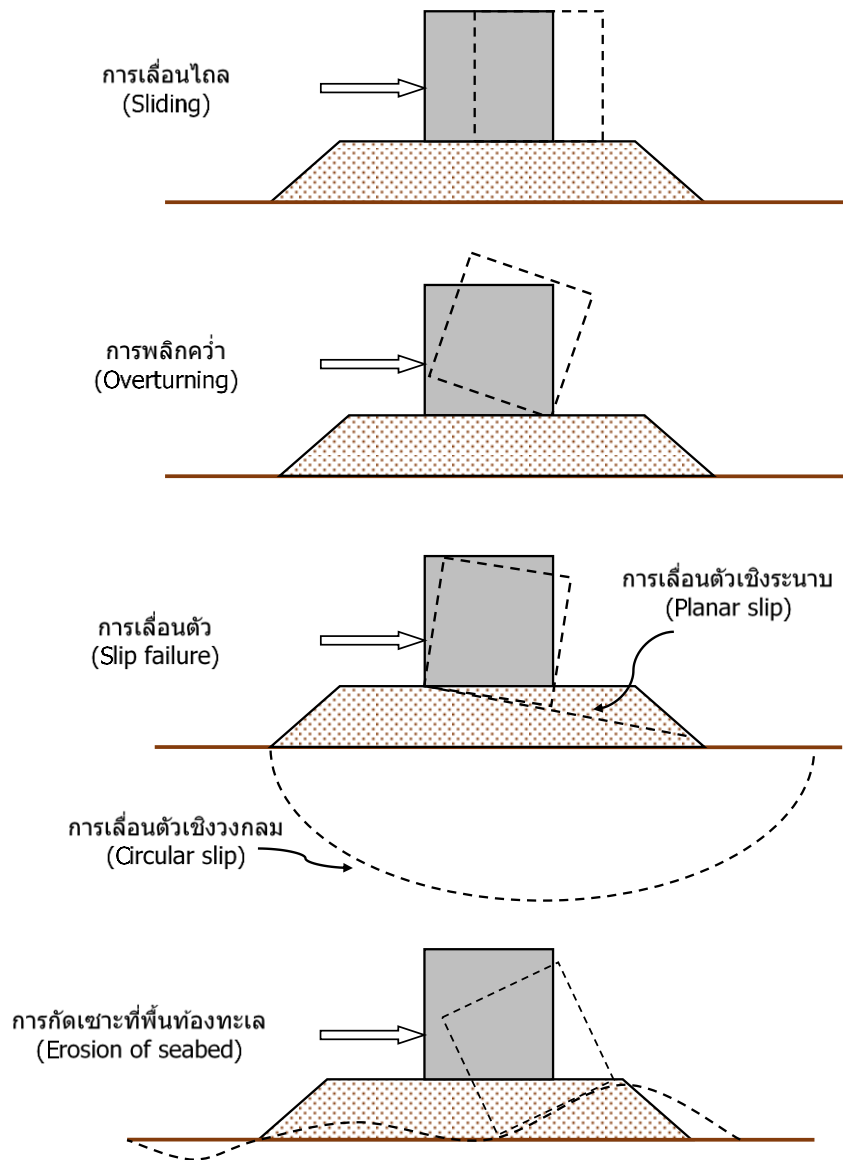
ก) ความเสียหายจากการเลื่อนไถล (Sliding failure): การเลื่อนไถลจะเกิดขึ้นเมื่อแรงเสียดทานระหว่างฐานของโครงสร้างกับพื้นฐานไม่เพียงพอที่จะต้านทานแรงกระทำของคลื่น

ข) ความเสียหายจากการพลิกคว่ำ (Overturning failure): ความเสียหายเกิดขึ้นเมื่อโมเมนต์จากการพลิกคว่ำที่เกิดจากแรงกระทำของคลื่นมีค่ามากกว่าโมเมนต์ต้านทานซึ่งเกิดจากน้ำหนักสุทธิของโครงสร้าง

ค) ความเสียหายจากการเลื่อนตัว (Slip failure): เสถียรภาพโดยรวมของชั้นหินซึ่งกำหนดโดยการวิเคราะห์เสถียรภาพ หากมีผิวการเลื่อนในโครงสร้างหรือฐานราก ความเสียหายจากการเลื่อนตัวจะเกิดขึ้น

ง) ความเสียหายจากการกัดเซาะของพื้นทะเล (Seabed erosion failure): การกระทำของคลื่นอาจทำให้เกิดการกัดเซาะชั้นดินใต้พื้นผิวและการกัดเซาะบริเวณปลายฐาน (Toe scour) การกัดเซาะที่ปลายฐานอาจทำให้ชั้นเกราะ (Armor layer) เลื่อนไถล ในขณะที่การกัดเซาะชั้นดินใต้พื้นผิวทำให้เชื่อมกันคลื่นทรุดตัว

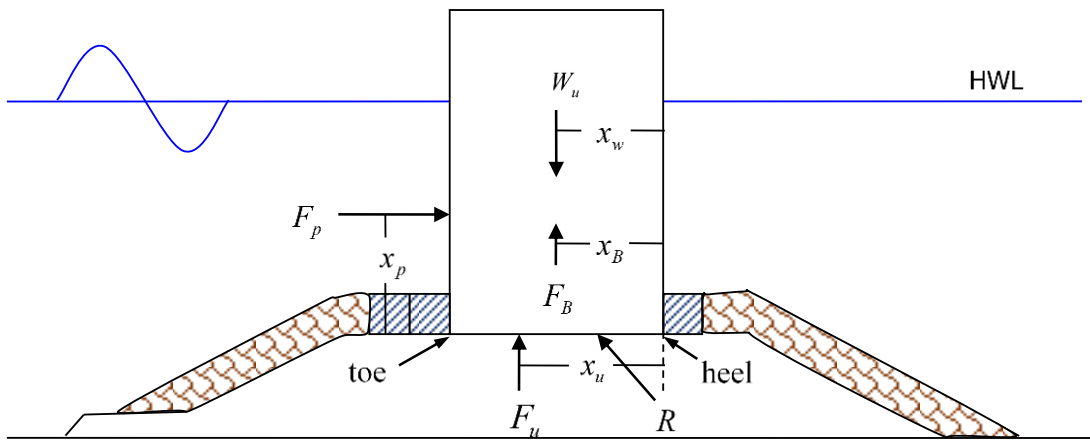
โครงสร้างกันคลื่นแนวตั้งต้องได้รับการออกแบบเพื่อป้องกันความเสียหายทั้ง 4 รูปแบบนี้



ภาพที่ 10.14 รูปแบบความเสียหายหลักของเขื่อนกันคลื่นแนวตั้ง

### 10.3.2 แรงที่กระทำต่อส่วนโครงสร้างแนวตั้ง (Forces on Upright Section)

โครงสร้างแนวตั้ง (Upright section) ต้องสามารถต้านทานแรงต่าง ๆ ที่กระทำต่อมันได้ แรงที่สำคัญประกอบด้วยน้ำหนักของส่วนโครงสร้างแนวตั้ง ( $W_u$ ), แรงลอยตัว ( $F_B$ ), แรงดัน ( $F_p$ ) และแรงยกตัว ( $U$ ) แรงเหล่านี้มีแนวโน้มที่จะทำให้โครงสร้างเลื่อนไถลและพลิกคว่ำบริเวณฐานด้านหลังของโครงสร้าง ดังภาพที่ 10.15 แสดงแผนภาพวัตถุอิสระของแรงที่กระทำต่อส่วนโครงสร้างแนวตั้ง



ภาพที่ 10.15 แผนภาพวัตถุอิสระของแรง (Free-body diagram) ที่กระทำต่อส่วนโครงสร้างแนวตั้ง

น้ำหนักของส่วนโครงสร้างแนวตั้ง ( $W_u$ ) คำนวณได้จากผลคูณของมวลโครงสร้างแนวตั้ง ( $m_{us}$ ) และความเร่งเนื่องจากแรงโน้มถ่วง ( $g$ ) หรือคำนวณจากผลคูณของน้ำหนักจำเพาะของวัสดุ ( $\gamma_{us}$ ) และปริมาตรของโครงสร้างแนวตั้ง ( $V_{us}$ )

$$W_u = m_{us}g = \gamma_{us}V_{us} \quad (10.32)$$

แนวแรงของ  $W_u$  ผ่านจุดศูนย์กลางถ่วงของโครงสร้างแนวตั้ง และโมเมนต์ของแรงรอบฐานด้านหลังของโครงสร้างมีค่าเป็น  $x_w$

แรงลอยตัว ( $F_B$ ) กำหนดตามเงื่อนไขทางอุทกสถิต (Hydrostatic condition) โดยคำนวณเป็นผลคูณของน้ำหนักจำเพาะของน้ำ ( $\gamma_w$ ) และปริมาตรน้ำที่แทนที่ได้ของส่วนโครงสร้างแนวตั้ง ( $V_d$ )

$$F_B = \gamma_w V_d \quad (10.33)$$

แนวแรงของ  $F_B$  ผ่านจุดเซนทรอยด์ของปริมาตรที่แทนที่ และโมเมนต์ของแรงรอบฐานด้านหลังของโครงสร้างมีค่าเป็น  $x_u$

แรงยกตัว ( $F_u$ ) สามารถคำนวณได้จากปริมาตรของการกระจายแรงดันยกตัว บริเวณฐานของโครงสร้างแนวตั้ง ( $V_{up}$ )

$$F_u = V_{up} \quad (10.34)$$

แนวแรงของ  $F_u$  ผ่านจุดเซนทรอยด์ของปริมาตรของแรงยกตัว และโมเมนต์ของแรงรอบฐานด้านหลังของโครงสร้างมีค่าเป็น  $x_u$

แรงดัน ( $F_p$ ) สามารถคำนวณจากปริมาตรของการกระจายแรงดันคลื่นบนพื้นผิวของโครงสร้างแนวตั้ง ( $\nabla_p$ )

$$F_p = \nabla_p \quad (10.35)$$

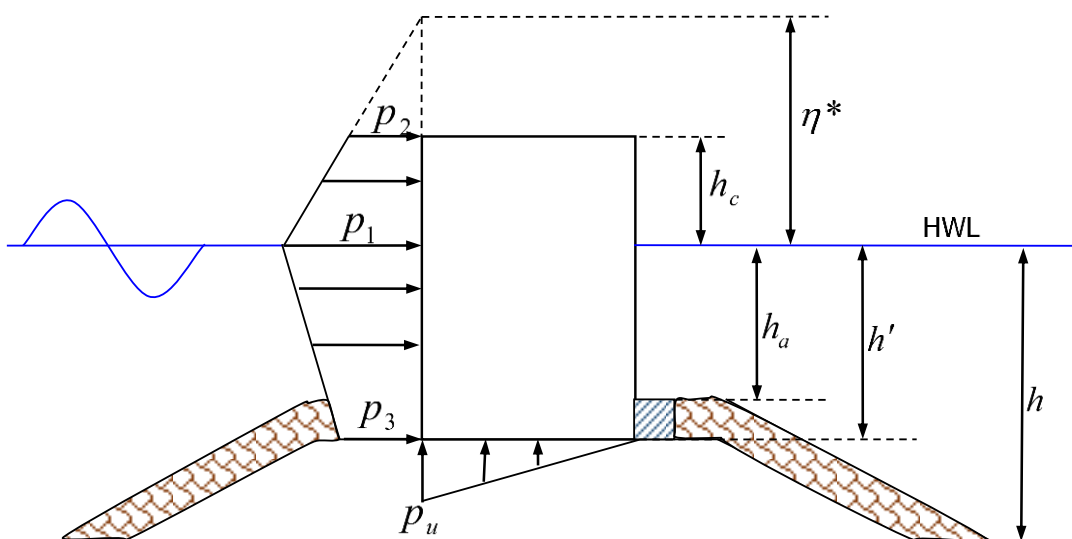
แนวแรงของ  $F_p$  ผ่านจุดเซนทรอยด์ของปริมาตรการกระจายแรงดัน และโมเมนต์ของแรงรอบฐานด้านหลังของโครงสร้างมีค่าเป็น  $x_p$

แรงเหล่านี้จะถ่ายโอนลงไปยังฐานหินทั้ง ซึ่งจะมีแรงปฏิกิริยาที่เกิดขึ้นในทิศทางตรงกันข้ามและมีขนาดเท่ากัน (Foundation reaction,  $R$ ) เพื่อรับแรงจากโครงสร้างตั้งตรง แรงปฏิกิริยาในแนวตั้ง ( $R_y$ ) และโมเมนต์ของแรง ( $x_R$ ) คำนวณได้จาก

$$R_y = W_u - F_B - F_u \quad (10.36)$$

$$x_R = \frac{\sum M}{R_y} = \frac{W_u x_w - F_B x_B - F_u x_u - F_p x_p}{R_y} \quad (10.37)$$

สมการที่ได้รับการใช้งานอย่างแพร่หลายสำหรับการคำนวณแรงดันคลื่นบนโครงสร้างตั้งตรง คือสมการของ Goda (1974) โดยอิงจากการทดสอบในแบบจำลอง Goda (1974) เสนอการกระจายแรงดันคลื่นบนโครงสร้างแนวตั้งที่แสดงดังภาพที่ 10.16 การออกแบบอิงจาก  $H_{max}$  และ  $T_{1/3}$  หากโครงสร้างแนวตั้งตั้งอยู่นอกเขตคลื่นแตกตัว (ในเขตนอกชายฝั่ง)  $H_{max}$  จะประมาณ ณ ตำแหน่งหน้าของโครงสร้าง แต่หากโครงสร้างแนวตั้งตั้งอยู่ในเขตคลื่นแตกตัว  $H_{max}$  จะประมาณที่ระยะ  $5H_{1/3}$  ของโครงสร้างด้านทะเลดังต่อไปนี้



ภาพที่ 10.16 การกระจายแรงดันคลื่นบนส่วนแนวตั้ง (ดัดแปลงจาก Goda, 1974)

ตัวแปรที่จำเป็นสำหรับการคำนวณแรงดันคลื่นบนโครงสร้างแนวตั้งได้อธิบายไว้ด้านล่างนี้

ก) ความลึกพื้นฐาน

$h$  คือ ความลึกของน้ำด้านหน้าเขื่อนกันคลื่น

$h_a$  คือ ความลึกเหนือชั้นเกราะ

$h'$  คือ ระยะจากระดับน้ำถึงฐานของโครงสร้างแนวตั้ง

$h_c$  คือ ระยะจากสันเขื่อนกันคลื่นถึงระดับน้ำสูง

$h_b$  คือ ความลึกของน้ำ ณ ตำแหน่งที่อยู่ห่างจากเขื่อนคลื่นออกไปทางทะเลเป็นระยะ  $5H_{1/3}$

$\eta^*$  คือ ระดับสูงสุดของแรงดันคลื่น ซึ่งคำนวณได้จาก

$$\eta^* = 0.75(1 + \cos \alpha)H_{\max} \quad (10.38)$$

โดยที่  $\alpha$  คือ มุมคลื่นหลักเมื่อเทียบกับเส้นตั้งฉากของเขื่อนกันคลื่น

ข) เทอมของแรงดัน

$$p_1 = 0.5(1 + \cos \alpha)(\alpha_1 + \alpha_2 \cos^2 \alpha)\rho g H_{\max} \quad (10.39)$$

$$p_2 = \begin{cases} \frac{p_1(\eta^* - h_c)}{\eta^*} & \text{if } \eta^* > h_c \\ 0 & \text{if } \eta^* \leq h_c \end{cases} \quad (10.40)$$

$$p_3 = \alpha_3 p_1 \quad (10.41)$$

$$p_u = 0.5(1 + \cos \alpha)\alpha_1 \alpha_3 \rho g H_{\max} \quad (10.42)$$

โดยที่

$$\alpha_1 = 0.6 + 0.5 \left[ \frac{2kh}{\sinh(2kh)} \right]^2 \quad (10.43)$$

$$\alpha_2 = \min \left\{ \frac{h_b - h_a}{3h_b} \left( \frac{H_{\max}}{h_a} \right)^2, \frac{2h_a}{H_{\max}} \right\} \quad (10.44)$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h'}{h} \left[ 1 - \frac{1}{\cosh(kh)} \right] \quad (10.45)$$

### 10.3.3 การออกแบบส่วนโครงสร้างแนวตั้ง (Design of Upright Section)

โครงสร้างแนวตั้งถูกออกแบบให้มีน้ำหนักของโครงสร้างเพียงพอที่จะต้านทานการเลื่อนไถลและการพลิกคว่ำจากแรงที่กระทำ และให้ความมั่นคงในโครงสร้างตั้งตรงและฐานไม่เกินขีดจำกัดที่ยอมรับได้ โครงสร้างแนวตั้งจะต้องถูกออกแบบให้มีเสถียรภาพ (ปลอดภัยจากการเลื่อนไถลและการพลิกคว่ำ) และต้องปลอดภัยจากความเสียหายของโครงสร้างและฐานราก การวิเคราะห์ประกอบด้วย 2 ขั้นตอนหลัก ได้แก่ การวิเคราะห์เสถียรภาพ (Stability analysis) และการวิเคราะห์โครงสร้าง (Structure analysis)

#### ก) การวิเคราะห์เสถียรภาพ (Stability Analysis)

ส่วนโครงสร้างแนวตั้งอาจความเสียหายเนื่องจากการเลื่อนไถลตามแนวระนาบหรือการหมุนรอบหลังฐาน การวิเคราะห์เสถียรภาพดำเนินการเพื่อตรวจสอบการเลื่อนไถลและการพลิกคว่ำของส่วนโครงสร้างแนวตั้งผ่านค่าปัจจัยความปลอดภัยต่อการเลื่อนไถลและการพลิกคว่ำ ปัจจัยความปลอดภัยต่อการเลื่อนไถลกำหนดเป็นอัตราส่วนของแรงเสียดทานต่อแรงสุทธิที่ทำให้เกิดการเลื่อนไถล ในขณะที่ปัจจัยความปลอดภัยต่อการพลิกคว่ำกำหนดเป็นอัตราส่วนของโมเมนต์ที่ต้านการพลิกคว่ำกับโมเมนต์ที่ทำให้เกิดการพลิกคว่ำ Goda (2000) แนะนำให้คำนวณปัจจัยความปลอดภัยจากสมการต่อไปนี้

$$FS_s = \frac{\mu_s (W_u - F_B - F_u)}{F_p} \quad (10.46)$$

$$FS_o = \frac{W_u x_w - F_B x_B - F_u x_u}{F_p x_p} \quad (10.47)$$

โดยที่  $FS_s$  คือ ปัจจัยความปลอดภัยต่อการเลื่อนไถล,  $FS_o$  คือ ปัจจัยความปลอดภัยต่อการพลิกคว่ำ และ  $\mu_s$  คือ สัมประสิทธิ์แรงเสียดทาน ( $\approx 0.6$  สำหรับคอนกรีตและก้อนหินขนาดใหญ่) สำหรับการออกแบบในทางปฏิบัติในประเทศญี่ปุ่น  $FS_s$  และ  $FS_o$  ต้องไม่น้อยกว่า 1.2

#### ข) การวิเคราะห์โครงสร้าง (Structure Analysis)

การวิเคราะห์โครงสร้างดำเนินการเพื่อตรวจสอบความเสียหายของส่วนโครงสร้างแนวตั้งและฐานรากของหินทิ้ง โดยพิจารณาความเค้นสูงสุดในส่วนโครงสร้างแนวตั้งและในฐานหินทิ้ง สมมติให้คอนกรีตมีคุณสมบัติความยืดหยุ่นสมบูรณ์แบบ (การกระจายตัวของความเค้นเป็นเชิงเส้น) ความเค้นปกติในคอนกรีตเป็นผลรวมของความเค้นที่เกิดจากแรงกระทำในแนวแกนกลางและความเค้นที่เกิดจากโมเมนต์ดัด ซึ่งเกิดจากความเอียงศูนย์ของแรงกระทำ จากกลศาสตร์ของวัสดุ ความเค้นปกติที่เกิดจากแรงเอียงศูนย์สามารถคำนวณได้จากสมการดังนี้

$$\sigma = \frac{R_y}{A} \pm \frac{Mc}{I} \quad (10.48)$$

วิศวกรรมชายฝั่งทะเลเบื้องต้น

โดยที่  $\sigma$  คือ ความเค้นในส่วนโครงสร้างแนวตั้ง,  $R_y$  คือ แรงที่กระทำในแนวตั้ง,  $A$  คือ พื้นที่ฐานของส่วนโครงสร้างแนวตั้ง,  $M$  คือ โมเมนต์ของ  $R_y$  รอบแกนจุดศูนย์กลางที่เป็นกลาง (Center of the section),  $c$  คือ ระยะทางที่วัดจากแกนศูนย์กลาง และ  $I$  คือ โมเมนต์ความเฉื่อยของพื้นที่  $A$  รอบแกนศูนย์กลาง

จากสมการที่ (10.48) ความเค้นสูงสุดจะเกิดขึ้นที่ขอบด้านนอกของส่วนโครงสร้าง (บริเวณฐานหรือหลังฐาน) ความเค้นที่ขอบด้านนอก (บริเวณฐานหรือหลังฐาน) ของส่วนโครงสร้างสามารถคำนวณได้จาก (10.49)

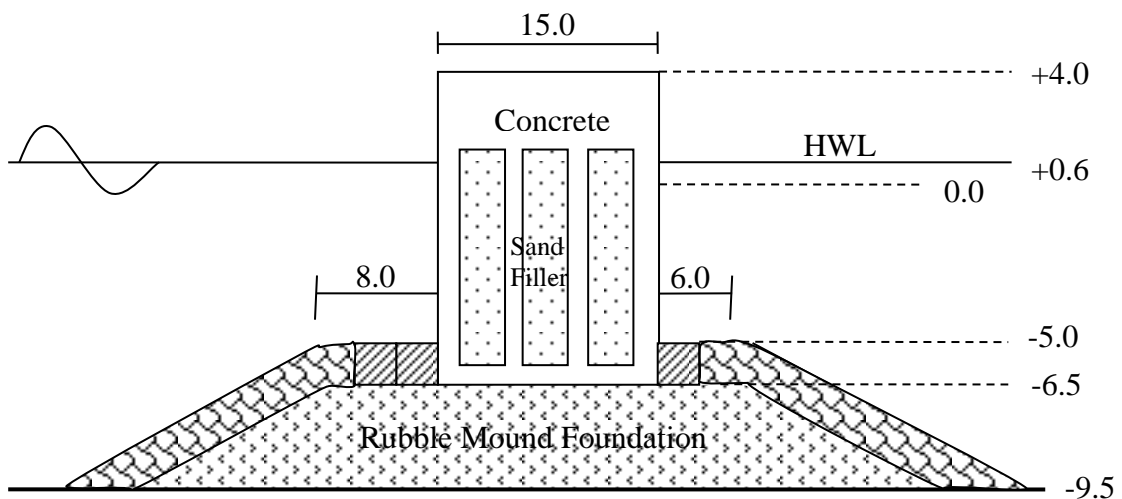
$$\sigma = \frac{R_y}{b} \pm \frac{R_y(x_R - b/2)b/2}{b^3/12} \quad (10.49)$$

โดยที่  $b$  คือ ความกว้างของฐานของส่วนโครงสร้างแนวตั้ง, เครื่องหมาย “+” คือ ความเค้นที่ปลายฐาน และ เครื่องหมาย “-” คือ ความเค้นที่หลังฐาน และ  $x_R$  คือ ระยะโมเมนต์รอบแกนศูนย์กลาง  $R_y$

สมมติว่าความเค้นปกติในคอนกรีตที่ฐานของส่วนโครงสร้างแนวตั้งถ่ายโอนไปยังฐานหินทิ้ง โดยทั่วไปค่าความเค้นที่ยอมรับได้ที่ใช้ในการออกแบบโครงสร้างคอนกรีต คือ ประมาณ 4000 kN/m<sup>2</sup> สำหรับแรงอัด (และ 0 kN/m<sup>2</sup> สำหรับแรงดึง) ในขณะที่ค่าความเค้นอัดที่ยอมรับได้ของฐานหินทิ้ง คือ ประมาณ 400 - 500 kN/m<sup>2</sup> ความเค้นสูงสุดในส่วนโครงสร้างแนวตั้งและฐานหินทิ้งต้องน้อยกว่าค่าความเค้นที่ยอมรับได้ ( $\sigma_{allow}$ ) ของส่วนโครงสร้างแนวตั้งและของฐานหินทิ้ง เนื่องจากค่าความเค้นอัดที่ยอมรับได้ของฐานหินทิ้งน้อยกว่าของส่วนโครงสร้างแนวตั้ง ฐานหินทิ้งจะเสียหายก่อนส่วนโครงสร้างแนวตั้ง

**ตัวอย่างที่ 10.4** การวิเคราะห์ส่วนโครงสร้างแนวตั้งของเขื่อนกันคลื่น โดยใช้ข้อมูลดังต่อไปนี้

- ก. เขื่อนกันคลื่นตั้งอยู่ในเขตคลื่นแตก
- ข. ณ ตำแหน่งเขื่อนกันคลื่น  $H_{1/3} = 5.8$  m,  $T_{1/3} = 11.4$  s และ  $\alpha = 0^\circ$
- ค. ที่ระยะห่าง 29 m ( $5H_{1/3}$ ) จากตำแหน่งเขื่อนกันคลื่นไปทางทะเล  $h_b = 10.4$  m, และ  $H_{\max} = 8.0$  m
- ง. ระดับน้ำขึ้นน้ำลง = +0.6 m, ระดับพื้นทะเล = -9.5 m และความลาดชันของพื้นทะเล = 1/100
- จ. น้ำหนักของโครงสร้างต่อหน่วยความยาว = 340 ตัน
- ฉ. ค่าสัมประสิทธิ์แรงเสียดทานระหว่างคอนกรีตและหิน = 0.6
- ช. ความเค้นอัดที่ยอมรับได้ของฐานหินทิ้ง คือ 400 kPa
- ซ. ความหนาแน่นของน้ำทะเล ( $\rho_{sw}$ ) คือ 1030 kg/m<sup>3</sup>



**วิธีทำ**

ก) กำหนดตัวแปรพื้นฐาน

$$H_{\max} = 8.0 \text{ m}$$

$$h = 9.5 + 0.6 = 10.1 \text{ m}$$

$$h_a = 5 + 0.6 = 5.6 \text{ m}$$

$$h' = 6.5 + 0.6 = 7.1 \text{ m}$$

$$h_c = 4 - 0.6 = 3.4 \text{ m}$$

$$\eta^* = 0.75(1 + \cos 0)8 = 12.0 \text{ m}$$

วิศวกรรมชายฝั่งทะเลเบื้องต้น

จากความสัมพันธ์การแพร่กระจาย (Dispersion relation),

$$\sigma^2 = gk \tanh kh$$

$$\left(\frac{2\pi}{11.4}\right)^2 = 9.8k \tanh(k10.1)$$

โดยวิธีการทำซ้ำ (Iteration) จะได้  $k = 0.0585 \text{ m}^{-1}$

$$\alpha_1 = 0.6 + 0.5 \left[ \frac{2(0.0585)10.1}{\sinh(2(0.0585)10.1)} \right]^2 = 0.920$$

$$\alpha_2 = \min \left\{ \frac{10.4 - 5.6 \left( \frac{8}{5.6} \right)^2}{3(10.4)}, \frac{2(5.6)}{8} \right\} = \min \{0.314, 1.40\} = 0.314$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{7.1}{10.1} \left[ 1 - \frac{1}{\cosh[0.0585(10.1)]} \right] = 0.893$$

ข) เทอมของแรงดัน (Pressure Terms)

$$p_1 = 0.5(1 + \cos 0)(0.92 + 0.314 \cos^2 0)1.03(9.8)8 = 99.66 \text{ kPa}$$

เมื่อ  $\eta^* > h_c$

$$p_2 = \frac{99.66(12 - 3.4)}{12} = 71.43 \text{ kPa}$$

$$p_3 = 0.893(99.66) = 88.99 \text{ kPa}$$

$$p_u = 0.5(1 + \cos 0)0.92(0.893)1.03(9.8)8 = 66.35 \text{ kPa}$$

ค) กำหนดแรงต่อหน่วยความยาว (Forces per Unit Length)

$$F_1 = \frac{1}{2}(p_1 - p_2)h_c = \frac{1}{2}(99.66 - 71.43)3.4 = 48.01 \text{ kN}$$

$$x_1 = \frac{h_c}{3} + h' = \frac{3.4}{3} + 7.1 = 8.23 \text{ m}$$

$$F_2 = p_2 h_c = (71.43)3.4 = 242.85 \text{ kN}$$

$$x_2 = \frac{h_c}{2} + h' = \frac{3.4}{2} + 7.1 = 8.8 \text{ m}$$

$$F_3 = \frac{1}{2}(p_1 - p_3)h' = \frac{1}{2}(99.66 - 88.99)7.1 = 37.88 \text{ kN}$$

$$x_3 = \frac{2}{3}h' = \frac{2}{3}7.1 = 4.73 \text{ m}$$

$$F_4 = p_3h' = (88.99)7.1 = 631.85 \text{ kN}$$

$$x_4 = \frac{h'}{2} = \frac{7.1}{2} = 3.55 \text{ m}$$

$$F_u = \frac{1}{2}p_u b = \frac{1}{2}(66.35)15 = 497.66 \text{ kN}$$

$$x_u = \frac{2}{3}b = \frac{2}{3}15 = 10 \text{ m}$$

$$F_B = \gamma_s \nabla_d = 1.03(9.8)15(7.1) = 1075.01 \text{ kN}$$

$$x_B = 7.5 \text{ m}$$

$$W_u = mg = 340(9.8) = 3332 \text{ kN}$$

$$x_w = 7.5 \text{ m}$$

ง) การวิเคราะห์เสถียรภาพ (Stability Analysis)

$$FS_s = \frac{0.6(3332 - 1075.01 - 497.66)}{48.01 + 242.85 + 37.88 + 631.85} = 1.10 \quad \text{ไม่ปลอดภัย}$$

$$FS_o = \frac{11950.86}{4954.72} = 2.41 \quad \text{ปลอดภัย}$$

จ) การวิเคราะห์โครงสร้าง (Structure Analysis)

$$R_y = W_u - F_B - F_u = 3332 - 1075.01 - 497.66 = 1759.33 \text{ kN}$$

$$x_R = \frac{\sum M}{R_y} = \frac{11950.86 - 4954.72}{1759.33} = 3.98 \text{ m}$$

$$\sigma = \frac{1759.33}{15} \pm \frac{1759.33(3.98 - 7.5)7.5}{15^3/12}$$

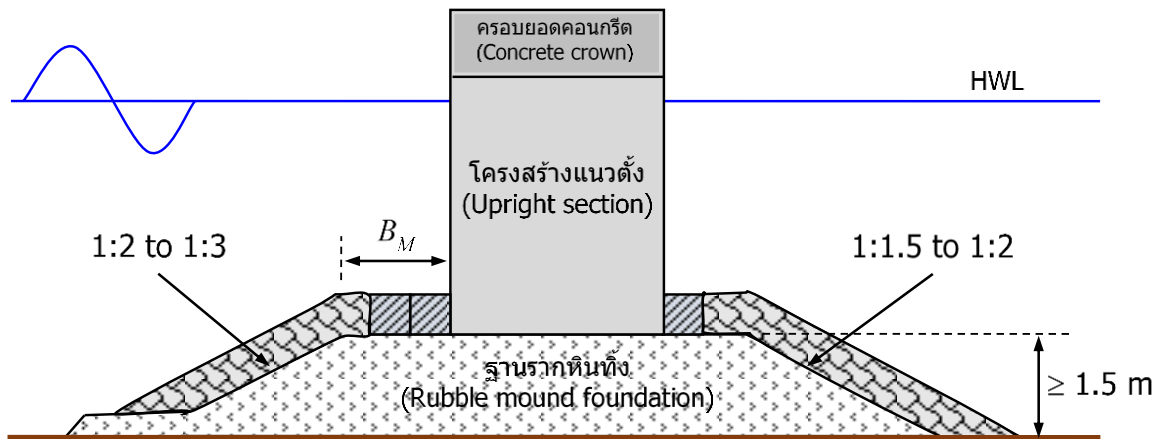
$$\sigma_t = 117.29 + (-165.3) = -48.01 \text{ kPa} \quad \text{ไม่ปลอดภัยต่อโครงสร้างคอนกรีต (ปลอดภัยสำหรับ RC)}$$

$$\sigma_h = 117.29 - (-165.3) = 282.59 \text{ kPa} \quad \text{ปลอดภัย}$$

ควรปรับปรุงโครงสร้างเพื่อป้องกันการเลื่อนไถล (Sliding)

### 10.3.4 ขนาดของฐานหินทิ้ง (Dimensions of Rubble Mound Foundation)

หน้าที่ของฐานหินทิ้ง (Rubble mound foundation) คือ การกระจายแรงกดในแนวตั้ง (ตามมุมแรงเสียดทาน) จากส่วนโครงสร้างแนวตั้งไปยังพื้นที่กว้างของพื้นทะเล การออกแบบฐานรากหินทิ้งมีความคล้ายคลึงกับการออกแบบเขื่อนกันคลื่นแบบหินทิ้ง



ภาพที่ 10.17 มิติของโครงสร้างเขื่อนหินทิ้ง (Dimensions of Rubble Mound)

Goda (2000) ได้แนะนำขนาดของฐานรากหินทิ้ง (ดังภาพที่ 10.17) ดังนี้

ก) ควรกำหนดความสูงของฐานรากหินทิ้งให้อยู่ในระดับต่ำที่สุดเท่าที่จะเป็นไปได้ เพื่อป้องกันการเกิดคลื่นขนาดใหญ่ (ความสูงขั้นต่ำประมาณ 1.5 m)

ข) บริเวณคัน (Berm) ที่อยู่ด้านหน้าของส่วนโครงสร้างแนวตั้งมีหน้าที่ป้องกันการกัดเซาะพื้นทะเล ความกว้างขั้นต่ำ ( $B_M$ ) คือ 5 m ภายใต้สภาวะปกติ และ 10 m ในพื้นที่ที่มีคลื่นพายุขนาดใหญ่

ค) คันด้านหลังของส่วนโครงสร้างแนวตั้งมีหน้าที่ในการส่งแรงในแนวตั้งไปยังพื้นทะเลอย่างปลอดภัย นอกจากนี้ยังมีฟังก์ชันในการเพื่อระยะหากเกิดการเลื่อนไถลของส่วนโครงสร้างแนวตั้ง

ง) ความลาดชันของฐานรากหินทิ้งมักกำหนดที่ 1:2 – 1:3 สำหรับด้านทะเล และ 1:1.5 – 1:2 สำหรับด้านฝั่ง

### 10.3.5 บล็อกป้องกันฐานและก้อนคอนกรีตชั้นเกราะ (Foot-Protection Blocks and Armor Units)

โดยทั่วไปจะมีการวางบล็อกคอนกรีตป้องกันฐานอยู่แถวด้านหน้าและด้านหลังของส่วนโครงสร้างแนวตั้ง บล็อกป้องกันฐานเหล่านี้มักจะเป็นบล็อกสี่เหลี่ยมน้ำหนัก 10 – 40 ตัน ทั้งนี้ขึ้นอยู่กับความสูงของคลื่นที่ใช้ในการออกแบบ บล็อกป้องกันฐานมีความสำคัญมาก โดยเฉพาะเมื่อคลื่นพายุกระทบเขื่อนกันคลื่นแนวตั้งในมุมเฉียง ส่วนที่เหลือของคันและความลาดของฐานหินทิ้งจะต้องได้รับการป้องกันด้วยก้อนคอนกรีตชั้นเกราะ ขนาดหรือมวลของก้อนคอนกรีตชั้นเกราะควรออกแบบให้สามารถต้านทานจากคลื่นขนาดใหญ่ได้ สูตรที่นำเสนอในหัวข้อย่อย 10.2.3 สามารถใช้คำนวณน้ำหนักขั้นต่ำของก้อนคอนกรีตชั้นเกราะ อีกสูตรหนึ่งที่พัฒนาขึ้นสำหรับฐานใต้น้ำของเขื่อนกันคลื่นแนวตั้ง โดย Tanimoto et al. (1982) ได้ดัดแปลงสูตรของ

Hudson เพื่อใช้คำนวณมวลขั้นต่ำของก้อนคอนกรีตชั้นเกราะ สูตรนี้พัฒนาขึ้นจากการทดสอบคลื่นที่ไม่สม่ำเสมอ

$$M_a = \frac{\rho_a H_{1/3}^3}{N_s^3 (S_a - 1)^3} \quad (10.50)$$

โดยที่  $H_{1/3}$  คือ ความสูงของคลื่นสำคัญที่ใช้ในการออกแบบที่ตำแหน่งโครงสร้าง และ  $N_s$  คือ เลขเสถียรภาพ เลขเสถียรภาพสำหรับหินเกราะชั้นเดียวกำหนดจาก

$$N_s = \max \left\{ 1.8, \left( 1.3 \frac{(1-\kappa)}{\kappa^{1/3}} \frac{h'}{H_{1/3}} + 1.8 \exp \left[ -1.5 \frac{(1-\kappa)^2}{\kappa^{1/3}} \frac{h'}{H_{1/3}} \right] \right) \right\} \quad (10.51)$$

ซึ่งใน

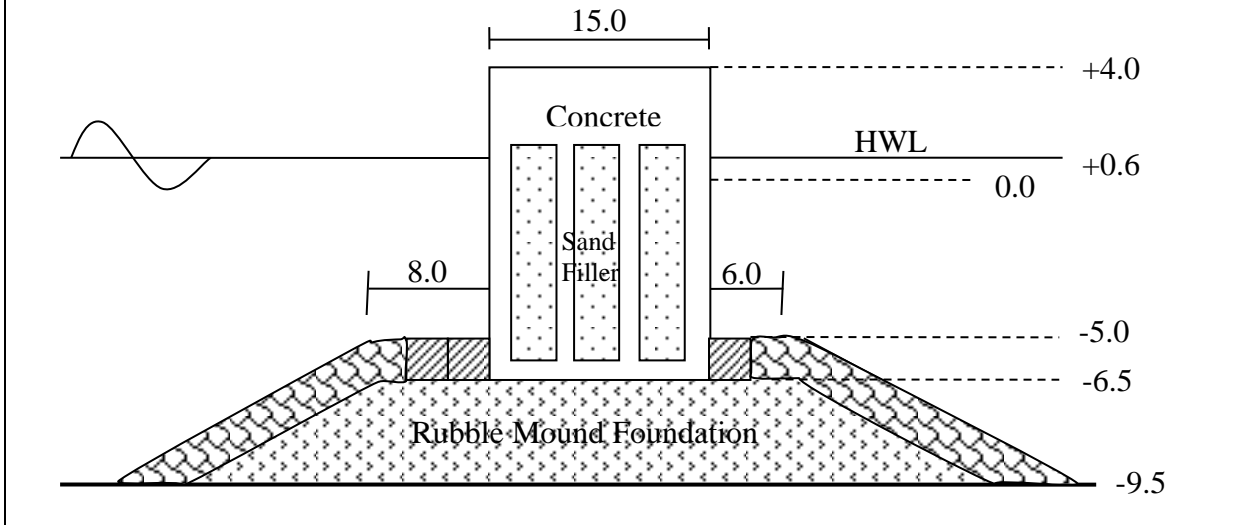
$$\kappa = \frac{2k'h'}{\sinh(2k'h')} \kappa_2 \quad (10.52)$$

$$\kappa_2 = \max \{ \alpha_s \sin^2 \alpha \cos^2(k'x \cos \alpha), \cos^2 \alpha \sin^2(k'x \cos \alpha) \} \quad (10.53)$$

โดยที่  $h'$  คือ ความลึกของน้ำที่มีการวางก้อนคอนกรีตชั้นเกราะ,  $k'$  คือ จำนวนคลื่นที่ระดับความลึก  $h'$ ,  $\alpha_s$  คือ ความลาดชัน,  $\alpha$  คือ มุมคลื่น,  $x$  คือ ระยะทางจากฐานของโครงสร้างแนวตั้งที่ซึ่งต้องมีการปรับค่า ( $0 \leq x \leq B_M$ ) เพื่อหาค่าสูงสุดของ  $\kappa_2$ , และ  $B_M$  คือ ความกว้างของคัน,  $\alpha_s = 0.45$  ได้รับการเสนอโดย Kimura et al. (1994) จากข้อมูลที่วัดได้ สำหรับคลื่นที่เข้ากระทบในแนวตั้งฉาก ( $\alpha = 0$ ) สมการที่ (10.52) จะกลายเป็น

$$\kappa = \frac{2k'h'}{\sinh(2k'h')} \sin^2(k'B_M) \quad (10.54)$$

ตัวอย่างที่ 10.5 คำนวณมวลชั้นต่ำของหินทิ้ง ( $\rho_a = 2650 \text{ kg/m}^3$ ) สำหรับป้องกันฐานรากเขื่อนหินทิ้งของเขื่อนกันคลื่นในตัวอย่างที่ 10.4



วิธีทำ

โจทย์กำหนดให้,

$$H_{1/3} = 5.8 \text{ m}$$

$$T_{1/3} = 11.4 \text{ s}$$

$$\alpha = 0^\circ$$

$$h' = 7.1 \text{ m}$$

$$B_M = 8.0 \text{ m}$$

ก) จงคำนวณพารามิเตอร์พื้นฐาน (Determine Basic Parameters)  
จากความสัมพันธ์การแพร่กระจาย (Dispersion relation)

$$\sigma^2 = gk \tanh kh$$

$$\left( \frac{2\pi}{11.4} \right)^2 = 9.8k' \tanh(k'7.1)$$

ด้วยวิธีทำซ้ำ (Iteration) จะได้  $k' = 0.0686 \text{ m}^{-1}$  และจะได้

$$S_a = \frac{\rho_a}{\rho_{sw}} = \frac{2650}{1030} = 2.57$$

$$\kappa = \frac{2(0.0686)7.1}{\sinh[2(0.0686)7.1]} \sin^2 [0.0686(8)] = 0.233$$

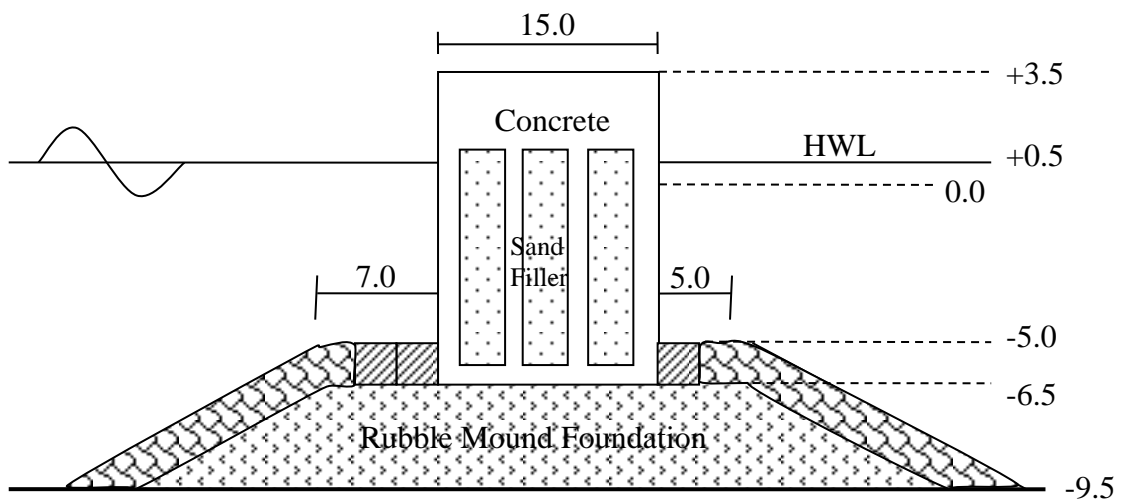
$$N_s = \max \left\{ 1.8, \left( 1.3 \frac{(1-0.233)}{0.233^{1/3}} \frac{7.1}{5.8} + 1.8 \exp \left[ -1.5 \frac{(1-0.233)^2}{0.233^{1/3}} \frac{7.1}{5.8} \right] \right) \right\}$$

$$N_s = \max \{1.8, 2.29\} = 2.29$$

ข) จงคำนวณมวลของหินเกราะ (Mass of Armor Stone)

$$M_a = \frac{2650}{2.29^3 (2.57 - 1)^3} 5.8^3 = 11,018.22 \text{ kg}$$

**ตัวอย่างที่ 10.6** การวิเคราะห์ข้อมูลโดยใช้ข้อมูลดังต่อไปนี้ สำหรับ a) ส่วนโครงสร้างแนวตั้ง และ b) ก้อนคอนกรีตชั้นเกราะ (Armor Units)



ก) มวลของโครงสร้างต่อหน่วยความยาว 300 ตัน

ข) มวลของหินเกราะ 4 ตัน

ค) ความหนาแน่นของก้อนคอนกรีตชั้นเกราะ ( $\rho_a$ ) = 2650 kg/m<sup>3</sup>

ง) ความหนาแน่นของน้ำทะเล ( $\rho_{sw}$ ) = 1030 kg/m<sup>3</sup>

จ) ค่าสัมประสิทธิ์แรงเสียดทานระหว่างคอนกรีตและหินทิ้ง = 0.6

ฉ) กำลังรับแรงอัดที่ยอมรับได้ของฐานรากหินทิ้ง = 400 kPa

ช) ระดับน้ำขึ้นน้ำลง = +0.5 m, ระดับพื้นทะเล = -9.5 m, และความลาดชันของพื้นทะเล = 1/100

ซ) เชือกกันคลื่นตั้งอยู่ในเขตคลื่นแตกตัว

ฌ) ที่ตำแหน่งเชือกกันคลื่น:  $h = 10.0$  m,  $H_{1/3} = 5.0$  m,  $T_{1/3} = 8$  s, และ  $\alpha = 20^\circ$

ฎ) ที่ระยะห่าง 25 m ( $5H_{1/3}$ ) จากตำแหน่งเชือกกันคลื่นไปทางทะเล  $h_b = 10.25$  m และ  $H_{\max} = 7.0$  m

วิธีทำ

ก) ตัวแปรพื้นฐาน

$$h = 9.5 + 0.5 = 10 \text{ m}$$

$$h_a = 5 + 0.5 = 5.5 \text{ m}$$

$$h' = 6.5 + 0.5 = 7.0 \text{ m}$$

$$h_c = 3.5 - 0.5 = 3.0 \text{ m}$$

$$h_b = 10.25 \text{ m}$$

$$\alpha = 20^\circ \text{ m}$$

$$\eta^* = 0.75(1 + \cos 20)7 = 10.183 \text{ m}$$

$$T_{1/3} = 8 \text{ s}$$

จากความสัมพันธ์การแพร่กระจาย (Dispersion relation)

$$\sigma^2 = gk \tanh kh$$

$$\left(\frac{2\pi}{8}\right)^2 = 9.8k \tanh(k10)$$

ด้วยวิธีทำซ้ำ (Iteration) จะได้  $k = 0.0887 \text{ m}^{-1}$  และจะได้

$$H_{\max} = 7.0 \text{ m}$$

$$\alpha_1 = 0.6 + 0.5 \left[ \frac{2(0.0887)10}{\sinh(2(0.0887)10)} \right]^2 = 0.792 \text{ N}\cdot\text{m}/\text{m}^2$$

$$\alpha_2 = \min \left\{ \frac{10.25 - 5.5}{3(10.25)} \left( \frac{7}{5.5} \right)^2, \frac{2(5.5)}{7} \right\} = \min \{0.250, 1.571\} = 0.250$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{7}{10} \left[ 1 - \frac{1}{\cosh[0.0887(10)]} \right] = 0.793$$

ข) เทอมของแรงดัน (Pressure Terms)

$$p_1 = 0.5(1 + \cos 20)(0.792 + 0.250 \cos^2 20)1.030(9.8)7 = 69.42 \text{ kPa}$$

เมื่อ  $\eta^* > h_c$

$$p_2 = \frac{69.42(10.18 - 3)}{10.18} = 48.97 \text{ kPa}$$

$$p_3 = 0.793(69.42) = 55.06 \text{ kPa}$$

$$p_u = 0.5(1 + \cos 20)0.792(0.793)1.030(9.8)7 = 43.05 \text{ kPa}$$

ค) กำหนดแรงต่อหน่วยความยาว (Forces per Unit Length)

$$F_1 = \frac{1}{2}(p_1 - p_2)h_c = \frac{1}{2}(69.42 - 48.97)3 = 30.68 \text{ kN}$$

$$x_1 = \frac{h_c}{3} + h' = \frac{3}{3} + 7 = 8 \text{ m}$$

$$F_2 = p_2 h_c = (48.97)3 = 146.92 \text{ kN}$$

$$x_2 = \frac{h_c}{2} + h' = \frac{3}{2} + 7 = 8.5 \text{ m}$$

$$F_3 = \frac{1}{2}(p_1 - p_3)h' = \frac{1}{2}(69.42 - 55.06)7 = 50.28 \text{ kN}$$

$$x_3 = \frac{2}{3}h' = \frac{2}{3}7 = 4.67 \text{ m}$$

$$F_4 = p_3 h' = (55.06)7 = 385.41 \text{ kN}$$

$$x_4 = \frac{h'}{2} = \frac{7}{2} = 3.5 \text{ m}$$

$$F_u = \frac{1}{2} p_u b = \frac{1}{2}(43.05)15 = 322.88 \text{ kN}$$

$$x_u = \frac{2}{3}b = \frac{2}{3}15 = 10 \text{ m}$$

$$W_n = W_u - F_B = mg - \gamma_s \nabla_d$$

$$W_n = 300(9.8) - 1.03(9.8)7(15) = 1880.13 \text{ kN}$$

$$x_w = 7.5 \text{ m}$$

ง) การวิเคราะห์เสถียรภาพ (Stability Analysis)

$$FS_s = \frac{0.6(1880.13 - 322.88)}{30.68 + 146.92 + 50.28 + 385.41} = 1.52$$

ปลอดภัย

วิศวกรรมชายฝั่งทะเลเบื้องต้น

$$FS_o = \frac{1880(7.5) - 322.88(10)}{30.68(8) + 146.92(8.5) + 50.28(4.67) + 385.41(3.5)} = \frac{10872.18}{3077.78} = 3.53 \text{ ปลอดภัย}$$

จ) การวิเคราะห์โครงสร้าง (Structure Analysis)

$$R_y = W_n - F_u = 1880.13 - 322.88 = 1557.25 \text{ kN}$$

$$x_R = \frac{\sum M}{R_y} = \frac{10872.18 - 3077.78}{1557.25} = 5.01 \text{ m}$$

$$\sigma = \frac{1557.25}{15} \pm \frac{1557.25(5.01 - 7.5)7.5}{15^3 / 12}$$

$$\sigma_t = 0.22 \text{ kPa}$$

$$\sigma_h = 207.42 \text{ kPa}$$

ปลอดภัย

ฉ) ก้อนคอนกรีตชั้นเกราะ (Armor units)

โจทย์กำหนด

$$H_{1/3} = 5 \text{ m}$$

$$T_{1/3} = 8 \text{ s}$$

$$\beta = 20^\circ$$

$$h' = 7.0 \text{ m}$$

$$B_M = 7 \text{ m}$$

จากความสัมพันธ์การแพร่กระจาย (Dispersion relation)

$$\sigma^2 = gk \tanh kh$$

$$\left(\frac{2\pi}{8}\right)^2 = 9.8k' \tanh(k'7)$$

ด้วยวิธีทำซ้ำ (Iteration) จะได้  $k' = 0.1024 \text{ m}^{-1}$  และจะได้

$$S_r = \frac{\rho_r}{\rho_{sw}} = \frac{2650}{1030} = 2.57$$

จากการทดลองและปรับค่า  $\kappa_2$  พบว่ามีค่าสูงสุดเมื่อ  $x = 7 \text{ m}$

$$\kappa_2 = \max \{0.45 \sin^2 20 \cos^2 (0.1024(7) \cos 20), \cos^2 20 \sin^2 (0.1024(7) \cos 20)\} = 0.343$$

$$\kappa = \frac{2(0.1024)7}{\sinh[2(0.1024)7]} 0.343 = 0.249$$

$$N_s = \max \left\{ 1.8, \left( 1.3 \frac{(1-0.249)7}{0.249^{1/3}5} + 1.8 \exp \left[ -1.5 \frac{(1-0.249)^2 7}{0.249^{1/3}5} \right] \right) \right\}$$

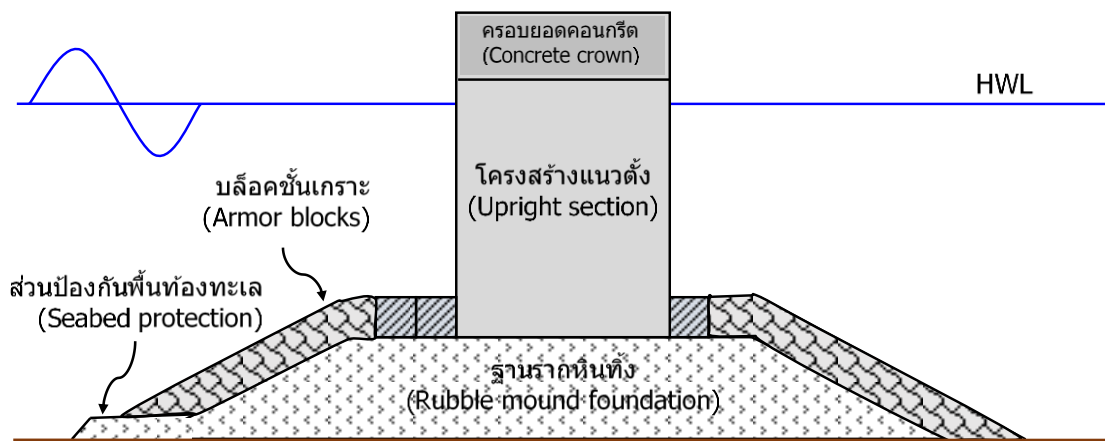
$$N_s = \max \{1.8, 2.45\} = 2.45$$

ช) มวลของหินเกราะ

$$M_a = \frac{2650}{2.45^3 (2.57 - 1)^3} 5^3 = 5814 \text{ kg} > 4 \text{ tons} \quad \text{ไม่ปลอดภัย}$$

### 10.3.6 การป้องกันการกัดเซาะของพื้นทะเล (Protection Against Scouring of Seabed)

เขื่อนกันคลื่นแนวตั้งสะท้อนพลังงานคลื่นส่วนใหญ่ที่เข้าชนกับโครงสร้าง ซึ่งทำให้เกิดการปั่นป่วนอย่างมากบริเวณด้านหน้าของโครงสร้าง ซึ่งก่อให้เกิดการกัดเซาะพื้นทะเลบริเวณด้านหน้าเขื่อนกันคลื่นจนเสียหาย ยังไม่มีวิธีการที่มีประสิทธิภาพในการยับยั้งการกัดเซาะดังกล่าวได้ อย่างไรก็ตาม เพื่อช่วยลดการกัดเซาะ สามารถทำได้โดยการขยายชั้นหินคละบาง ๆ (Quarry run rock) ให้อยู่เลยปลายของชั้นเกราะ (ดังภาพที่ 10.18)



ภาพที่ 10.18 การป้องกันพื้นบริเวณฐานโครงสร้าง

### 10.3.7 ระดับความสูงของสันเขื่อนกันคลื่น (Crest Elevation)

ระดับความสูงของสันเขื่อนกันคลื่นถูกออกแบบโดยพิจารณาจากอัตราการไหลผ่านของน้ำที่ยอมรับได้ โดยระดับความสูงของสันเขื่อนกันคลื่นไม่ควรน้อยกว่า 0.6 เท่าของความสูงคลื่นที่มีนัยสำคัญตามการออกแบบ ( $H_{1/3}$ ) เหนือระดับน้ำสูงสุด ระดับความสูงของสันเขื่อนกันคลื่นที่มีอยู่ในปัจจุบันบางส่วนได้รับการกำหนดตามแนวทางต่อไปนี้ (BPH และ PHRI, 1983)

ก) สำหรับท่าเรือขนาดใหญ่ (ที่มีการสัญจรของเรือขนาดใหญ่) ซึ่งแอ่งน้ำด้านหลังเชื่อมกันคลื่นที่มีขนาดใหญ่ สามารถยอมให้คลื่นกระโจนข้ามโครงสร้างบางส่วนได้ ดังนั้น ระดับความสูงของสันเขื่อนอาจกำหนดที่  $0.6 H_{1/3}$  เหนือระดับน้ำสูง

ข) สำหรับท่าเรือขนาดเล็ก (สำหรับเรือขนาดเล็ก) ที่แอ่งน้ำด้านหลังเชื่อมกันคลื่นที่มีขนาดเล็ก ควรหลีกเลี่ยงไม่ให้เกิดคลื่นกระโจนข้ามโครงสร้างปริมาณมาก ดังนั้น ระดับความสูงของสันเขื่อนกันคลื่นอาจอยู่ที่  $1.25 H_{1/3}$  เหนือระดับน้ำสูง

## 10.4 กำแพงกันคลื่น (Seawalls)

กำแพงกันคลื่น (Seawalls) เป็นโครงสร้างป้องกันริมตลิ่ง สร้างขึ้นตามแนวชายหาดหรือแนวน้ำของพื้นที่ถมดิน โดยมีวัตถุประสงค์หลักเพื่อต้านทานแรงกระทำของคลื่นและแรงดันดิน นอกจากนี้ สันของกำแพงกันคลื่นต้องมีความสูงเพียงพอที่จะป้องกันน้ำท่วมในพื้นที่ภายในพื้นที่จากคลื่นกระโจนข้ามโครงสร้าง ในกรณีเกิดพายุใหญ่ กำแพงกันคลื่นมีหลายประเภท เช่น

ก) กำแพงกันคลื่นแนวตั้ง (Vertical Seawall) เป็นกำแพงแนวตั้งที่ยื่นออกจากพื้นทะเลโดยตรง

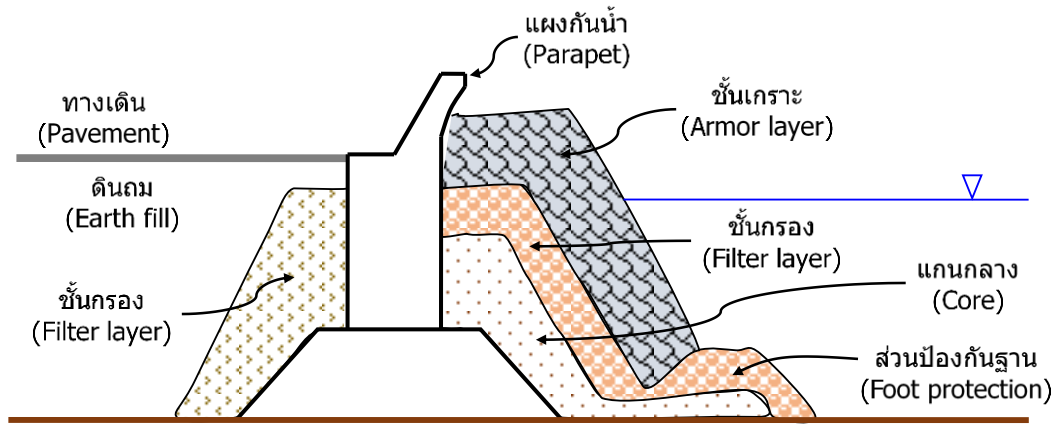
ข) กำแพงกันคลื่นที่สร้างจากบล็อกหิน (Block Mound Seawall) สร้างจากกองหินหรือบล็อกคอนกรีตที่มีความลาดเอียง และมีผนังกันดินแนวตั้งอยู่ด้านหลัง (ดังภาพที่ 10.19) กำแพงชนิดนี้นิยมใช้ตามชายฝั่งที่เผชิญกับคลื่นลมแรง

ค) กำแพงกันคลื่นผนังโค้ง (Curved Face Seawall) ออกแบบมาเพื่อรองรับแรงกระแทกและคลื่นขนาดใหญ่ที่ซัดเข้า พร้อมทั้งเบี่ยงเบนทิศทางการไหลของน้ำออกจากพื้นที่ดินที่ต้องการป้องกัน เมื่อคลื่นกระทบกำแพงจะถูกบังคับให้เคลื่อนไปตามผนังโค้งและตกกลับลงพื้นโดยไม่เกิดความเสียหาย หรือสะท้อนกลับออกสู่ทะเล กำแพงชนิดนี้ต้องการโครงสร้างที่แข็งแรง มีฐานรากมั่นคง และการป้องกันบริเวณฐานที่เพียงพอ

ง) กำแพงกันคลื่นขั้นบันได (Stepped Face Seawall) ออกแบบมาเพื่อลดความสูงคลื่นซัดและลดคลื่นกระโจนข้ามโครงสร้าง โดยทั่วไปมีความแข็งแรงน้อยกว่ากำแพงกันคลื่นผนังโค้ง แต่ข้อกำหนดด้านความมั่นคงของโครงสร้างยังคงเหมือนกัน

จ) กำแพงกันคลื่นแบบผสม (Combination Seawall) ผสานข้อดีของทั้งกำแพงกันคลื่นผนังโค้งและขั้นบันได

ฉ) กำแพงกันคลื่นแบบหินทิ้ง (Rubble Mound Seawall) เป็นกำแพงกันคลื่นแบบหินทิ้งที่วางโดยตรงบนชายหาด ผิวที่ขรุขระของกำแพงชนิดนี้ช่วยลดซับและกระจายพลังงานคลื่น รวมถึงลดการสะท้อนของคลื่นและการกัดเซาะได้อย่างมีประสิทธิภาพ



ภาพที่ 10.19 หน้าตัดของกำแพงกันคลื่นแบบบล็อกหิน (Block Mound Seawall)

กำแพงกันคลื่นต้องแข็งแรงพอที่จะทนต่อแรงดันดินและแรงของคลื่นพายุ นอกจากนี้สันกำแพงต้องสูงพอที่จะป้องกันไม่ให้น้ำทะเลไหลล้นเข้าสู่แผ่นดิน โหมมความเสียหายที่สำคัญของกำแพงกันคลื่น คือ การสูญเสียวัสดุถมดินหรือวัสดุเนื้อละเอียดภายในแกนของกำแพงจากการคลื่นกระโจนข้ามโครงสร้าง การออกแบบกำแพงกันคลื่นที่สามารถป้องกันการไหลล้นข้ามโครงสร้างของคลื่นทั้งหมด ซึ่งอาจมีค่าใช้จ่ายสูงเกินไปและอาจบดบังทัศนียภาพของทะเล องค์ประกอบสำคัญในการออกแบบ คือ ระดับความสูงของสันกำแพงให้เหมาะสมเพื่อช่วยลดปริมาณน้ำไหลล้นข้ามโครงสร้างจากคลื่นพายุซัดฝั่งและความสูงคลื่นซัด

#### 10.4.1 อัตราการกระโจนข้ามกำแพงกันคลื่นของคลื่น (Wave Overtopping Rate of Seawalls)

คลื่นกระโจนข้ามกำแพงกันคลื่น (Wave overtopping) ส่วนใหญ่ควบคุมโดยความสูงของคลื่นแต่ละลูก ระดับความรุนแรงของคลื่นกระโจนข้ามโครงสร้างวัดด้วยอัตราการกระโจนข้ามของคลื่น ซึ่งนิยามได้ดังนี้

$$q = \frac{1}{t_s} \sum_{i=1}^M Q(H_i, T_i) \quad (10.55)$$

โดยที่  $q$  คือ อัตราการกระโจนข้ามของคลื่น ซึ่งนิยามเป็นปริมาณน้ำที่ล้นต่อความยาวของสันโครงสร้างต่อช่วงเวลาที่เกิดขึ้น,  $Q(H_i, T_i)$  คือ ปริมาณน้ำล้นของคลื่นแต่ละลูกต่อความกว้างของสันโครงสร้าง,  $M$  คือ จำนวนคลื่นทั้งหมด และ  $t_s = \sum_{i=1}^M T_i$  คือ ช่วงเวลาของคลื่นพายุ

ปริมาณอัตราการกระโจนข้ามของคลื่น ( $q$ ) ขึ้นอยู่กับหลายปัจจัย เช่น

- ก) ความลาดชันของกันทะเลและความลาดชันของเนิน
- ข) ความสูงของคลื่นที่มีนัยสำคัญในน้ำลึก ( $H_{s,o}$ ) หรือที่กำแพงกันคลื่น ( $H_s$ )
- ค) ความยาวคลื่นในน้ำลึก ( $L_o$ )
- ง) ความลึกของน้ำหน้ากำแพงกันคลื่น ( $h$ )
- จ) ระดับความสูงของสันกำแพงกันคลื่นเหนือระดับน้ำสูง ( $h_c$ )

อัตราการกระโจนข้ามสามารถคำนวณได้จากสมการเชิงประสพการณ์ (Empirical formulas) แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ และแบบจำลองทางกายภาพ ในการปฏิบัติ การประเมินค่า  $q$  มักจะอ้างอิงจากสมการเชิงประสพการณ์หรือแผนภาพที่พัฒนามาจากข้อมูลการทดลอง สมการเชิงประสพการณ์ ที่มีอยู่ในปัจจุบันบางส่วนได้อธิบายไว้ด้านล่างนี้

ก) แผนภาพของ Goda et al. (1975)

จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการหลายชุดโดยใช้คลื่นที่ไม่สม่ำเสมอ (Irregular waves) Goda et al. (1975) ได้รวบรวมชุดแผนภาพการออกแบบ (ดังภาพที่ 10.20 ถึง 10.23) สำหรับการประมาณค่าอัตราเฉลี่ยของน้ำที่ล้นผ่านสันของกำแพงกันคลื่นแนวตั้งและกำแพงกันคลื่นแบบบล็อกหิน ที่มีความลาดชัน 1:1.5 แผนภาพเหล่านี้แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง  $\frac{q}{\sqrt{2gH_{1/3,o}^3}}$ ,  $h/H_{1/3,o}$ ,  $h_c/H_{1/3,o}$  และ  $H_{1/3,o}/L_o$  แผนภาพการออกแบบนี้ใช้เป็นเครื่องมือพื้นฐานในการวางแผนและออกแบบโครงสร้างป้องกันชายฝั่งในประเทศญี่ปุ่น

ข) สูตร Ward (1992)

Ward (1992) ได้พัฒนาสูตรเชิงประสพการณ์สำหรับการคำนวณอัตราการกระโจนข้ามเขื่อนหินทิ้งริมทะเล (Riprap revetment) โดยใช้เงื่อนไขคลื่นที่ไม่สม่ำเสมอหลากหลายเพื่อตั้งค่าสมการต่อไปนี้

$$\frac{q}{\sqrt{gH_{m0}^3}} = 0.4578 \exp \left[ -29.45 \frac{h_c}{(H_{m0}^2 L_o)^{1/3}} + \frac{0.8464}{\tan \theta} \right] \quad (10.56)$$

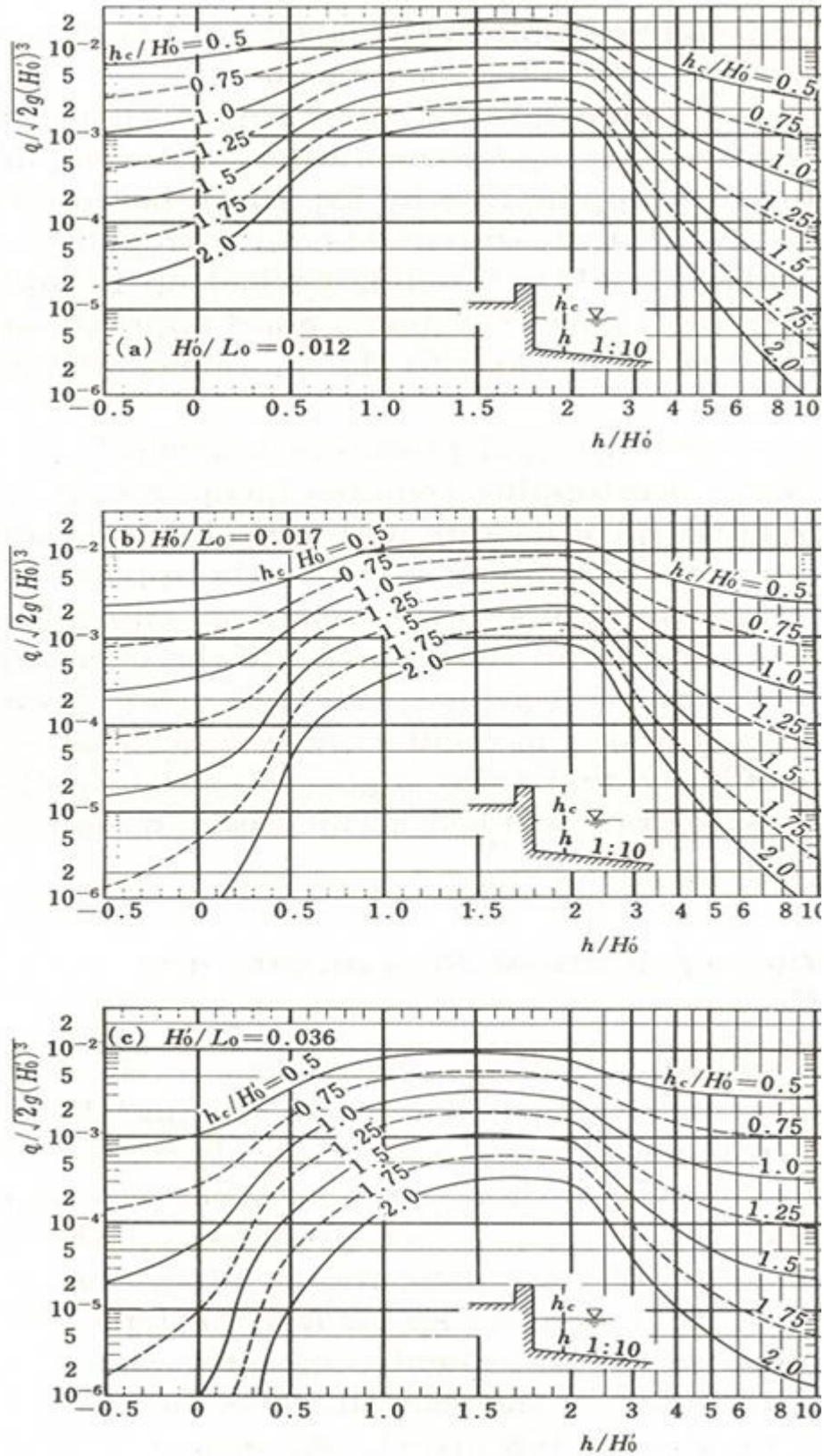
โดยที่  $\tan \theta =$  ความลาดชันของเขื่อนหินทิ้ง และ  $H_{m0}$  คือ ความสูงของสเปกตรัมคลื่นที่มีนัยสำคัญที่ฐานโครงสร้าง สมการที่ (10.56) สามารถใช้ได้เมื่อ  $0.25 < \frac{h_c}{(H_{m0}^2 L_o)^{1/3}} < 0.43$  และเขื่อนหินทิ้งมีความลาดชัน 1:2 และ 1:3.5

ค) สูตรของ Ward และ Ahrens (1992)

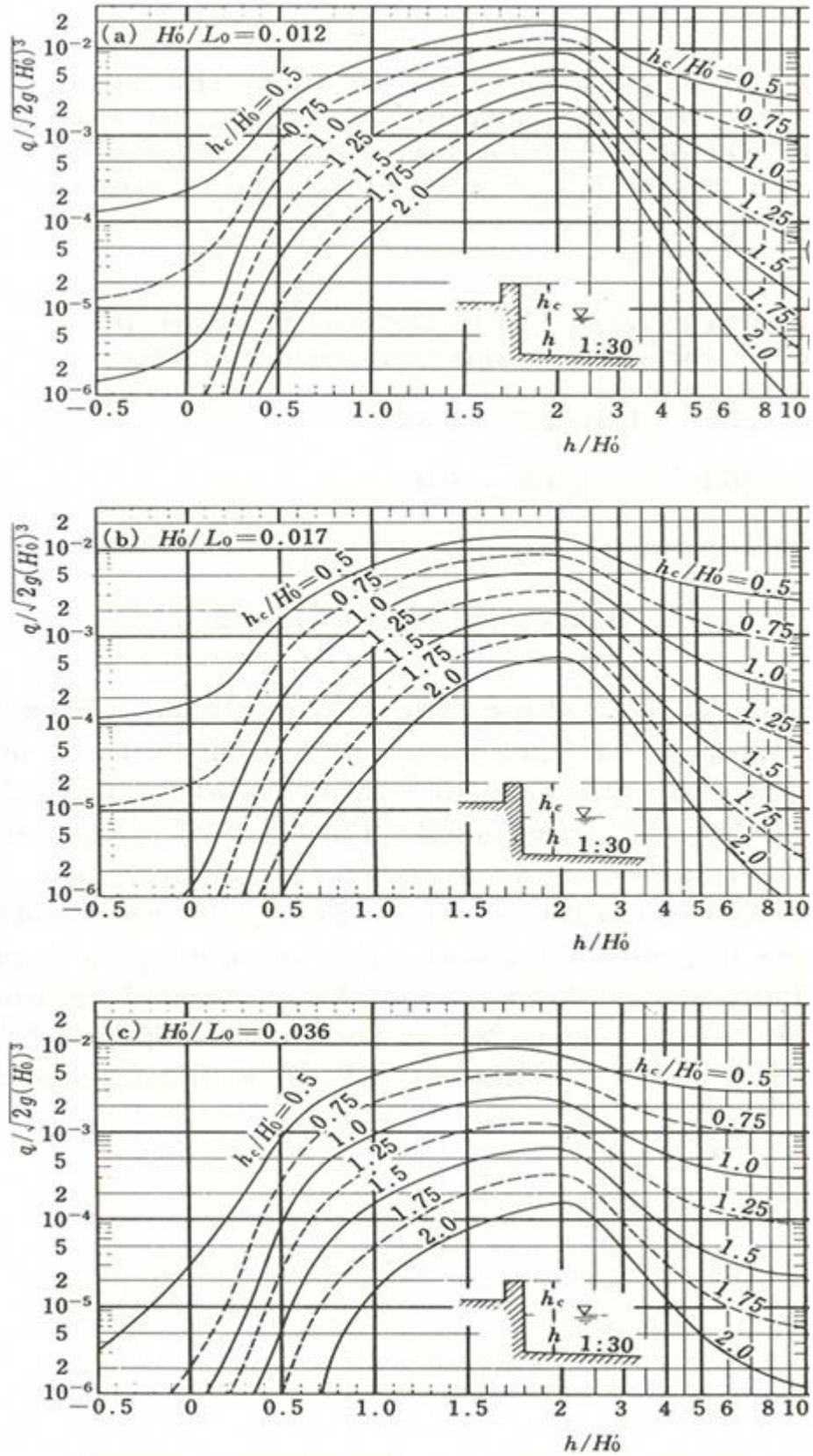
Ward และ Ahrens (1992) ได้พัฒนาสูตรเชิงประสพการณ์สำหรับการคำนวณอัตราการกระโจนข้ามของคลื่นสำหรับกำแพงกันคลื่นทั้งหมด 13 แบบ โดยใช้ข้อมูลจากคลื่นไม่สม่ำเสมอในช่วงกว้างที่ทดสอบในรางคลื่นของ CERC เพื่อเปรียบเทียบสูตรดังกล่าว สำหรับกำแพงกันคลื่นแนวตั้งที่มีแผงกันน้ำ (Parapet) เล็ก ๆ บนสันกำแพงกันคลื่นและไม่มีเขื่อนริมทะเลข้างหน้า อัตราการกระโจนข้ามของคลื่นสามารถคำนวณได้จากสมการต่อไปนี้

$$\frac{q}{\sqrt{gH_{m0}^3}} = 0.338 \exp \left[ -7.385 \frac{h_c}{(H_{m0}^2 L_o)^{1/3}} - 2.178 \frac{h_c}{h} \right] \quad (10.57)$$

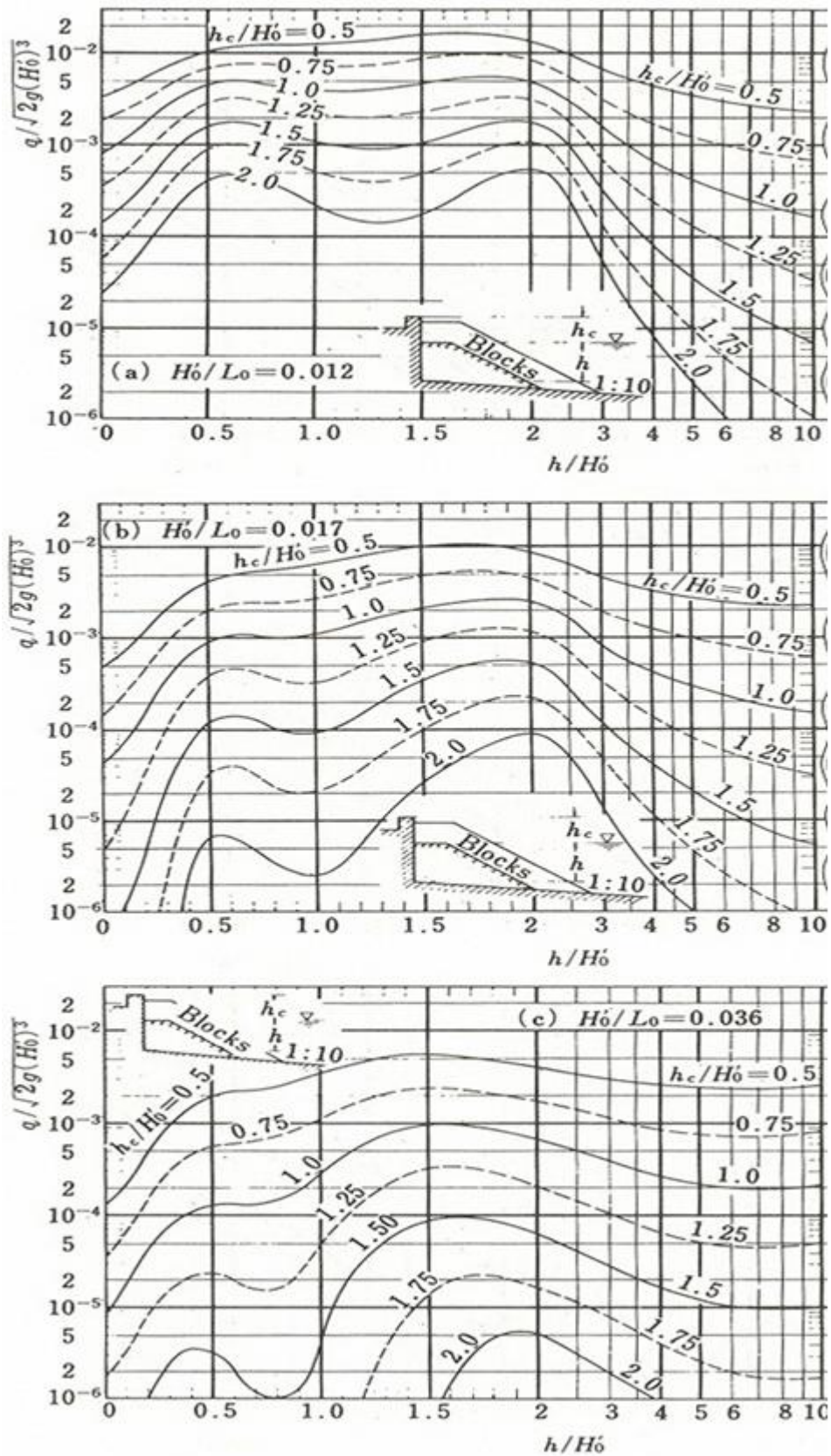
โดยที่  $h$  คือ ความลึกของน้ำที่ฐานโครงสร้าง สมการที่ (10.57) ใช้ได้ในช่วง  $0.25 < \frac{h_c}{(H_{m0}^2 L_o)^{1/3}} < 0.43$



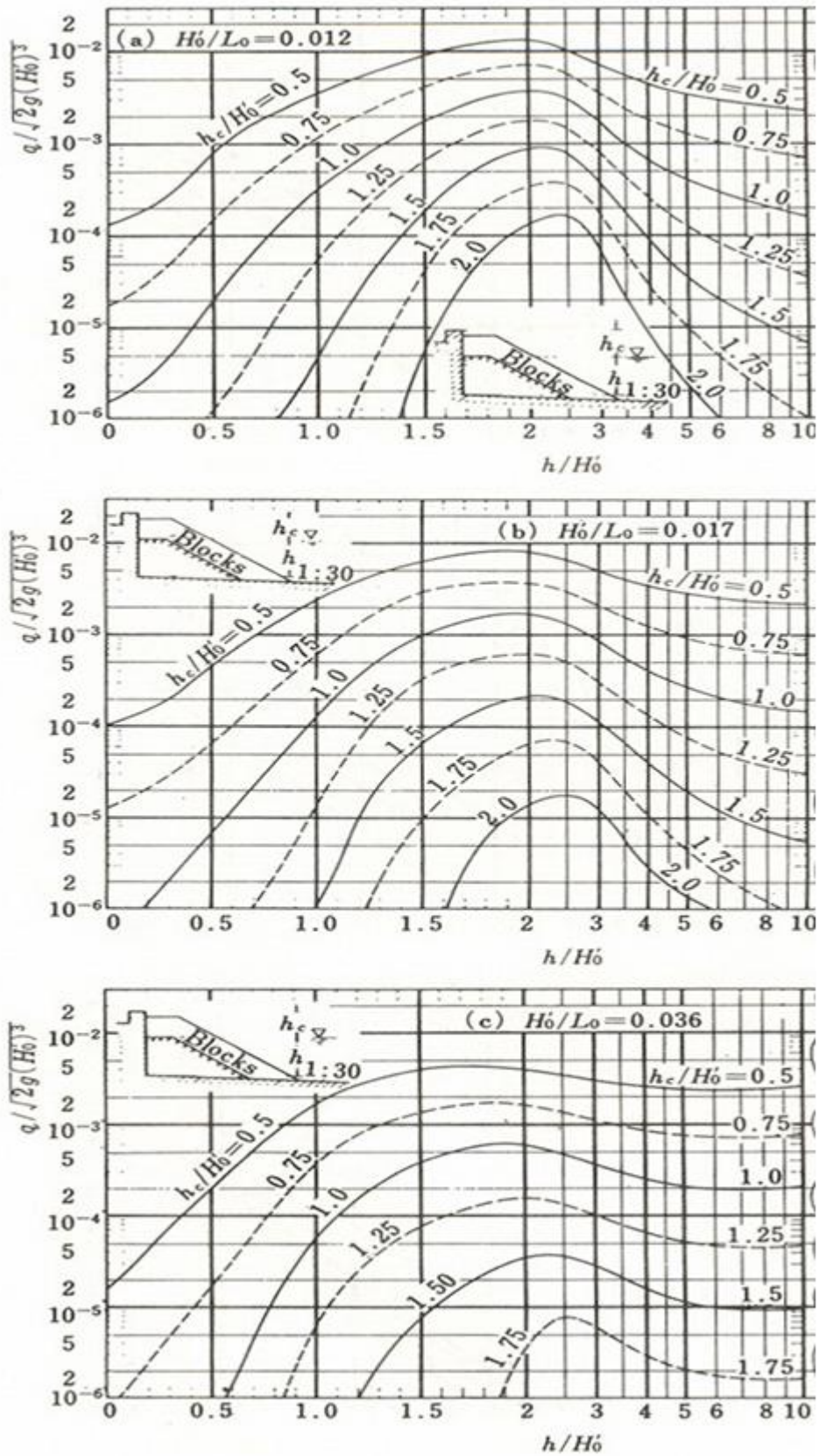
ภาพที่ 10.20 แผนภาพการออกแบบอัตราการผลิตของคลื่นบนกำแพงกันคลื่นแนวตั้งที่มีความลาดชันของพื้นทะเล 1/10 (Goda et al., 1975) ซึ่ง  $H_0' = H_{1/3,0}$



ภาพที่ 10.21 แผนภาพการออกแบบอัตราการล้นของคลื่นบนกำแพงกันคลื่นแนวตั้งที่มีความลาดชันของพื้นทะเล 1/30 (Goda et al., 1975) ซึ่ง  $H'_o = H_{1/3,0}$



ภาพที่ 10.22 แผนภาพการออกแบบอัตราการล้นของคลื่นบนกำแพงกันคลื่นบล็อกหินที่มีความลาดชันของพื้นทะเล 1/10 (Goda et al., 1975)  $H'_o = H_{1/3,0}$



ภาพที่ 10.23 แผนภาพการออกแบบอัตราการล้นคลื่นของเขื่อนกันคลื่นแบบบล็อกหินบนพื้นทะเลที่มีความลาดชัน 1/30 (Goda et al., 1975)  $H'_o = H_{1/3,o}$

ค) สูตรของ Ward และ Ahrens (1992)

Ward และ Ahrens (1992) ได้พัฒนาสูตรเชิงประสพการณ์สำหรับการคำนวณอัตราการกระโจนข้ามของคลื่นสำหรับกำแพงกันคลื่นทั้งหมด 13 แบบ โดยใช้ข้อมูลจากคลื่นไม่สม่ำเสมอในช่วงกว้างที่ทดสอบในรางคลื่นของ CERC เพื่อเปรียบเทียบสูตรดังกล่าว สำหรับกำแพงกันคลื่นแนวตั้งที่มีแผงกันน้ำ (Parapet) เล็ก ๆ บนสันกำแพงกันคลื่นและไม่มีเขื่อนริมทะเลข้างหน้า อัตราการกระโจนข้ามของคลื่นสามารถคำนวณได้จากสมการต่อไปนี้

$$\frac{q}{\sqrt{gH_{m0}^3}} = 0.338 \exp \left[ -7.385 \frac{h_c}{(H_{m0}^2 L_o)^{1/3}} - 2.178 \frac{h_c}{h} \right] \quad (10.57)$$

โดยที่  $h$  คือ ความลึกของน้ำที่ฐานโครงสร้าง สมการที่ (10.57) ใช้ได้ในช่วง  $0.25 < \frac{h_c}{(H_{m0}^2 L_o)^{1/3}} < 0.43$

ง) สูตรของ Goda (2009)

Goda (2009) ได้เสนอสูตรต่อไปนี้สำหรับการประมาณอัตราเฉลี่ยของน้ำที่ไหลล้นข้ามกำแพงกันคลื่นที่มีผิวเรียบและน้ำไม่ซึมผ่าน ข้อมูลทั้งหมด 1254 รายการจากฐานข้อมูล CLASH ในการเปรียบเทียบสูตรดังนี้

$$\frac{q}{\sqrt{gH_{s,toe}^3}} = \exp \left[ - \left( A + B \frac{h_c}{H_{s,toe}} \right) \right] \quad (10.58)$$

โดยที่  $H_{s,toe}$  คือ ความสูงคลื่นที่มีความสำคัญที่ฐานกำแพงกันคลื่น ( $H_{1/3,toe}$  หรือ  $H_{m0,toe}$ ),  $h_c$  คือ ความสูงของสันกำแพงกันคลื่นเหนือระดับน้ำสูงสุดที่ออกแบบ,  $A$  และ  $B$  คือ ค่าที่บ่งบอกจุดตัดแกนและค่าสัมประสิทธิ์เกรเดียนต์ (Gradient coefficient) ในการประมาณซึ่งสามารถคำนวณได้ดังนี้

$$A = A_0 \tanh \left[ (0.956 + 4.44m_b) \left( \frac{h_t}{H_{s,toe}} + 1.242 - 2.032m_b^{0.25} \right) \right] \quad (10.59)$$

$$A_0 = 3.4 - 0.734 \cot \theta + 0.239 \cot^2 \theta - 0.0162 \cot^3 \theta \quad (10.60)$$

$$B = B_0 \tanh \left[ (0.822 - 2.22m_b) \left( \frac{h_t}{H_{s,toe}} + 0.578 + 2.22m_b \right) \right] \quad (10.61)$$

$$B_0 = 2.3 - 0.5 \cot \theta + 0.15 \cot^2 \theta - 0.011 \cot^3 \theta \quad (10.62)$$

โดยที่  $m_b$  คือ ความลาดชันของชายหาด,  $\theta$  คือ มุมของด้านหน้าของกำแพงกันคลื่น ( $\theta = 90^\circ$  สำหรับกำแพงกันคลื่นแนวตั้ง),  $h_t$  คือ ความลึกของน้ำที่หน้ากำแพงกันคลื่น สูตรนี้จำกัดให้ใช้สำหรับ  $0 \leq \cot \theta \leq 7$

จากสมการที่ (10.58) ถึง (10.62) ซึ่งให้เห็นว่าอัตราไหลล้นของคลื่นเป็นสัดส่วนยกกำลัง 1.5 ของความสูงคลื่นที่มีนัยสำคัญ ณ ตำแหน่งกำแพงกันคลื่น โดยถูกควบคุมด้วยความสูงของสันกำแพงกันคลื่นที่สัมพันธ์กับความสูงคลื่นที่มีนัยสำคัญ เมื่อความสูงสันกำแพงกันคลื่นสัมพันธ์ลดลง  $h_c / H_{s,10e}$  อัตราการกระโจนข้ามของคลื่นจะเพิ่มขึ้นแบบเอกซ์โปเนนเชียล อัตราการกระโจนข้ามของคลื่นยังได้รับผลกระทบจากความลึกของฐานสัมพันธ์  $h_t / H_{s,10e}$  ความลาดของชายหาด ( $m_b$ ) และความลาดชันด้านหน้ากำแพงกันคลื่น ( $\cot \theta$ )

**ตัวอย่างที่ 10.7** กำแพงกันคลื่นที่มีสันกำแพงกันคลื่นสูง +6.0 m จากระดับอ้างอิง ถูกสร้างในบริเวณที่มีระดับน้ำลึก -5.0 m บนพื้นทะเลที่มีความลาดชัน 1/30 โดยมีคลื่นนอกแบบในทะเลลึกที่มีความสูงคลื่นที่มีนัยสำคัญ ( $H_{1/3,o}$ ) เท่ากับ 4.1 m และ  $T_{1/3}$  เท่ากับ 8.5 s กระทบกำแพงกันคลื่นเมื่อระดับน้ำขึ้นน้ำลงอยู่ที่ +1.5 m จากแผนภาพของ Goda et al. (1975) จงหาประมาณอัตราการกระโจนข้ามคลื่นเฉลี่ยในกรณีนี้ที่โครงสร้างเป็น

- ก) กำแพงกันคลื่นแบบแนวตั้ง
- ข) กำแพงกันคลื่นแบบบล็อกหินที่มีความลาดชัน 1:1.5

**วิธีทำ**

$$H_{1/3,o} = 4.1 \text{ m}$$

$$L_o = \frac{9.8(8.5^2)}{2\pi} = 113 \text{ m}$$

$$h = 5 + 1.5 = 6.5 \text{ m}$$

$$h_c = 6 - 1.5 = 4.5 \text{ m}$$

$$H_{1/3,o} / L_o = 0.04$$

$$h / H_{1/3,o} = 1.59$$

$$h_c / H_{1/3,o} = 1.0$$

ก. คำนวณอัตราการกระโจนข้ามของคลื่นสำหรับกำแพงกันคลื่นแบบแนวตั้ง

จากภาพที่ 10.21 (c)

$$\frac{q}{\sqrt{2gH_{1/3,o}^3}} = 2.1 \times 10^{-3}$$

$$q = 0.08 \text{ m}^3/\text{m.s}$$

ข. คำนวณอัตราการกระโจนข้ามของคลื่นสำหรับกำแพงกันคลื่นแบบบล็อกหินที่มีความลาดชัน 1:1.5

จากภาพที่ 10.23 (c)

$$\frac{q}{\sqrt{2gH_{1/3,0}^3}} = 4 \times 10^{-4}$$

$$q = 0.015 \text{ m}^3/\text{m.s}$$

**ตัวอย่างที่ 10.8** กำแพงกันคลื่นที่มีระดับสันกำแพงสูง +6.0 m จากระดับอ้างอิง ถูกสร้างในบริเวณที่มีระดับน้ำลึก -5.0 m บนพื้นที่ลาดที่มีความลาดชัน 1/30 โดยมีคลื่นออกแบบที่มีความสูงคลื่นที่มีนัยสำคัญ ( $H_{m0}$ ) เท่ากับ 3.6 m และ  $T_p$  เท่ากับ 8.5 s กระทบกำแพงกันคลื่นเมื่อระดับน้ำขึ้นอยู่ที่ +1.5 m จงประมาณอัตราการกระโจนข้ามของคลื่นเฉลี่ยโดยใช้สมการของ Ward (1992) และ Ward และ Ahrens (1992) ในกรณีนี้ที่โครงสร้างเป็น

ก) กำแพงกันคลื่นแบบแนวตั้ง

ข) กำแพงกันคลื่นแบบบล็อกหินที่มีความลาดชัน 1:2

**วิธีทำ**

$$H_{m0} = 3.6 \text{ m}$$

$$L_o = \frac{9.8(8.5^2)}{2\pi} = 113 \text{ m}$$

$$h = 5 + 1.5 = 6.5 \text{ m}$$

$$h_c = 6 - 1.5 = 4.5 \text{ m}$$

ก. คำนวณอัตราการกระโจนข้ามของคลื่นสำหรับกำแพงกันคลื่นแบบแนวตั้ง

จากสมการ (10.57) 
$$\frac{q}{\sqrt{gH_{m0}^3}} = 0.338 \exp \left[ -7.385 \frac{h_c}{(H_{m0}^2 L_o)^{1/3}} - 2.178 \frac{h_c}{h} \right]$$

$$\frac{q}{\sqrt{9.8(3.6^3)}} = 0.338 \exp \left[ -7.385 \frac{4.5}{(3.6^2 (113))^{1/3}} - 2.178 \frac{4.5}{6.5} \right]$$

$$q = 0.086 \text{ m}^3/\text{m.s}$$

ข. คำนวณอัตราการกระโจนข้ามของคลื่นสำหรับกำแพงกันคลื่นแบบบล็อกหินที่มีความลาดชัน 1:2

$$\text{จากสมการ (10.56)} \quad \frac{q}{\sqrt{gH_{m0}^3}} = 0.4578 \exp \left[ -29.45 \frac{h_c}{(H_{m0}^2 L_o)^{1/3}} + \frac{0.8464}{\tan \theta} \right]$$

$$\frac{q}{\sqrt{9.8(3.6^3)}} = 0.4578 \exp \left[ -29.45 \frac{4.5}{(3.6^2(113))^{1/3}} + \frac{0.8464}{0.5} \right]$$

$$q = 0.00045 \quad \text{m}^3/\text{m.s}$$

**ตัวอย่างที่ 10.9** กำแพงกันคลื่นที่มีระดับความสูงที่สันกำแพง +6.0 m จากระดับอ้างอิง ถูกสร้างในบริเวณที่มีระดับน้ำลึก -5.0 m บนพื้นทะเลที่มีความลาดชัน 1/30 ดยคลื่นออกแบที่มีความสูงคลื่นที่มีนัยสำคัญ ( $H_{m0}$ ) เท่ากับ 3.6 m และ  $T_p$  เท่ากับ 8.5 s กระทบกำแพงกันคลื่นเมื่อระดับน้ำขึ้นน้ำลงอยู่ที่ +1.5 m จงประมาณอัตราการกระโจนข้ามของคลื่นเฉลี่ยโดยใช้สูตรของ Goda (2009) ในกรณีที่โครงสร้างเป็น

- ก) กำแพงกันคลื่นแบบแนวตั้ง
- ข) กำแพงกันคลื่นที่มีพื้นผิวเรียบและทึบน้ำ โดยมีความลาดชัน 1:2

วิธีทำ

$$H_{s,toe} = 3.6 \text{ m}$$

$$h_t = 5 + 1.5 = 6.5 \text{ m}$$

$$h_c = 6 - 1.5 = 4.5 \text{ m}$$

$$\cot \theta = 0$$

$$m_b = 1/30$$

ก. คำนวณอัตราการกระโจนข้ามของคลื่นสำหรับกำแพงกันคลื่นแบบแนวตั้ง

$$A_0 = 3.4$$

$$A = 3.4 \tanh \left[ \left( 0.956 + 4.44 \frac{1}{30} \right) \left( \frac{6.5}{3.6} + 1.242 - 2.032 \left( \frac{1}{30} \right)^{0.25} \right) \right] = 3.35$$

$$B_0 = 2.3$$

$$B = 2.3 \tanh \left[ \left( 0.822 - 2.22 \frac{1}{30} \right) \left( \frac{6.5}{3.6} + 0.578 + 2.22 \frac{1}{30} \right) \right] = 2.19$$

$$q = \exp \left[ - \left( 3.35 + 2.19 \frac{4.5}{3.6} \right) \right] \sqrt{9.81(3.6)^3} = 0.049 \text{ m}^3/\text{m.s}$$

ข. คำนวณอัตราการกระโจนข้ามของคลื่นสำหรับกำแพงกันคลื่นที่มีพื้นผิวเรียบและที่บ้น้ำ โดยมีความลาดชัน 1:2

$$A_0 = 3.4 - 0.734(2) + 0.239(2^2) - 0.0162(2^3) = 2.76$$

$$A = 2.76 \tanh \left[ \left( 0.956 + 4.44 \frac{1}{30} \right) \left( \frac{6.5}{3.6} + 1.242 - 2.032 \left( \frac{1}{30} \right)^{0.25} \right) \right] = 2.71$$

$$B_0 = 2.3 - 0.5(2) + 0.15(2^2) - 0.011(2^3) = 1.81$$

$$B = 1.81 \tanh \left[ \left( 0.822 - 2.22 \frac{1}{30} \right) \left( \frac{6.5}{3.6} + 0.578 + 2.22 \frac{1}{30} \right) \right] = 1.72$$

$$q = \exp \left[ - \left( 2.71 + 1.72 \frac{4.5}{3.6} \right) \right] \sqrt{9.81(3.6)^3} = 0.17 \text{ m}^3/\text{m.s}$$

#### 10.4.2 อัตราการยอมรับได้ของคลื่นกระโจนข้ามโครงสร้าง

##### (Tolerable Rate of Wave Overtopping)

ขีดจำกัดที่ยอมรับได้ (Tolerable rate) ของอัตราการกระโจนข้ามของคลื่นขึ้นอยู่กับประเภทของโครงสร้างกำแพงกันคลื่น จากการวิเคราะห์ค้นกันน้ำและเขื่อนริมทะเลประมาณ 30 กรณีที่ได้รับความสะดวกจากความเสียหายจากพายุไต้ฝุ่น Goda (2000) ได้เสนอขีดจำกัดที่ยอมรับได้สำหรับอัตราการกระโจนข้ามของคลื่นดังที่แสดงในตารางที่ 10.5

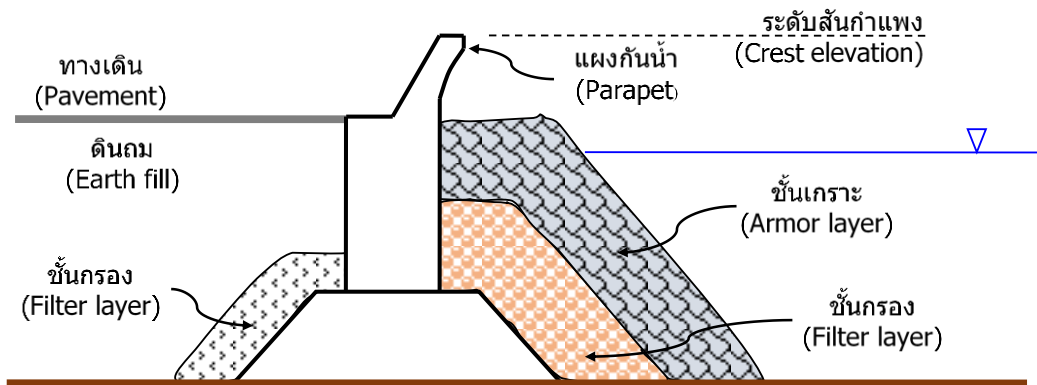
**ตารางที่ 10.5** ขีดจำกัดที่ยอมรับได้ของอัตราการกระโจนข้ามของคลื่นจากมุมมองด้านความปลอดภัยของโครงสร้าง

ประเภท	การเสริมความแข็งแรงพื้นผิว	$q_{allow}$ ( $m^3/m.s$ )
คันกั้นน้ำชายฝั่ง (Coastal Dyke)	คอนกรีตเฉพาะคันด้านหน้า โดยมีดินเป็นวัสดุ สำหรับสันและด้านหลัง	<0.005
	คอนกรีตด้านหน้าและสันคัน โดยมีดินเป็น วัสดุสำหรับด้านหลัง	0.02
	คอนกรีตปกคลุมทั้งด้านหน้า สัน และ ด้านหลัง	0.05
เขื่อนริมฝั่ง (Revetment)	ไม่มีการปูพื้นผิวบนพื้นที่ดิน	0.05
	มีการปูพื้นผิวบนพื้นที่ดิน	0.2

อีกหนึ่งเกณฑ์ที่ยอมรับได้ต้องกำหนดขึ้นตามการใช้ประโยชน์ของพื้นที่ด้านหลังเขื่อนกันคลื่น สำหรับการป้องกันพื้นที่ชายฝั่งที่มีประชากรอาศัยอยู่หนาแน่นในระดับหนึ่ง อัตราการกระโจนข้ามของคลื่น ( $q_{allow}$ ) ที่ยอมรับได้ซึ่งกำหนดเป็นแนวทางปฏิบัติในพื้นที่ท่าเรือของประเทศญี่ปุ่นเท่ากับ  $0.01 \text{ m}^3/m.s$

#### 10.4.3 ระดับความสูงของสันกำแพงกันคลื่น (Crest Elevation)

การออกแบบกำแพงกันคลื่นควรกำหนดให้สันกำแพงมีความสูงเพียงพอเพื่อป้องกันคลื่นกระโจนข้ามโครงสร้าง (Wave overtopping) ระดับความสูงของสันกำแพงกันคลื่น (ดังภาพที่ 10.24) กำหนดโดยการตั้งระดับสันกำแพงให้สูงกว่าความสูงของคลื่นซัด (Runup height) เพื่อป้องกันไม่ให้เกิดการคลื่นกระโจนข้ามโครงสร้าง อย่างไรก็ตาม ในหลายกรณี ข้อจำกัดด้านต้นทุนหรือความกังวลเกี่ยวกับความสวยงามตามธรรมชาติ อาจทำให้ต้องออกแบบโครงสร้างให้ต่ำกว่าความต้องการในอุดมคติ ระดับความสูงของสันกำแพงกันคลื่นจะกำหนดโดยการตั้งสันกำแพงให้มีความสูงในระดับที่จำกัดการล้นผ่านของคลื่นให้อยู่ในขอบเขตที่ยอมรับได้



ภาพที่ 10.24 ระดับความสูงของสันกำแพงกันคลื่น

**ตัวอย่างที่ 10.10** กำแพงกันคลื่นแนวตั้งถูกสร้างในระดับน้ำลึก -5.0 m บนพื้นทะเลที่มีความลาดชัน 1/30 กำหนดระดับความสูงของสันกำแพงโดยใช้แผนภาพของ Goda et al. (1975) เมื่อคลื่นที่มีความสูงคลื่นสำคัญในน้ำลึก ( $H_{1/3}$ ) เท่ากับ 4.1 m และคาบคลื่น ( $T_{1/3}$ ) เท่ากับ 8.5 s เข้าปะทะกำแพงกันคลื่นที่ระดับน้ำขึ้นน้ำลง +1.5 m โดยจำกัดอัตราการกระโจนข้ามของคลื่นอยู่ที่  $0.01 \text{ m}^3/\text{m}\cdot\text{s}$

**วิธีทำ**

$$L_o = \frac{9.8(8.5^2)}{2\pi} = 113 \text{ m}$$

$$h = 5 + 1.5 = 6.5 \text{ m}$$

$$H_{1/3,o} / L_o = 0.04 \text{ m}$$

$$h / H_{1/3,o} = 1.59$$

$$\frac{q}{\sqrt{2gH_{1/3,o}^3}} = 2.7 \times 10^{-4}$$

จากภาพที่ 10.21 (c)

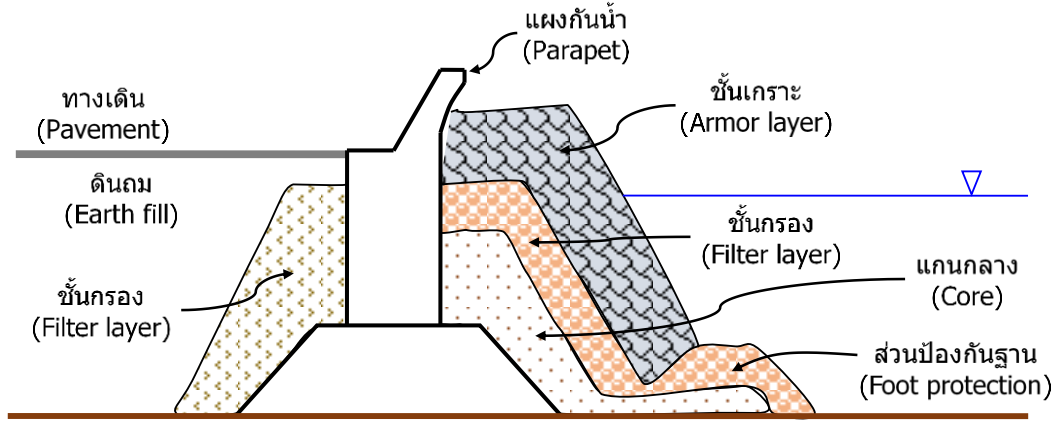
$$h_c / H_{1/3,o} = 1.6$$

$$h_c = 6.6 \text{ m}$$

หรือ การคำนวณระดับความสูงของสันเขื่อน (Crest Elevation) =  $6.6 + 1.5 = 8.1 \text{ m}$

#### 10.4.4 องค์ประกอบของกำแพงกันคลื่นแบบบล็อกหิน (Components of Block Mound Seawall)

กำแพงกันคลื่นแบบบล็อกหิน (Block Mound Seawall) มีองค์ประกอบหลัก 4 ส่วน ได้แก่ ชั้นแกนกลาง (Core layer), ชั้นกรอง (Filter layer), ชั้นเกราะ (Armor layer), และการป้องกันส่วนฐาน (Foot protection) (ดังภาพที่ 10.25)



ภาพที่ 10.25 กำแพงกันคลื่นแบบบล็อกหิน (Block Mound Seawall)

การออกแบบหน้าที่ขององค์ประกอบทั้ง 4 มีดังนี้

ก) แกนกลาง (Core) ประกอบด้วยหินคละซึ่งมีขนาดเหมาะสมที่สุดในเชิงเศรษฐศาสตร์ ความลาดชันกำหนดจากการวิเคราะห์เสถียรภาพความลาดชัน โดยมีความลาดชันอยู่ในช่วง (1:1.5 ถึง 1:3.5)

ข) ชั้นนอก (Outside layer) ประกอบด้วยก้อนคอนกรีตชั้นเกราะขนาดใหญ่ (หินหรือคอนกรีต) ที่มีมวล  $M_a$  ซึ่งสามารถคำนวณได้จากสมการของ Hudson ตามที่แสดงในหัวข้อย่อย 10.2.3

ค) ชั้นกรอง (Filter layer) ทำหน้าที่ป้องกันไม่ให้วัสดุแกนกลางถูกคลื่นพัดออกไปผ่านช่องว่างของชั้นเกราะ มวลของวัสดุในชั้นกรอง  $M_f \approx M_a / 10$  เพื่อป้องกันการพัดพาวัสดุชั้นล่างที่ผ่านขึ้นมายังชั้นบน

$$D_{15,upper} < D_{85,lower}$$

ง) การป้องกันส่วนฐาน (Foot protection) ใช้เพื่อป้องกันการกัดเซาะซึ่งเกิดจากคลื่นแตกตัว (เมื่ออยู่ใกล้ฐาน) ความสูงคลื่นซัด (Wave runup) และคลื่นซัดกลับ (Backwash) การสะท้อนคลื่น (Wave reflection) และการกระจายขนาดเม็ดของวัสดุที่ฐาน ความเสียหายของส่วนฐานจะนำไปสู่ความเสียหายของโครงสร้างทั้งหมด แม้จะไม่มีแนวทางที่เฉพาะเจาะจงสำหรับการออกแบบฐาน แต่ในทางปฏิบัติ มวลของฐานกำหนดให้มีค่าเท่ากับมวลของชั้นกรอง

**ตัวอย่างที่ 10.11** กำแพงกันคลื่นแบบบล็อกหินที่มีความลาดชัน 1:2 ถูกสร้างขึ้นในบริเวณที่มีความลึก -5.0 m บนพื้นที่ลาดชัน 1/30 คลื่นที่มีความสูงของหนึ่งในสิบของคลื่นที่สูงที่สุด ( $H_{1/10}$ ) เท่ากับ 3.6 m และคาบคลื่น ( $T_{1/10}$ ) เท่ากับ 8.5 s เข้ากระทบกับกำแพงกันคลื่นที่ระดับน้ำขึ้นน้ำลง +1.5 m จงคำนวณมวลขั้นต่ำสุดของหิน ( $\rho_a = 2650 \text{ kg/m}^3$ )

**วิธีทำ**

$$H_{1/10} = 3.6 \text{ m}$$

$$\cot \theta = 2$$

$$S_a = \frac{\rho_a}{\rho_{sw}} = \frac{2650}{1030} = 2.57$$

$$K_d = 2$$

จากสมการที่ (10.1)

$$M_a = \frac{\rho_a}{K_d (S_a - 1)^3 \cot \theta} H_{1/10}^3$$

$$M_a = \frac{2650}{2(2.57 - 1)^3 \cdot 2} 3.6^3 = 2,219 \text{ kg}$$

**ตัวอย่างที่ 10.12** กำแพงกันคลื่นถูกสร้างขึ้นในระดับน้ำลึก -1.0 m บนพื้นที่ลาดชัน 1/50 โดยมีคลื่นออกแบบ [มีความสูงของคลื่นที่มีนัยสำคัญ ( $H_{m0}$ ) เท่ากับ 2.0 m, ความสูงของคลื่นหนึ่งในสิบของคลื่นที่สูงที่สุด ( $H_{1/10}$ ) เท่ากับ 2.5 m และคาบคลื่น ( $T_p$ ) เท่ากับ 5 s] เข้ากระทบกับกำแพงกันคลื่นที่ระดับน้ำขึ้นน้ำลง +0.5 m ความหนาแน่นของน้ำทะเล คือ  $1030 \text{ kg/m}^3$  โดยกำหนดค่าขีดจำกัดที่ยอมรับได้ของอัตราการกระโจนข้ามของคลื่น คือ  $0.05 \text{ m}^3/\text{m}\cdot\text{s}$

- ก. กำหนดความสูงของสันกำแพงกันคลื่น (crest elevation) หากโครงสร้างเป็นกำแพงกันคลื่นแนวตั้ง
- ข. กำหนดความสูงของสันกำแพงกันคลื่นและมวลขั้นต่ำสุดของหิน ( $\rho_a = 2650 \text{ kg/m}^3$ ) ในชั้นเกราะ หากโครงสร้างเป็นกำแพงกันคลื่นแบบบล็อกหินที่มีความลาดชัน 1:3

**วิธีทำ**

$$L_o = \frac{9.8(5^2)}{2\pi} = 38.99 \text{ m}$$

$$h = 1 + 0.5 = 1.5 \text{ m}$$

- ก) ความสูงของสันกำแพงกันคลื่นแนวตั้ง

จากสมการของ Ward (1992)

$$\frac{q}{\sqrt{gH_{m0}^3}} = 0.338 \exp \left[ -7.385 \frac{h_c}{(H_{m0}^2 L_o)^{1/3}} - 2.178 \frac{h_c}{h} \right]$$

$$\frac{0.05}{\sqrt{9.8(2^3)}} = 0.338 \exp \left[ -7.385 \frac{h_c}{(2^2(38.99))^{1/3}} - 2.178 \frac{h_c}{1.5} \right]$$

$$h_c = 1.45 \text{ m}$$

ดังนั้น ระดับความสูงของสันกำแพงกันคลื่น = 1.95 m

ข) ความสูงของสันกำแพงกันคลื่นแบบบล็อกหิน

จากสมการของ Ward (1992)

$$\frac{q}{\sqrt{gH_{m0}^3}} = 0.4578 \exp \left[ -29.45 \frac{h_c}{(H_{m0}^2 L_o)^{1/3}} + \frac{0.8464}{\tan \theta} \right]$$

$$\frac{0.05}{\sqrt{9.8(2^3)}} = 0.4578 \exp \left[ -29.45 \frac{h_c}{(2^2(38.99))^{1/3}} + 0.8464(3) \right]$$

$$h_c = 1.27 \text{ m}$$

ดังนั้น ระดับความสูงของสันกำแพงกันคลื่น = 1.77 m

ค) มวลของชั้นเกราะ (Mass of the armor)

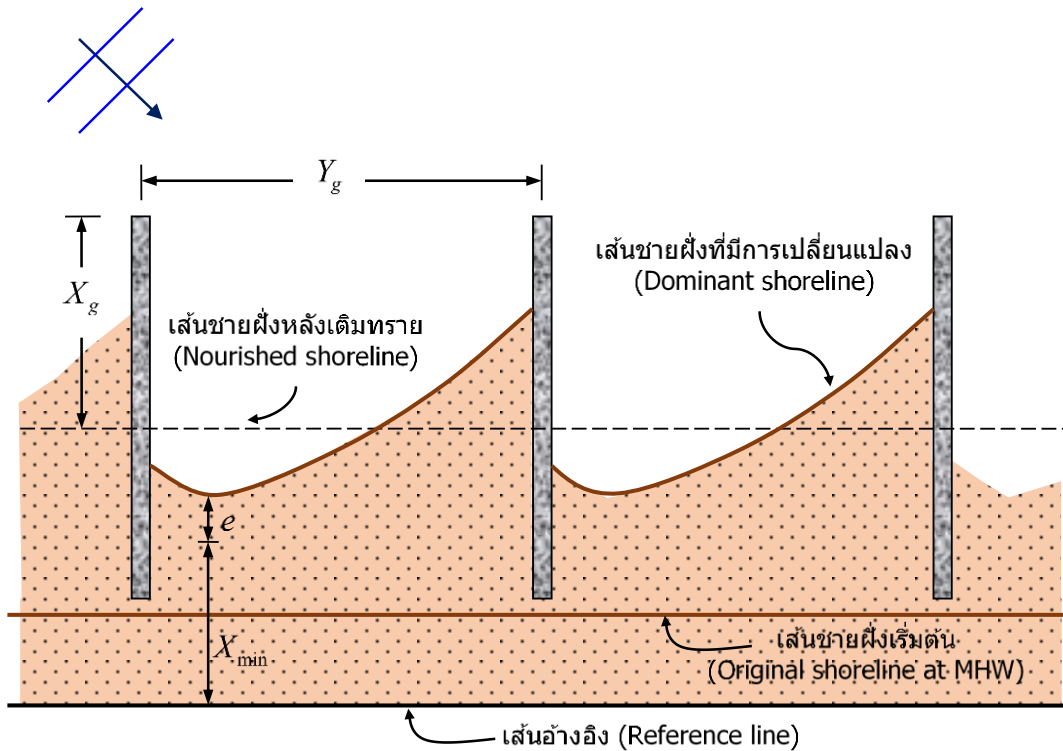
$$S_r = \frac{\rho_a}{\rho_{sw}} = \frac{2650}{1030} = 2.57$$

สำหรับหินที่รับแรงกระทำจากคลื่นแตกตัว,  $K_D = 2$

$$M_a = \frac{2650}{2(2.57 - 1)^3} 2.5^3 = 1784 \text{ kg}$$

## 10.5 รอดักทราย (Groins)

รอดักทราย (Groins) เป็นโครงสร้างที่ตั้งฉากกับชายฝั่ง สามารถติดตั้งได้ทั้งแบบเดี่ยวหรือแบบหลายตัว โดยมีวัตถุประสงค์เพื่อดักทราย (จากการพัดพาตะกอนตามแนวชายฝั่ง) ทางด้านต้นน้ำ ซึ่งอาจทำให้เกิดการกัดเซาะทางด้านปลายน้ำของโครงสร้างได้ ดังนั้น เพื่อลดผลกระทบจึงจำเป็นต้องการเติมทรายชายหาดควบคู่ไปกับการสร้างรอดักทราย เพื่อให้ทรายสามารถเริ่มไหลผ่านรอดักทรายได้ในทันที รอดักทรายอาจไม่สามารถทำงานได้อย่างมีประสิทธิภาพดีในพื้นที่ที่มีการเคลื่อนที่ของตะกอนตามขวางชายฝั่งเป็นหลัก



ภาพที่ 10.26 มุมมองของโครงสร้างรอดักทราย

ความสำเร็จของการออกแบบรอดักทรายพิจารณาจาก 2 ปัจจัย คือ การรักษาความกว้างขั้นต่ำของชายหาด และการลดผลกระทบต่อพื้นที่ปลายน้ำ USACE (2002) แนะนำ 11 กฎสำหรับการออกแบบรอดักทรายเพื่อการใช้งาน (ดังภาพที่ 10.26) ดังนี้

- ก) หากการเคลื่อนที่ของตะกอนตามขวางชายฝั่งเป็นหลัก ควรพิจารณาระบบรอดักทรายเป็นลำดับแรก
- ข) การอนุรักษ์มวลสำหรับการเคลื่อนที่ของตะกอนทั้งตามแนวชายฝั่งและขวางชายฝั่ง หมายความว่ารอดักทรายไม่ได้สร้างหรือทำลายตะกอน
- ค) เพื่อหลีกเลี่ยงการกัดเซาะของชายหาดที่อยู่ติดกัน ควรเพิ่มการเติมทรายในขั้นตอนการออกแบบ

ง) กำหนดความกว้างขั้นต่ำของชายหาด ( $X_{\min}$ ) เพื่อการป้องกันพื้นที่ชายฝั่งจากพายุ และใช้เป็นเกณฑ์วัดความสำเร็จ

จ) เริ่มต้นด้วย  $Y_g / X_g = 2-3$  โดยที่  $Y_g$  คือ ระยะห่างตามแนวชายฝั่ง และ  $X_g$  คือ ความยาวที่มีประสิทธิภาพของรอดักทราย ซึ่งวัดจากแนวชายหาดที่มีการเติมทราย

ฉ) ใช้แบบจำลองการเคลื่อนที่ของตะกอนตามแนวชายฝั่ง [เช่น แบบจำลอง GENESIS (Hanson และ Kraus, 1989)] เพื่อประเมินการเปลี่ยนแปลงของแนวชายฝั่งรอบ ๆ รอดักทราย

ช) ใช้แบบจำลองการเคลื่อนที่ของตะกอนตามขวางชายฝั่ง [เช่น แบบจำลอง SBEACH (Larson และ Kraus, 1989)] เพื่อประเมินความกว้างขั้นต่ำของชายหาด ( $X_{\min}$ ) ระหว่างเหตุการณ์พายุเพื่อป้องกันพื้นที่ชายฝั่ง

ซ) การเคลื่อนที่ผ่านตะกอน ความสามารถในการซึมผ่านของโครงสร้าง และความสมดุลระหว่างอัตราการเคลื่อนที่ของตะกอนตามแนวชายฝั่งสุทธิและอัตราการเคลื่อนที่ของตะกอนทั้งหมด เป็นปัจจัยสำคัญในการออกแบบให้ใช้งานได้ ควรใช้การจำลองแบบเพื่อปรับปรุงการออกแบบให้ตรงตามเกณฑ์

ฌ) พิจารณาที่ปลายเขื่อน รูปแบบแผนผัง และรูปแบบหน้าตัดที่แตกต่างกัน เพื่อลดผลกระทบต่อชายหาดที่อยู่ติดกัน

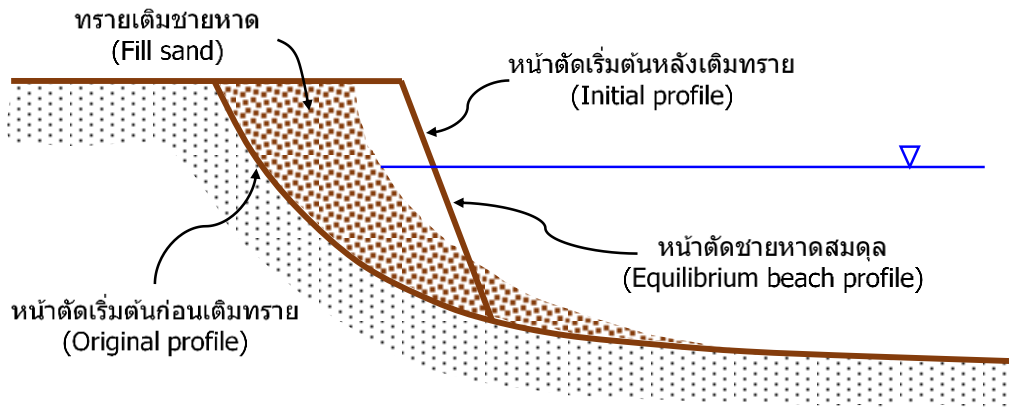
ญ) จัดตั้งการตรวจสอบภาคสนามเพื่อประเมินคุณภาพของโครงการและผลกระทบต่อชายหาดที่อยู่ติดกัน

ฎ) จัดตั้งกลไกในการตัดสินใจเพื่อแก้ไข (หรือรื้อถอนโครงการ) หากพบว่าผลกระทบต่อชายหาดที่อยู่ติดกันนั้นไม่เป็นที่ยอมรับ

เนื่องจากเขื่อนกันคลื่นและรอดักทรายเผชิญกับแรงกระทำที่คล้ายกัน คำแนะนำสำหรับการออกแบบโครงสร้างของเขื่อนกันคลื่นจึงสามารถนำมาใช้กับการออกแบบโครงสร้างของรอดักทรายได้

## 10.6 การเติมทรายชายหาด (Beach Nourishment)

การเติมทรายชายหาด (Beach nourishment) คือ การนำวัสดุตะกอนคุณภาพดีในปริมาณมากไปวางตามแนวชายฝั่ง เพื่อขยายแนวชายฝั่งออกไปทางทะเล (ดูภาพที่ 10.27) โดยการเติมทรายมีหน้าที่หลักอยู่สองประการ ได้แก่ การให้การป้องกันชั่วคราวต่อทรัพย์สินบนฝั่ง และการเพิ่มพื้นที่สำหรับกิจกรรมนันทนาการตามแนวชายฝั่งชั่วคราว



ภาพที่ 10.27 การเติมทรายชายหาด

### 10.6.1 หน้าที่ชายหาดสมดุล (Equilibrium beach profile)

การเติมทรายชายหาดมักจะถูกสร้างให้มีความชันมากกว่าชายหาดตามธรรมชาติ หลังจากที่ถูกคลื่นกระทำเป็นระยะเวลาหนึ่ง ชายหาดจะเข้าสู่สมดุล เรียกว่า หน้าที่ชายหาดสมดุล (Equilibrium beach profile) โดยในระดับมหภาค ชายหาดจะอยู่ในสภาวะสมดุลหากได้รับผลกระทบจากคลื่นไม่สม่ำเสมอที่มีสมบัติทางสถิติคงที่เป็นเวลานานเพียงพอ แบบจำลองต่าง ๆ สำหรับชายหาดที่สมดุลในวรรณกรรม โดยแบบจำลองที่ใช้กันอย่างแพร่หลายเสนอโดย Dean (1987) ดังนี้

$$h = AX^{2/3} \quad (10.63)$$

ซึ่ง

$$A = 0.067w_s^{0.44} \quad (10.64)$$

โดยที่  $h$  คือ ความลึกของน้ำนิ่ง,  $A$  คือ พารามิเตอร์ขนาดของตะกอน,  $w_s$  คือ ความเร็วการตกตะกอน, และ  $X$  คือ ระยะทางในทิศทางตั้งฉากกับฝั่งที่วัดจากแนวชายฝั่ง

Kriebel et al. (1991) ได้ปรับปรุงพารามิเตอร์  $A$  ให้เป็น

$$h = 2.25 \cdot \left( \frac{w_s^2}{g} \right)^{1/3} X^{2/3} \quad (10.65)$$

โดยที่  $g$  คือ คือความเร่งเนื่องจากแรงโน้มถ่วง

USACE (2002) ได้จัดเตรียมความสัมพันธ์เชิงประสบการณ์ระหว่าง  $A$  และเส้นผ่านศูนย์กลางกลางกลางของทราย ( $d_{50}$ ) ตามที่แสดงในตารางที่ 10.6

**ตารางที่ 10.6** ค่า  $A$  ที่แนะนำตามฟังก์ชันของ  $d_{50}$  ( $m^{1/3}$ )

$d$ (mm)	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09
0.1	0.063	0.0672	0.0714	0.0756	0.0798	0.084	0.0872	0.0904	0.0936	0.0968
0.2	0.100	0.103	0.106	0.109	0.112	0.115	0.117	0.119	0.121	0.123
0.3	0.125	0.127	0.129	0.131	0.133	0.135	0.137	0.139	0.141	0.143
0.4	0.145	0.1466	0.1482	0.1498	0.1514	0.153	0.1546	0.1562	0.1578	0.1594
0.5	0.161	0.1622	0.1634	0.1646	0.1658	0.167	0.1682	0.1694	0.1706	0.1718
0.6	0.173	0.1742	0.1754	0.1766	0.1778	0.179	0.1802	0.1814	0.1826	0.1838
0.7	0.185	0.1859	0.1868	0.1877	0.1886	0.1895	0.1904	0.1913	0.1922	0.1931
0.8	0.194	0.1948	0.1956	0.1964	0.1972	0.198	0.1988	0.1996	0.2004	0.2012
0.9	0.202	0.2028	0.2036	0.2044	0.2052	0.206	0.2068	0.2076	0.2084	0.2092
1.0	0.210	0.2108	0.2116	0.2124	0.2132	0.2140	0.2148	0.2156	0.2164	0.2172

### 10.6.2 ความลึกวิกฤตของการเปลี่ยนแปลงชายฝั่ง (Depth of Closure)

ขอบเขตทางทะเลของความเปลี่ยนแปลงของโปรไฟล์ชายหาดที่มีผลในระยะยาว เรียกว่า ความลึกวิกฤตของการเปลี่ยนแปลงชายฝั่ง (Depth of Closure,  $D_C$ ) ซึ่งเป็นจุดสิ้นสุดของการเปลี่ยนแปลงทางสัณฐานชายฝั่งที่เกิดจากคลื่น และมักใช้เป็นขอบเขตทางทะเลของโปรไฟล์ชายหาดที่สมดุล มีหลายสมการที่ได้รับการเสนอเพื่อคำนวณค่า  $D_C$  โดยรายละเอียดบางส่วนแสดงดังนี้

ก) Hallermeier (1978, 1981) เสนอสูตรเชิงประสบการณ์สองสูตรเพื่อคำนวณค่า  $D_C$  โดยอ้างอิงจากข้อมูลในห้องปฏิบัติการและข้อมูลภาคสนาม ดังนี้

$$D_C = 2.28H_e - 68.5 \left( \frac{H_e^2}{gT_e^2} \right) \quad (10.66)$$

$$D_C = 2\bar{H}_s + 11\sigma_H \quad (10.67)$$

โดยที่  $H_e$  คือ ความสูงคลื่นเฉลี่ยที่มีประสิทธิภาพ และ  $T_e$  คือ คาบคลื่นที่มีประสิทธิภาพ คลื่นที่มีประสิทธิภาพประเมินจากเงื่อนไขที่เกินกว่า 12 ชั่วโมงต่อปี (คิดเป็น 0.14% ของเวลา)  $\bar{H}_s$  คือ ความสูงคลื่นที่มีนัยสำคัญ

เฉลี่ยต่อปี และ  $\sigma_H$  คือ ส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐานของความสูงคลื่นที่มีนัยสำคัญ ค่า  $H_e$  สามารถประมาณได้จากสมการ

$$H_e = \bar{H}_s + 5.6\sigma_H \quad (10.68)$$

ข) Birkemeier (1985) ได้ปรับปรุงสมการของ Hallermeier (1978, 1981) โดยอ้างอิงจากการทดลองภาคสนามที่เมืองดีค, รัฐนอร์ทแคโรไลนา

$$D_C = 1.57H_e \quad (10.69)$$

**ตัวอย่างที่ 10.13** กำหนดให้ค่าความสูงคลื่นที่มีนัยสำคัญเฉลี่ยรายปี ( $\bar{H}_s$ ) เท่ากับ 1.2 m และค่าเบี่ยงเบนมาตรฐานของความสูงคลื่นที่มีนัยสำคัญ ( $\sigma_H$ ) เท่ากับ 0.51 m จงคำนวณความลึกที่ไม่ได้รับอิทธิพลจากการเปลี่ยนแปลงของตะกอน ( $D_C$ ) โดยใช้สมการของ Hallermeier (1978, 1981) และ Birkemeier (1985)

### วิธีทำ

จากสูตรของ Hallermeier (1978, 1981)

$$D_C = 2\bar{H}_s + 11\sigma_H = 2(1.2) + 11(0.51) = 8.01 \text{ m}$$

จากสูตรของ Birkemeier (1985)

$$D_C = 1.57H_e = 1.57(\bar{H}_s + 5.6\sigma_H) = 1.57[1.2 + 5.6(0.51)] = 6.37 \text{ m}$$

### 10.6.3 ปริมาณวัสดุเติมชายหาด (Fill Volume)

แนวคิดเกี่ยวกับสมดุลชายหาดสามารถนำมาใช้โดยตรงในการประเมินปริมาณวัสดุเติมชายหาดในเบื้องต้นได้ Dean (1991) ได้กำหนดประเภทพื้นฐานของโปรไฟล์ชายหาดที่ได้รับการเติมไว้ 3 ประเภท (ดังภาพที่ 10.28) ได้แก่

ก) โปรไฟล์แบบตัดกัน (Intersecting profile) ซึ่งโปรไฟล์ชายหาดที่เติมนั้นตัดกับโปรไฟล์เดิมที่ความลึกตื้นกว่าความลึกที่ไม่ได้รับอิทธิพลจากการเปลี่ยนแปลง

ข) โปรไฟล์แบบไม่ตัดกัน (Non-Intersecting profile) โปรไฟล์ชายหาดที่เติมไม่ตัดกับโปรไฟล์เดิมก่อนถึงความลึกที่ไม่ได้รับอิทธิพลจากการเปลี่ยนแปลง

ค) โปรไฟล์แบบจมอยู่ใต้น้ำ (Submerged profile) ซึ่งหลังจากสมดุลแล้วไม่มีชายหาดแห่งสถานการณ์นี้เกิดขึ้นเมื่อโปรไฟล์ที่ไม่ตัดกัน ไม่สามารถพัฒนาได้อย่างสมบูรณ์เนื่องจากปริมาณทรายไม่เพียงพอ

Dean (1991) เสนอเกณฑ์ในการพิจารณาประเภทของโปรไฟล์ดังนี้

$$W \left( \frac{A_N}{D_C} \right)^{3/2} + \left( \frac{A_N}{A_F} \right)^{3/2} < 1; \text{โปรไฟล์แบบตัดกัน (Intersecting Profile)} \quad (10.70a)$$

$$W \left( \frac{A_N}{D_C} \right)^{3/2} + \left( \frac{A_N}{A_F} \right)^{3/2} > 1; \text{โปรไฟล์แบบไม่ตัดกัน (Non-Intersecting Profile)} \quad (10.70b)$$

โดยที่  $A_N$  คือ พารามิเตอร์ขนาดของตะกอนสำหรับตะกอนเดิม (Native sediment scale parameter), และ  $A_F$  คือ พารามิเตอร์ขนาดของตะกอนสำหรับตะกอนเติม (Fill sediment scale parameter)

ปริมาณวัสดุเติมชายหาดต่อหน่วยความยาว (ซึ่งจำเป็นในการสร้างชายหาดที่มีความกว้าง  $W$ , ความสูงของตะกอนเกินการกัดเซาะ (Berm height)  $B$  และความลึกที่ไม่ได้รับอิทธิพลจากการเปลี่ยนแปลงของตะกอน  $D_C$  สำหรับโปรไฟล์ชายหาดที่สมดุลในประเภทต่าง ๆ) สามารถประมาณได้จากสูตรต่อไปนี้

ก) ในกรณีที่ชายหาดสมบูรณ์ (มีตะกอนมาก) ซึ่งวัสดุเดิมและวัสดุเติมมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางเฉลี่ยเท่ากัน ปริมาตรทรายเติม ( $\nabla_f$ ) ประมาณได้จาก

$$\nabla_f = W(B + D_C) \quad (10.71)$$

ข) สำหรับโปรไฟล์ที่ไม่ตัดกัน ปริมาตรทรายเติม  $\nabla_f$  ประมาณได้จาก

$$\nabla_f = WB + \frac{3}{5} \left( \frac{D_C}{A_F} \right)^{5/2} \left( A_N \left[ 1 + W \left( \frac{A_F}{D_C} \right)^{3/2} \right]^{5/3} - A_F \right) \quad (10.72)$$

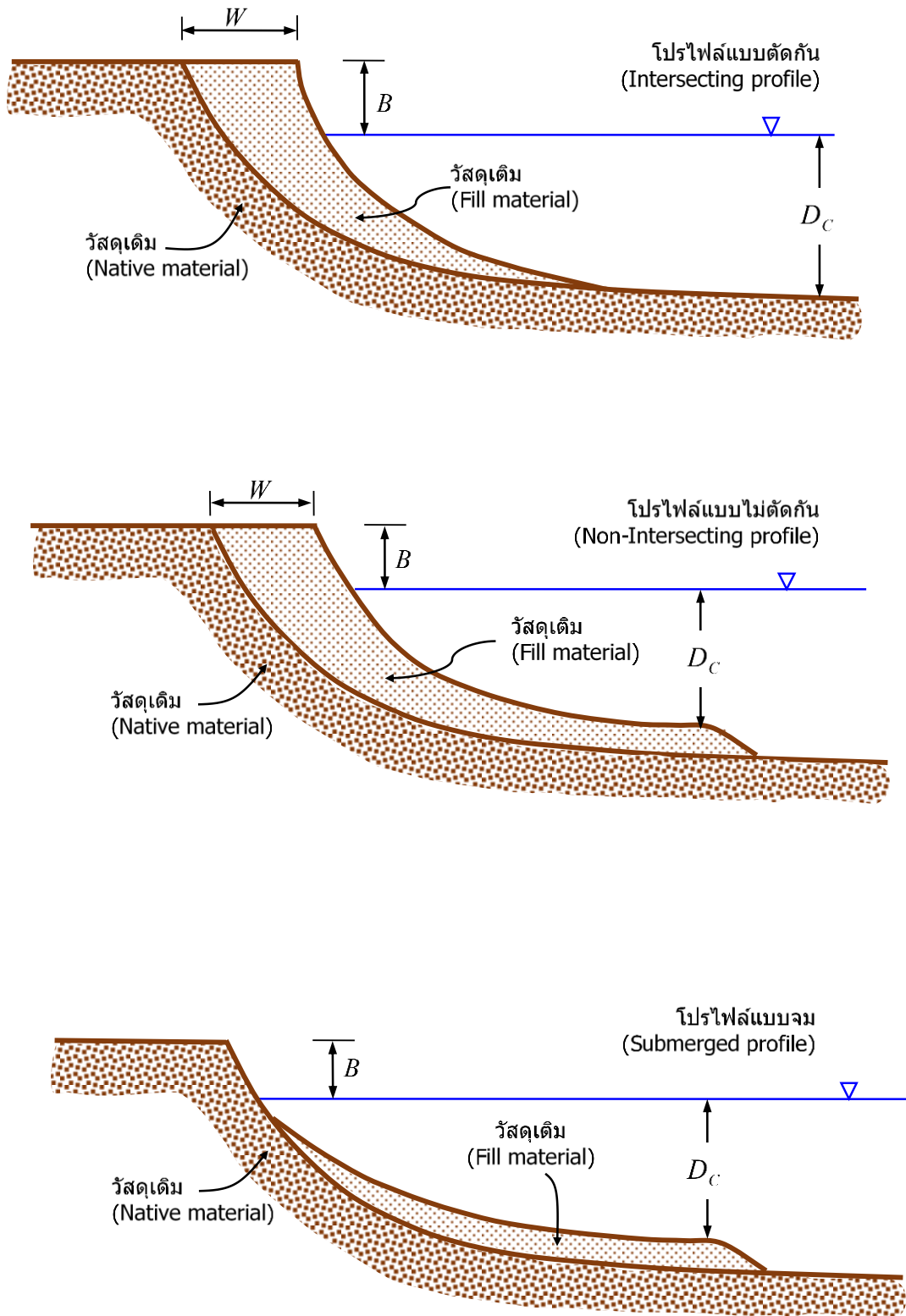
หากความกว้าง  $W = 0$  จากสมการ (10.72) จะลดรูปเป็น (10.73)

$$\nabla_f = \frac{3}{5} \left( \frac{D_C}{A_F} \right)^{5/2} (A_N - A_F) \quad (10.73)$$

ค) หากปริมาณวัสดุเติมเติมน้อยกว่าที่กำหนดในสมการ (10.73) จะเกิดโปรไฟล์ที่จมอยู่ใต้น้ำหลังจากสมดุล

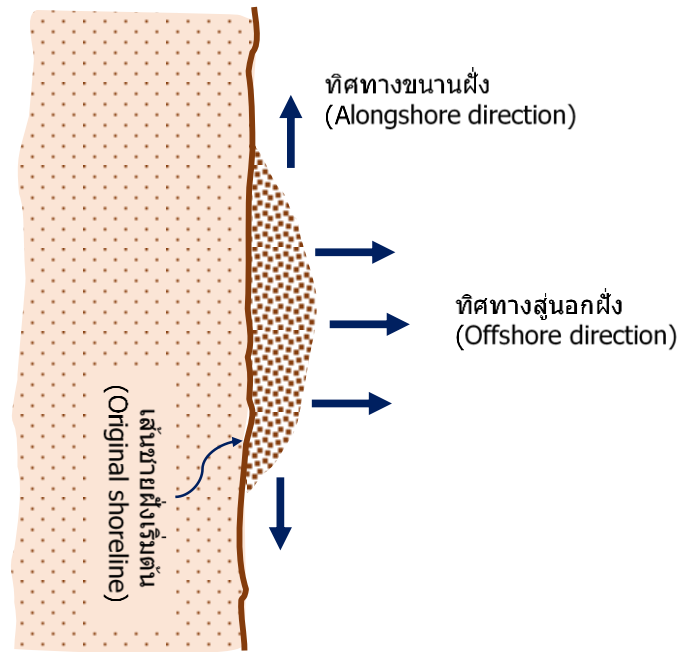
ง) ในกรณีที่ชายหาดสมบูรณ์ (มีตะกอนมาก) ปริมาณวัสดุเติม ( $\nabla_f$ ) ประมาณได้จาก

$$\nabla_f = WB + \left( \frac{\frac{3}{5} W^{5/3} A_N A_F}{(A_F^{3/2} - A_N^{3/2})^{2/3}} \right) \quad (10.74)$$



ภาพที่ 10.28 ประเภทหน้าตัดของชายหาด (ปรับปรุงโดย Dean (1991))

คลื่นจะมีแนวโน้มปรับตัวให้เป็นเส้นตรงมากขึ้น ส่งผลให้เกิดการเคลื่อนที่ของตะกอนที่ทำให้ชายฝั่งด้านข้างโครงการยื่นออกไป (ดังภาพที่ 10.29) การเติมทรายชายหาดมีอายุการใช้งานที่จำกัดและมักจะต้องมีการเติมทรายซ้ำเสมอ



ภาพที่ 10.29 มุมมองแผนภาพแสดงทิศทางการเคลื่อนที่ของตะกอน

**ตัวอย่างที่ 10.14** ชายหาดที่ได้รับการเติมเต็มจะเพิ่มความกว้าง ( $W$ ) 30 m จากชายหาดเดิม โดยกำหนดความลึกที่ไม่ได้รับอิทธิพลจากการเปลี่ยนแปลงของตะกอน ( $D_C$ ) เท่ากับ 6 m ความสูงของตะกอนเกินการกัดเซาะ ( $B$ ) 2 m จงหาปริมาณวัสดุเติมเต็มต่อหน่วยความยาวชายฝั่ง ถ้า

- วัสดุเติมมีคุณสมบัติเดียวกับชายหาดทรายเดิม
- ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของทรายเติมเท่ากับ 0.26 mm และขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของทรายเดิมเท่ากับ 0.19 mm
- ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของทรายเติมเท่ากับ 0.26 mm และขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของทรายเดิมเท่ากับ 0.32 mm

### วิธีทำ

ก)  $\forall_f = W(B + D_C) = 30(2 + 6) = 240 \text{ m}^3/\text{m}$

ข) จากตาราง (10.6),  $A_N = 0.117 \text{ m}^{1/3}$  และ  $A_F = 0.097 \text{ m}^{1/3}$

เมื่อ  $A_N / A_F > 1 \text{ m}$ , โพรไฟล์ไม่มีการตัดกัน ดังนั้นจึงสามารถใช้สมการ (10.72) ได้

$$\nabla_f = WB + \frac{3}{5} \left( \frac{D_C}{A_F} \right)^{5/2} \left( A_N \left[ 1 + W \left( \frac{A_F}{D_C} \right)^{3/2} \right]^{5/3} - A_F \right)$$

$$\nabla_f = 30(2) + \frac{3}{5} \left( \frac{6}{0.097} \right)^{5/2} \left( 0.117 \left[ 1 + 30 \left( \frac{0.097}{6} \right)^{3/2} \right]^{5/3} - 0.097 \right) = 642.65 \text{ m}^3/\text{m}$$

ค) จากตาราง (10.6),  $A_N = 0.117 \text{ m}^{1/3}$  และ  $A_F = 0.129 \text{ m}^{1/3}$

$$W \left( \frac{A_N}{D_C} \right)^{3/2} + \left( \frac{A_N}{A_F} \right)^{3/2} = 30 \left( \frac{0.117}{6} \right)^{3/2} + \left( \frac{0.117}{0.129} \right)^{3/2} = 0.95 \text{ ซึ่ง } < 1$$

ดังนั้น โปรไฟล์จึงมีการตัดกัน

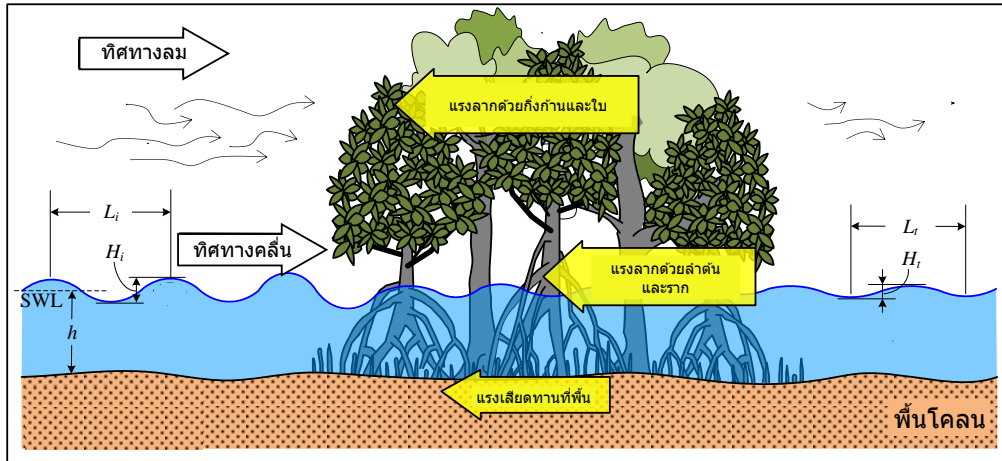
$$\nabla_f = WB + \left( \frac{\frac{3}{5} W^{5/3} A_N A_F}{(A_F^{3/2} - A_N^{3/2})^{2/3}} \right) = 30(2) + \left( \frac{\frac{3}{5} 30^{5/3} 0.117(0.129)}{(0.129^{3/2} - 0.117^{3/2})^{2/3}} \right) = 136.80 \text{ m}^3/\text{m}$$

## 10.7 การป้องกันหาดโคลน (Muddy Coast Protection)

หาดโคลน (Muddy coasts) หรือที่ลุ่มราบน้ำขึ้นถึง (Tidal flat) มักตั้งอยู่บริเวณชายฝั่งทะเลใกล้ป่าแม่น้ำที่ส่งตะกอนดิน (ขนาดเล็กกว่าเม็ดทราย) จำนวนมากทับถมอยู่ตามแนวชายฝั่งเป็นเวลานาน ในหลายพื้นที่มักมีแนวป่าชายเลนเกิดขึ้น ป่าชายเลน (Mangroves) เหล่านี้เป็นเสมือนแนวกำบังหรือแนวป้องกันชายฝั่งตามธรรมชาติ ด้วยระบบรากและลำต้น ทั้งคลื่นและแรงลมจะสลายพลังงานลงเมื่อเข้าสู่ป่าชายเลน (Rasmeemasuang and Sasaki, 2015; ธรรมนุญ รัตมีมาสเมืองและคณะ, 2566) ดังแสดงในรูปที่ 10.30 แต่อย่างไรก็ตาม ด้วยกิจกรรมของมนุษย์และสาเหตุทางธรรมชาติ ป่าชายเลนอาจถูกทำลายลงอย่างต่อเนื่องทั้งในประเทศไทยและต่างประเทศ (Rasmeemasuang et al., 2022; Rasmeemasuang and Sasaki, 2015)

แม้ว่ามีความพยายามในการปลูกป่าชายเลนฟื้นฟูกลับขึ้นมา ซึ่งเป็นมาตรการที่ยั่งยืนและเป็นวิธีการแก้ปัญหาโดยมีธรรมชาติเป็นฐาน (Nature-based solution) แต่อัตราความสำเร็จหรืออัตราการรอดตายของต้นกล้าป่าชายเลนยังอยู่ในระดับต่ำ ด้วยปัจจัยหลายประการ เช่น ต้นกล้าจำเป็นต้องใช้เวลาในการเติบโตพอที่จะต้านทานแรงลม แรงคลื่น หรือกระแสน้ำได้ (กมลพล ขยันหาและคณะ, 2560; 2561) มาตรการอื่นที่ใช้ในการป้องกันชายฝั่งแบบโคลนยังพบได้อีกหลายวิธี (Rasmeemasuang et al., 2022) เช่น เขื่อนเรียงหินริมฝั่ง (Revetments) เขื่อนกันคลื่นแบบถุงทรายใยสังเคราะห์ทางธรณี (Geotextile breakwaters) แนวเสาคอนกรีต (Concrete-Pile breakwaters) แนวเสาคอนกรีตสวมยางรถยนต์ (Tire-clad concrete pile

breakwaters) แนวไม้ไผ่กันคลื่น (Bamboo breakwaters) ดังภาพที่ 10.31 มาตรการดังกล่าวมักเป็น มาตรการแบบแข็งที่ใช้โครงสร้าง ซึ่งบางส่วนอาจประกอบกับการปลูกป่าชายเลน เพื่อยกระดับอัตรา ความสำเร็จในการปลูกป่าได้ดียิ่งขึ้น ประสิทธิภาพและข้อจำกัดของแต่ละมาตรการมีความแตกต่างกัน ออกไป (ปรีดา รัศมีและธรรมบุญ รัศมีมาสมเมือง, 2556; Saengsupavanich, 2013)



ภาพที่ 10.30 กลไกการป้องกันชายฝั่งแบบโคลนด้วยป่าชายเลน



เขื่อนเรียงหินริมฝั่ง



เขื่อนกันคลื่นแบบถุยสังเคราะห์ทางธรณี



แนวเสาคอนกรีต



แนวเสาคอนกรีตสวมยางรถยนต์



แนวไม้ไผ่กันคลื่น

ภาพที่ 10.31 แนวทางป้องกันชายฝั่งแบบหาดโคลนโดยใช้โครงสร้าง

มาตรการที่พบได้บ่อยในการป้องกันชายหาดโคลนทั้งในประเทศไทยและต่างประเทศ เช่น ประเทศเวียดนาม (Takagi et al., 2020) เป็นกลุ่มพวกโครงสร้างเสา เนื่องจากพื้นของชายหาดโคลนมักมีกำลังในการรับน้ำหนักบรรทุกน้อยกว่าพื้นของชายหาดทราย ดังนั้นโครงสร้างประเภทเขื่อนกันคลื่นแบบหินทิ้งหรือบล็อกคอนกรีตจะจมลงหรือทรุดตัวอย่างรวดเร็ว ทำให้ประสิทธิภาพและอายุการใช้งานลดลง ในขณะที่โครงสร้างแบบเสาที่ปักลงไปในดินมีน้ำหนักน้อยกว่ามาก นอกจากนี้แรงเสียดทานระหว่างพื้นดินกับเสาที่ปักลงไปยังช่วยพยุงตัวเสา พร้อมทั้งยึดให้เสามีความแข็งแรงในการต้านทานแรงคลื่นและกระแสน้ำ โครงสร้างเหล่านี้อาจจะเป็น ไม้ไผ่ เสาคอนกรีต หรือเสาsvmยารถยนต์ ก็ได้

ธรรมนูญ รัชมีมาสเมือง และคณะ (2568) นำเสนอสูตรที่ใช้สำหรับการร้อยละการลดทอนคลื่น [Wave reduction,  $R(\%)$ ] ซึ่งเป็นฟังก์ชันของพารามิเตอร์ไร้มิติ 2 ตัว คือ ความชันคลื่นเข้ากระทบ (Incident wave steepness,  $H_i/L_i$ ) และความยาวตอนลึกของโครงสร้างเสาสัมพันธ์กับความยาวคลื่น ( $L_p/L_i$ ) ดังภาพที่ 10.32 และแสดงในสมการ

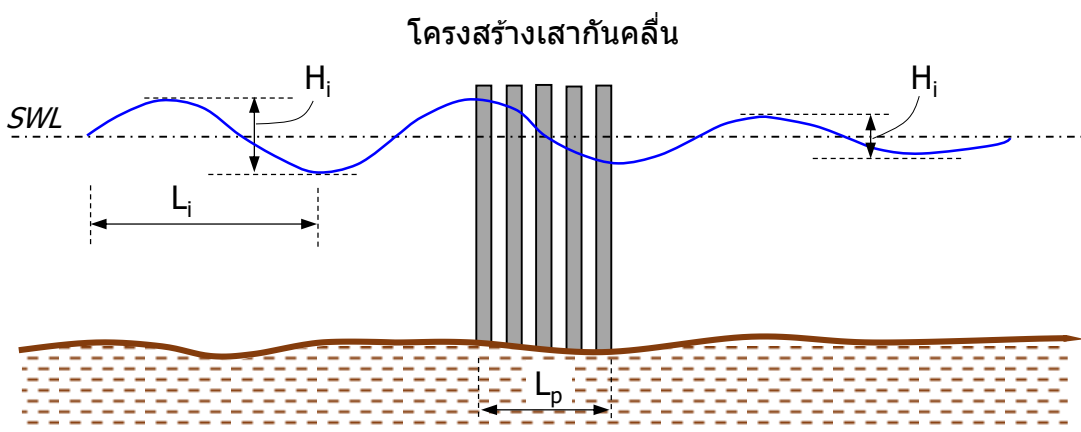
$$R(\%) = \left( \frac{H_i - H_t}{H_i} \right) \times 100 \quad (10.75)$$

$$R(\%) = a \left( \frac{H_i}{L_i} \right) + b \left( \frac{L_p}{L_i} \right) + c \quad (10.76)$$

สำหรับค่าพารามิเตอร์  $a$ ,  $b$  และ  $c$  สำหรับโครงสร้างแนวไม้ไผ่กันคลื่น เสาคอนกรีต และเสาsvmยารถยนต์ แสดงไว้ดังตารางที่ 10.7

ตารางที่ 10.7 ค่าพารามิเตอร์  $a$ ,  $b$  และ  $c$  สำหรับสูตรการลดทอนคลื่นเนื่องจากโครงสร้างเสา

โครงสร้าง	$a$	$b$	$c$
แนวไม้ไผ่กันคลื่น	116	40	17
แนวเสาคอนกรีต	93	40	18
แนวเสาsvmยารถยนต์	323	20	12



ภาพที่ 10.32 การลดทอนคลื่นผ่านโครงสร้างแบบเสา

**ตัวอย่างที่ 10.15** จงออกแบบแนวไม้ไผ่กันคลื่นเพื่อลดทอนพลังงานคลื่นในพื้นที่ปลูกป่าชายเลน โดยแนวไม้ไผ่อยู่บริเวณใกล้ฝั่งที่มีความลึกน้ำ ( $h$ ) 3 m ความสูงคลื่น ( $H$ ) 0.5 m คาบคลื่น ( $T$ ) 1.5 s โดยให้คลื่นที่ผ่านแนวไม้ไผ่เหลือประมาณ 0.2 m

### วิธีทำ

คำนวณหาร้อยละการลดทอนคลื่น จากสมการ (10.75) เมื่อคลื่นก่อนเคลื่อนที่ผ่านแนวไม้ไผ่กันคลื่น ( $H_i$ ) เท่ากับ 0.5 m และคลื่นหลังผ่านแนวไม้ไผ่ ( $H_t$ ) เท่ากับ 0.2 m

$$R(\%) = \left( \frac{H_i - H_t}{H_i} \right) \times 100 = \left( \frac{0.5 - 0.2}{0.5} \right) \times 100 = 60\%$$

คำนวณหาความยาวคลื่นจากสูตรของ Hunt (1979) หรือสมการที่ 3.29 (ดูตัวอย่างที่ 3.1) จะได้

$$(kh)^2 = y^2 + \frac{y}{1 + \sum_{n=1}^6 d_n y^n} \quad (i)$$

$$\sigma = \frac{2\pi}{T} = \frac{2\pi}{1.5} = 4.1888 \quad s^{-1} \quad (ii)$$

$$y = \frac{\sigma^2 h}{g} = \frac{(4.1888)^2 (3)}{9.81} = 5.3657 \quad (iii)$$

แทนค่า (iii) ลงใน (i) จะได้

$$(kh)^2 = y^2 + \frac{y}{1 + \sum_{n=1}^6 d_n y^n} = y^2 + \frac{y}{1 + d_1 y^1 + d_2 y^2 + d_3 y^3 + d_4 y^4 + d_5 y^5 + d_6 y^6} \quad (iv)$$

$$(kh)^2 = 28.8078$$

เลขคลื่น:  $k = \frac{\sqrt{28.8078}}{h} = \frac{\sqrt{28.8078}}{3} = 1.7891 \quad m^{-1}$

ความยาวคลื่น:  $k = \frac{2\pi}{L} \rightarrow L = \frac{2\pi}{k} = \frac{2\pi}{1.7891} = 3.51 \quad m$

คำนวณหาความยาวดอนลึกของแนวไม้ไผ่กันคลื่นที่ต้องการ ( $L_p$ ) จากสมการ (10.76) จะได้

$$R(\%) = a \left( \frac{H_i}{L_i} \right) + b \left( \frac{L_p}{L_i} \right) + c = 116 \left( \frac{H_i}{L_i} \right) + 40 \left( \frac{L_p}{L_i} \right) + 17$$

$$60 = 116\left(\frac{0.5}{3.51}\right) + 40\left(\frac{L_p}{3.51}\right) + 17$$

$$60 = 16.52 + 11.40(L_p) + 17$$

$$L_p = \frac{60 - 16.52 - 17}{11.40} = 2.32 \text{ m}$$

ออกแบบ: ใช้ไม้ไผ่ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางประมาณ 10 cm หรือ 0.1 m ปักแบบสลับฟันปลาให้มีระยะห่างต้น  
เว้นต้น หรือระยะห่างเท่ากับเส้นผ่านศูนย์กลาง จำนวนไม้ไผ่ 13 แถว

ตรวจสอบ: ความกว้างแนวไม้ไผ่ เท่ากับ (13 แถว × 0.1 m) + ระยะเว้นว่าง (12 แถว × 0.1 m) เท่ากับ  
2.50 m มากกว่า  $L_p$  ที่ต้องการ (2.32 m) **ตอบ**

## 10.8 สรุปท้ายบทที่ 10 (Summary of Chapter 10)

บทที่ 10 กล่าวถึงหลักการสำคัญในการออกแบบการป้องกันชายฝั่งทะเล ซึ่งมีทั้งการป้องกันแบบใช้  
โครงสร้าง เช่น เขื่อนกันคลื่น กำแพงกันคลื่น รอดักทราย และการป้องกันแบบไม่ใช้โครงสร้าง คือ การเติม  
ทรายชายหาด นอกจากนี้ยังอธิบายถึงแนวทางป้องกันชายฝั่งโคลนด้วย การเลือกแนวทางป้องกันชายฝั่ง  
ทะเลขึ้นอยู่กับเศรษฐกิจ สังคม กฎหมาย สิ่งแวดล้อม และผลกระทบต่อพื้นที่ใกล้เคียง แนวคิดสำคัญในการ  
ออกแบบคือ การบูรณาการอย่างเป็นระบบและพัฒนาอย่างยั่งยืน เพราะโครงสร้างหนึ่งอาจแก้ปัญหาเฉพาะจุด  
แต่สร้างปัญหาใหม่ในพื้นที่ข้างเคียง เช่น รอดักทรายทำให้เกิดการกัดเซาะท้ายน้ำ หรือกำแพงกันคลื่นทำให้  
ฐานหน้ากำแพงกัดเซาะจากคลื่นสะท้อน

เนื้อหาเน้นการป้องกันชายฝั่ง 6 ประเภท ได้แก่ เขื่อนกันคลื่นแบบหินทิ้ง เขื่อนกันคลื่นแนวตั้ง  
กำแพงกันคลื่น รอดักทราย การเติมทรายชายหาด และการป้องกันหาดโคลน พร้อมอธิบายหลักการทำงาน  
ผลกระทบหลักของแต่ละแนวทาง และรูปแบบของการเสียหายพังทลายของโครงสร้าง หลักการออกแบบ  
องค์ประกอบต่าง ๆ เช่น ชั้นแกนกลาง ชั้นกรอง ชั้นเกราะ โครงสร้างแนวตั้ง ฐานโครงสร้าง การวิเคราะห์  
เสถียรภาพของโครงสร้าง

การป้องกันชายหาดทรายแบบไม่ใช้โครงสร้าง นั่นคือ การเติมทรายชายหาด ซึ่งเป็นแนวทางที่ได้รับความ  
นิยมนิยมมากขึ้นในปัจจุบันโดยเฉพาะชายฝั่งที่เป็นแหล่งท่องเที่ยวที่สำคัญและไม่ต้องการให้โครงสร้างรบกวน  
หน้าที่ของการเป็นชายหาดเชิงท่องเที่ยว จำเป็นต้องมีการวิเคราะห์หน้าตัดที่เหมาะสมเพื่อออกแบบปริมาณ  
ทรายหรือวัสดุที่จะนำมาเติมในพื้นที่

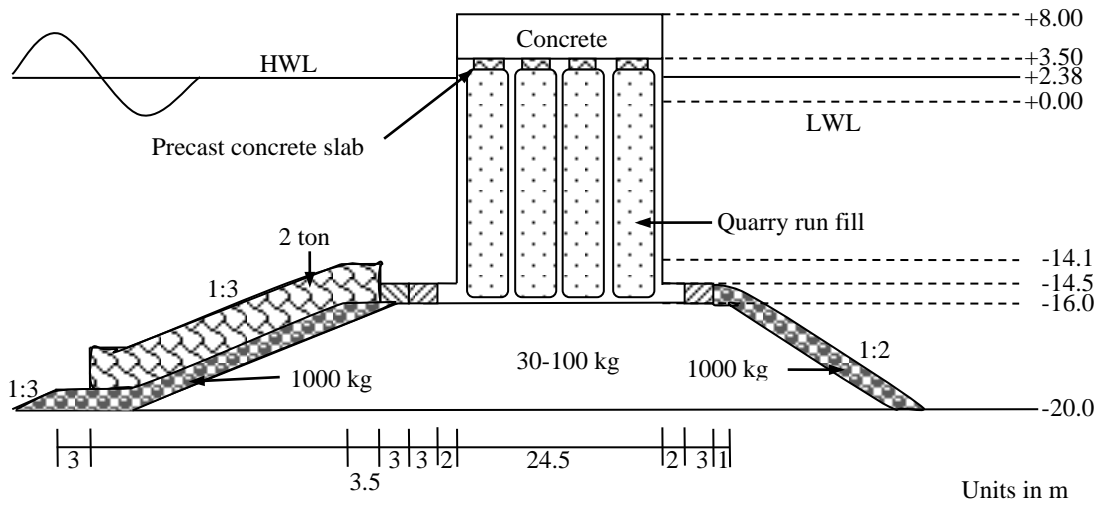
ส่วนท้ายของบทกล่าวถึงการป้องกันหาดโคลน ซึ่งแตกต่างจากชายหาดทรายเพราะมีสภาพดินอ่อน การใช้โครงสร้างแบบเสาจึงพบมากในพื้นที่ประเภทนี้ เช่น แนวไม้ไผ่กันคลื่น แนวเสาคอนกรีต หรือเสาผสมยางรถยนต์ ซึ่งเหมาะกับพื้นดินรับน้ำหนักต่ำ โครงสร้างเสาให้ความมั่นคงสูงเพราะแรงเสียดทานระหว่างเสากับดิน และมีน้ำหนักน้อย สูตรการลดทอนคลื่นเป็นฟังก์ชันของความชันคลื่นและความยาวตอนลึกของแนวเสาได้รับการนำเสนอเพื่อในการออกแบบอย่างมีประสิทธิภาพ

การวางแผน ตัดสินใจเลือกแนวทาง และการออกแบบรายละเอียดการป้องกันชายฝั่งทะเล จำเป็นอย่างยิ่งที่ต้องใช้ความรู้ทางทฤษฎีด้านวิศวกรรมชายฝั่งทะเล ประกอบกับข้อมูลที่มีคุณภาพในพื้นที่โครงการ เพื่อการตัดสินใจและดำเนินการอย่างมีประสิทธิภาพ เกิดประสิทธิผล และจำกัดผลกระทบที่ตามมาให้อยู่ในระดับที่ยอมรับ จึงจะเป็นการแก้ปัญหาชายฝั่งทะเลเชิงบูรณาการอย่างยั่งยืนต่อไป

## คำถามท้ายบทที่ 10

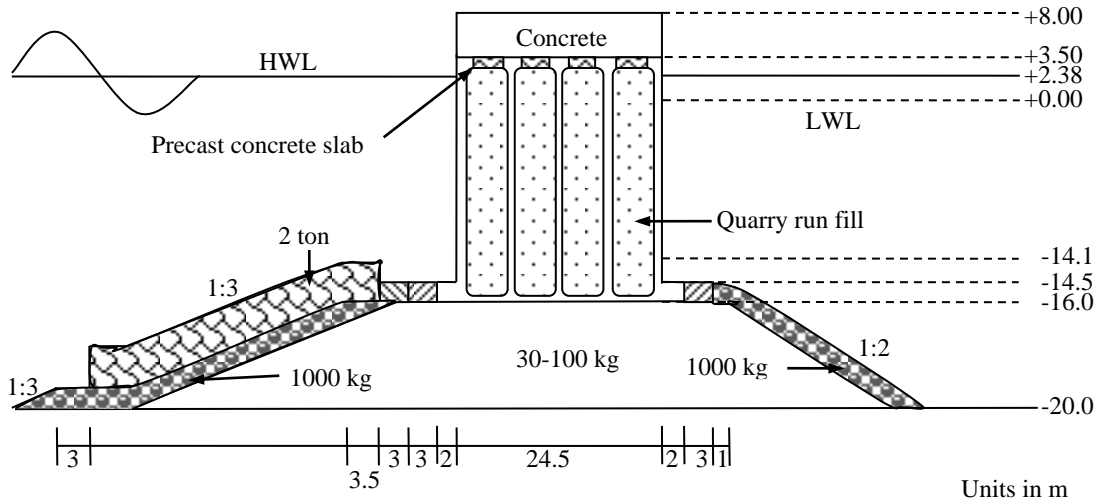
- 10.1 ใช้ข้อมูลดังต่อไปนี้ในการออกแบบเขื่อนกันทรายและคลื่นปากร่องน้ำ (Jetty) แบบหินทิ้ง
- ก) เขื่อนกันคลื่นปากร่องน้ำรับแรงกระทำจากคลื่นทั้งสองด้าน และออกแบบเพื่อให้ไม่มีน้ำไหลล้นข้ามโครงสร้าง,
  - ข) วัสดุก่อสร้างเป็นหิน,
  - ค) ความหนาของชั้นหินประกอบด้วยก้อนหิน 2 ชั้น,
  - ง) คลื่นออกแบบ ( $H_{1/10}$ ) มีความสูง 5.0 m และมีคาบคลื่น ( $T_m$ ) 10 s คลื่นอยู่ในลักษณะคลื่นแตกตัว และมีมุมกระทบเท่ากับ 90 องศา,
  - จ) ระดับพื้นทะเลที่ฐานโครงสร้างอยู่ที่ -5 m ระดับน้ำสูงสุดที่ออกแบบอยู่ที่ +2 m,
  - ฉ) หินคละที่มีขนาดใหญ่ที่สุดมีรูปร่างหยาบและเป็นเหลี่ยมที่สามารถจัดหาได้เพียงพอมีน้ำหนักเฉลี่ย 25 ตัน ความหนาแน่นของหิน ( $\rho_a$ ) เท่ากับ  $2600 \text{ kg/m}^3$  และความหนาแน่นของน้ำทะเล ( $\rho_s$ ) เท่ากับ  $1025 \text{ kg/m}^3$

10.2 ใช้ข้อมูลดังต่อไปนี้เพื่อวิเคราะห์ ก) โครงสร้างแนวตั้ง และ ข) ก้อนคอนกรีตชั้นเกราะ



- ก) น้ำหนักของโครงสร้างแนวตั้งต่อหน่วยความยาวเท่ากับ 1,294 ตัน,
- ข) น้ำหนักของหินเกราะเท่ากับ 2 ตัน,
- ค) ความหนาแน่นของก้อนคอนกรีตชั้นเกราะ ( $\rho_a$ ) เท่ากับ 2,650 kg/m<sup>3</sup>,
- ง) สัมประสิทธิ์แรงเสียดทานระหว่างคอนกรีตและหินเท่ากับ 0.6,
- จ) ค่ากำลังอัดที่ยอมรับได้ของฐานโครงสร้างเท่ากับ 800 kPa,
- ฉ) ระดับน้ำขึ้นสูงสุดเท่ากับ +2.38 m ระดับพื้นทะเลที่ฐานโครงสร้างเท่ากับ -20.0 m และความลาดชันของพื้นทะเลเท่ากับ 1/100,
- ช) เชือกกันคลื่นตั้งอยู่ในโซนนอกชายฝั่ง (Offshore Zone),
- ซ) ที่ตำแหน่งเชือกกันคลื่น: ความลึกของน้ำเท่ากับ 22.38 m,  $H_{1/3} = 8.3$  m,  $T_{1/3} = 14$  s, และ  $\alpha = 0^\circ$ , ณ ที่ระยะห่าง 41.5 m จากเชือกกันคลื่น: ความลึกของน้ำ = 22.8 m,  $H_{1/3} = 8.0$  m,  $H_{\max} = 14.94$  m,  $T_{1/3} = 14$  s, และ  $\alpha = 0^\circ$

10.3 ใช้ข้อมูลดังต่อไปนี้เพื่อวิเคราะห์ ก) โครงสร้างแนวตั้ง (Upright Section) และ ข) ก้อนคอนกรีตชั้นเกราะ



- ก) น้ำหนักของโครงสร้างแนวตั้งต่อหน่วยความยาวเท่ากับ 1,294 ตัน,
- ข) น้ำหนักของหินเกราะเท่ากับ 2 ตัน,
- ค) ความหนาแน่นของก้อนคอนกรีตชั้นเกราะ ( $\rho_a$ ) เท่ากับ 2,650 kg/m<sup>3</sup>,
- ง) สัมประสิทธิ์แรงเสียดทานระหว่างคอนกรีตและหินเท่ากับ 0.6,
- จ) ค่ากำลังอัดที่ยอมรับได้ของฐานโครงสร้างเท่ากับ 800 kPa,
- ฉ) ระดับน้ำขึ้นสูงสุดเท่ากับ +2.38 m ระดับพื้นทะเลที่ฐานโครงสร้างเท่ากับ -20.0 m และความลาดชันของพื้นทะเลเท่ากับ 1/100,
- ช) เชื้อนคลื่นตั้งอยู่ในเขตคลื่นแตก (Surf Zone),
- ซ) ที่ตำแหน่งเชื่อกันคลื่น: ความลึกของน้ำเท่ากับ 22.38 m,  $H_{1/3} = 8.1$  m,  $T_{1/3} = 14.58$  s, และ  $\alpha = 15^\circ$ , ณ ที่ระยะห่าง 40.5 m จากโครงสร้างกันคลื่น: ความลึกของน้ำ = 22.8 m,  $H_{1/3} = 8.5$  m,  $H_{max} = 15.3$  m,  $T_{1/3} = 10$  s, และ  $\alpha = 15^\circ$

10.4 กำแพงกันคลื่นก้อนคอนกรีตชั้นเกราะที่มีความลาดชัน 1:1.5 ถูกสร้างขึ้นในระดับความลึกของน้ำ -2.0 m บนพื้นทะเลที่มีความลาดชัน 1/20 โดยความสูงของคลื่นที่มีนัยสำคัญในน้ำลึก (Deepwater Significant Wave Height) เท่ากับ 1.64 m ความสูงของคลื่นที่มีนัยสำคัญที่ตำแหน่งกำแพงกันคลื่น (Significant Wave Height) เท่ากับ 1.0 m และ  $T_{1/3} = 6.3$  s ระดับน้ำขึ้นสูงสุด (Tide Level) เท่ากับ +1.0 m โดยอัตราการกระโจนข้ามของคลื่นที่ยอมรับได้ (Tolerable Wave Overtopping Rate) เท่ากับ 0.01 m<sup>3</sup>/m.s จงหา

- ก) ระดับความสูงของสันกำแพง (Crest Elevation)
- ข) น้ำหนักชั้นต่ำของหิน ( $\rho_r = 2650$  kg/m<sup>3</sup>) ที่ใช้ในชั้นนอก (Outer Layer) และชั้นกรอง (Filter Layer)

10.5 กำแพงกันคลื่นก่อนคอนกรีตชั้นเกราะที่มีความลาดชัน 1:2 ถูกสร้างขึ้นในระดับความลึกของน้ำ - 2.0 m บนพื้นทะเลที่มีความลาดชัน 1/20 โดยความสูงของคลื่นที่มีนัยสำคัญในน้ำลึก (Deepwater Significant Wave Height) เท่ากับ 4.0 m ความสูงของคลื่นที่มีนัยสำคัญตำแหน่งกำแพงกันคลื่น (Significant Wave Height) เท่ากับ 2.0 m และ  $T_{1/3} = 4$  s ระดับน้ำขึ้นสูงสุด (Tide Level) เท่ากับ +1.0 m โดยอัตราการล้นของคลื่นที่ยอมรับได้ (Tolerable Wave Overtopping Rate) เท่ากับ  $0.01 \text{ m}^3/\text{m}\cdot\text{s}$  จงหา

ก) ระดับความสูงของสันกำแพง (Crest Elevation),

ข) น้ำหนักชั้นต่ำของ Tetrapod ( $\rho_c = 2400 \text{ kg/m}^3$ ) ที่ใช้ในชั้นนอก (Outer Layer)

10.6 โครงการเติมทรายชายหาดที่เสนอจะเพิ่มความกว้าง ( $w$ ) ของชายหาดที่มีอยู่เดิมเป็น 30 m โดยสมมติให้ความลึกที่ไม่ได้รับอิทธิพลจากการเปลี่ยนแปลงของตะกอน ( $D_c$ ) เท่ากับ 6 m และความสูงของคัน ( $B$ ) เท่ากับ 2 m จงคำนวณปริมาณทรายเติมต่อหน่วยความยาวของแนวชายฝั่ง (Fill Volume Per Unit Length of Shoreline) หากขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของทรายเติม คือ 0.30 mm และขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของทรายเดิม คือ 0.32 mm

## เอกสารอ้างอิงบทที่ 10

กมลพล ชัยนหา, จตุรงค์ เกากันต์, กุลชาติ บริบูรณ์นางกูร, ชลธิชา กมลเจริญแสนสุข, นิรัตน์ แยมโอษฐ์, และ ธรรมนุญ รัศมีมาสเมือง, 2560. การทดลองในห้องปฏิบัติการเกี่ยวกับผลกระทบของคลื่นต่อลักษณะทางกายภาพของต้นกล้าป่าชายเลน. เอกสารประกอบการประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 22, นครราชสีมา.

กมลพล ชัยนหา, ศุภาพิชญ์ ตะสมทร, พรหมพร เสี่ยงเอี้ยง, นิรัตน์ แยมโอษฐ์ และธรรมนุญ รัศมีมาสเมือง, 2561. การทดลองในห้องปฏิบัติการเกี่ยวกับผลกระทบของระดับน้ำท่วมต่อลักษณะทางกายภาพต้นกล้าป่าชายเลน. วิศวกรรมสารฉบับวิจัยและพัฒนา, 29(2). หน้า 5-16.

ธรรมนุญ รัศมีมาสเมือง, ธาปณี หอมจำปา, เอกลักษณ์ โอตสะอาด, พณิชพล วัชรพงศ์ธนสาร, ธนชล อัจฉวิกุล, ปฏิพล วงษ์พระจันทร์, สิริชล คามิศักดิ์, 2566. การทดลองเชิงแนวคิดเกี่ยวกับการลดทอนของคลื่นเนื่องจากระบบรากของต้นโกงกาง. เอกสารประกอบการประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 28, ภูเก็ต, WRE-01.

ธรรมนุญ รัศมีมาสเมือง, ทรัพย์อนันท์ วงศ์สุรินทร์, นพอนนต์ พิสิฐพงษ์ธร, วุฒินันท์ คำเอี่ยม, จินฉนมรรคพล ศรีจรรยา, สุจิตา พรหมเจติย์, พรรณปิติพิมพ์ โกมารพิมพ์, ธนวัฒน์ รื่นรัมย์, ธนายุต กฤษฎากมล, 2568. สูตรทำนายการลดทอนคลื่นเนื่องจากแนวไม้ไผ่กันคลื่น. เอกสารประกอบการประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 30, ประจวบคีรีขันธ์.

วิศวกรรมชายฝั่งทะเลเบื้องต้น

ปรีดา รัศมี และธรรมนุญ รัศมีมาสเมือง, 2556. การประเมินเชิงเปรียบเทียบมาตรการแก้ไขปัญหาและป้องกันการกัดเซาะชายฝั่งทะเลจังหวัดสมุทรปราการ. เอกสารประกอบการประชุมวิชาการวิศวกรรมแหล่งน้ำแห่งชาติ ครั้งที่ 5, เชียงราย

Ahrens, J.P. & Cox, J., 1990. Design and performance of reef breakwaters. J. Coastal Research, Special issue 7, pp. 61-75.

Birkemeier, W.A., 1985. Field data on seaward limit of profile change. J. Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering, ASCE 111(3), pp. 598-602.

BPH and PHRI, 1983. Technical Standards for Port and Harbour Facilities in Japan. Bureau of Ports and Harbours, and Port and Harbour Research Institute, Ministry of Transport, Japan.

Saengsupavanich, C., 2013. Erosion protection options of a muddy coastline in Thailand: Stakeholders' shared responsibilities, Ocean & Coastal Management, 83:81-90.

Dean, R.G., 1987. Coastal Sediment Processes: Toward Engineering Solutions. In: Proc. Coastal Sediments 87, ASCE, pp. 1-24.

Dean, R.G., 1991. Equilibrium beach profiles: Characteristics and applications. J. Coastal Research, 7, pp. 53-84.

Goda, Y., 1974. A new method of wave pressure calculation for the design of composite breakwater. In: Proc. 14th Coastal Engineering Conf., ASCE, pp. 1702-1720.

Goda, Y., 2000. Random Seas and Design of Maritime Structures. World Scientific Publishing Co. Pte. Ltd.

Goda, Y., 2009. Derivation of unified wave overtopping formulas for seawalls with smooth, impermeable surfaces based on selected CLASH datasets. Coastal Engineering, 56, pp. 385-399.

Goda, Y., Kishira, Y. & Kamiyama, Y., 1975. Laboratory investigation on the overtopping rate of seawalls by irregular waves. Report of the Port and Harbour Research Institute, 14(4), pp. 3-44 (in Japanese).

Hallermeier, R.J., 1978. Uses for a calculated limited depth to beach erosion. In: Proc. 16th Coastal Engineering Conf., ASCE, pp. 1493-1512.

Hallermeier, R.J., 1981. A profile zonation for seasonal sand beaches from wave climate. Coastal Engineering, 4, pp. 253-277.

Hanson, H. & Kraus, N.C., 1989. GENESIS: Generalized Model for Simulating Shoreline Change, Report 1: Technical Reference. Technical Report No. CERC-89-19, Waterways Experiment Station, Coastal Engineering Research Center, US Army Corps of Engineers, Vicksburg, MS.

- Hudson, R.Y., 1959. Laboratory Investigations of Rubble-Mound Breakwaters. In: Proc. the American Society of Civil Engineers, ASCE, Waterways and Harbors Division, ASCE 85(3), Paper No. 2171.
- Kamphuis, J.W., 2000. Introduction to Coastal Engineering and Management. World Scientific Publishing Co. Pte. Ltd.
- Kimura, K., Takahashi, S. & Tanimoto, K., 1994. Stability of rubble mound foundations of composite breakwaters under oblique wave attack. In: Proc. 24th Coastal Engineering Conf., ASCE, pp. 1227-1240.
- Kriebel, D.L., Kraus, N.C. & Larson, M., 1991. Engineering methods for predicting beach profile response. In: Proc. Coastal Sediments 91, ASCE, pp. 557-571.
- Larson, M. & Kraus, N.C., 1989. SBEACH: Numerical Model for Simulating Storm-Induced Beach Change. Technical Report No. CERC-89-9, Waterways Experiment Station, US Army Corps of Engineers.
- Peck, R.B., Hanson, W.E. & Thornburn, T.H., 1974. Foundation Engineering. 2nd Ed. Willey, New York.
- Pope, J. & Dean, J.L., 1986. Development of design criteria for segmented breakwaters. In: Proc. 20th Coastal Engineering Conf., ASCE, pp. 2149-2158.
- Rasmeemasuang, T., Kittitanasuan, W., Rattanapitikon, W., Naksuksakul, S., 2022. Coastal Erosion in Thailand. in Coastal Disaster Surveys and Assessment for Risk Mitigation. edited by Shibayama, T. and Esteban, M., CRC Press, Taylor & Francis Group
- Rasmeemasuang, T. and Sasaki, J., 2015. Wave reduction in mangrove forests: General information and case study in Thailand. in Handbook of coastal disaster mitigation: Engineering and Planning. edited by Esteban, M., Takagi, H. and Shibayama, T. Butterworth Heinemann is an imprint of Elsevier.
- Seiji, M., Uda, T. & Tanaka, S., 1987. Statistical study on the effect and stability of detached breakwaters. Coastal Engineering in Japan, 30, pp. 131-141.
- Takagi, H., Sekiguchi, S., Nguyen, D.T., Rasmeemasuang, T., 2020. Do wooden pile breakwater work form community-based coastal protection? Journal of Coastal Conservation. 24(3), Article: 31, 11 pp. <https://doi.org/10.1007/s11852-020-00749-5>.
- Tanimoto, K., Yagyu, T. & Goda, Y., 1982. Irregular wave tests for composite breakwater foundations. In: Proc. 18th Coastal Engineering Conf., ASCE, pp. 2144-2163.
- USACE, 1984. Shore Protection Manual. Coastal Engineering Research Center, Waterways Experiment Station, US Army Corps of Engineers.

USACE, 2002. Coastal Engineering Manual. Engineer Manual 1110-2-1100, US Army Corps of Engineers, Washington, D.C. (in 6 volumes). Available online at <http://chl.erdc.usace.army.mil/cem>.

Van der Meer, J.W., 1987. Stability of breakwater armor layers - Design formulas. J. Coastal Engineering, 11, pp. 219-239.

Van der Meer, J.W., 1993. Conceptual Design of Rubble Mound Breakwaters. Report No. 483, Delft Hydraulics, Delft.

Ward, D.L., 1992. Prediction of Overtopping Rates for Irregular Waves on Riprap Revetments. Miscellaneous Paper CERC-92-4, Waterways Experiment Station, US Army Corps of Engineers.

Ward, D.L. & Ahrens, J.P., 1992. Overtopping rates for seawalls. Miscellaneous Paper CERC-92-3, Waterways Experiment Station, US Army Corps of Engineers.



# เฉลยคำถามท้ายบท

## ก.1 เฉลยคำถามท้ายบทที่ 1

1.1

- วิศวกรรมทรัพยากรน้ำ (Water Resources Engineering): บริหารจัดการน้ำทั้งในเชิงปริมาณและคุณภาพ เช่น การจัดการน้ำท่วมและภัยแล้ง
- วิศวกรรมชลประทาน (Irrigation Engineering): วางแผนและออกแบบระบบชลประทานเพื่อการเกษตร เช่น เขื่อน คลองส่งน้ำ
- วิศวกรรมชลศาสตร์ (Hydraulic Engineering): ประยุกต์หลักชลศาสตร์เพื่อออกแบบโครงสร้างที่เกี่ยวข้องกับการไหลของน้ำ เช่น ทางน้ำล้น อาคารบังคับน้ำ

1.2 วิศวกรรมชายฝั่งทะเล มุ่งเน้นการประยุกต์ความรู้ทางวิทยาศาสตร์และหลักการทางวิศวกรรมเพื่อแก้ปัญหา พัฒนา หรือป้องกันพื้นที่ชายฝั่ง เช่น การออกแบบโครงสร้างป้องกันชายฝั่ง ท่าเรือ หรือการจัดการชายฝั่งอย่างยั่งยืน

วิทยาศาสตร์ชายฝั่งทะเล มุ่งศึกษาทำความเข้าใจกระบวนการธรรมชาติ เช่น คลื่น กระแสน้ำ การกัดเซาะ การทับถมตะกอน ระบบนิเวศ ฯลฯ โดยไม่เน้นการออกแบบหรือสร้างโครงสร้าง

1.3 พื้นที่ชายฝั่งทะเลคือบริเวณที่แผ่นดินได้รับอิทธิพลจากกระบวนการทางอุทกพลศาสตร์ของทะเล เช่น คลื่น กระแสน้ำ น้ำขึ้นน้ำลง คลื่นพายุซัดฝั่ง หรือสึนามิ ขอบเขตครอบคลุมจากบริเวณแผ่นดินที่ได้รับผลกระทบจนถึงเขตทะเลที่คลื่นเริ่มได้รับผลจากความเสียดทานของพื้นทะเล รวมถึงพื้นที่อ่าว ปากแม่น้ำ และทะเลสาบขนาดใหญ่ที่มีปฏิสัมพันธ์ระหว่างน้ำทะเลกับแผ่นดิน

1.4 (แนวคำตอบ) พื้นที่ชายฝั่งทะเลมีความสำคัญต่อเศรษฐกิจ เพราะเป็นจุดศูนย์กลางของเมืองใหญ่ การท่องเที่ยว และการขนส่งสินค้าทางเรือ เช่น กรุงเทพมหานคร-ชลบุรี หรือภูเก็ต ด้านสิ่งแวดล้อม เป็นพื้นที่ที่มีความหลากหลายทางชีวภาพสูง เช่น ป่าชายเลน แนวปะการัง แหล่งเพาะพันธุ์สัตว์น้ำ การพัฒนาเศรษฐกิจชายฝั่งที่ขาดการจัดการอาจกระทบต่อระบบนิเวศ เช่น การกัดเซาะชายฝั่ง การสูญเสียแหล่งที่อยู่อาศัยของสัตว์ทะเล ดังนั้น การจัดการชายฝั่งต้องพิจารณาทั้งมิติทางเศรษฐกิจ สังคม และสิ่งแวดล้อมร่วมกัน

1.5 (แนวคำตอบ)

- การวิเคราะห์: ต้องศึกษาสาเหตุของการกัดเซาะ เช่น การเปลี่ยนแปลงของคลื่น กระแสน้ำ การขาดแคลนตะกอน หรือผลจากโครงสร้างที่มีอยู่
- การแก้ไข: อาจใช้วิธีทางวิศวกรรม เช่น การสร้างเขื่อนกันคลื่น (Breakwater) เขื่อนป้องกันชายฝั่ง (Seawall) หรือการเติมทรายชายหาด (Beach nourishment)
- การค้ำนึ่งสิ่งแวดล้อม: ต้องประเมินผลกระทบต่อระบบนิเวศ เช่น การเปลี่ยนแปลงรูปแบบการไหลของน้ำ หรือการสูญเสียถิ่นที่อยู่ของสิ่งมีชีวิต

## ก.2 เกลยค่าถามท้ายบทที่ 2

2.1  $t \approx 950 \text{ s}$ .

$$2.2 \quad a_x = u \frac{\partial u}{\partial x} = V_o \left( 1 + \frac{2x}{L} \right) \left( \frac{2V_o}{L} \right) = \frac{2V_o^2}{L} \left( 1 + \frac{2x}{L} \right)$$

ความเร่ง ณ ตำแหน่งทางเข้าของหัวฉีด,  $a_x = 8 \text{ m/s}^2$

ความเร่ง ณ ตำแหน่งทางออกของหัวฉีด  $a_x = 136 \text{ m/s}^2$

$$2.3 \quad \rho = \rho_o \left( \frac{L_o}{L_o - Vt} \right)$$

$$2.4 \quad \text{ก) } C = \frac{\rho g \sin \theta}{2\mu}, \quad \text{ข) } q = \frac{\rho g h^3 \sin \theta}{3\mu}$$

## ก.3 เกลยค่าถามท้ายบทที่ 3

3.1  $k = 0.1718$

3.2 ก) โซนน้ำลึก (Deepwater); ข) โซนความลึกปานกลาง (Intermediate depth); ค) โซนความลึกปานกลาง (Intermediate depth)

3.3 ก) 38.97 m; ข) 38.35 m; ค) 30.29 m

3.4 301.2 m

3.5 0.99 m

## ก.4 เกลยค่าถามท้ายบทที่ 4

4.1  $\bar{F}_E = 7587 \text{ N/s}; \quad S_{xx} = 2216 \text{ N/m}; \quad u = 0.747 \cos(-2.094t) \text{ m/s}$

4.2 ก) ความสูงคลื่น,  $H = 2 \text{ m};$                       ข) ความเร็วของคลื่น,  $c = 8.82 \text{ m/s};$

ค) ความยาวคลื่น,  $L = 70.60 \text{ m};$                       ง) ความสูงคลื่น ณ เขตน้ำลึก,  $H_o = 2.15 \text{ m}$

จ) ความยาวคลื่น ณ เขตน้ำลึก,  $L_o = 99.82 \text{ m}$

ฉ) ความแตกต่างของความดัน,  $p = 93.1 + 6.89 \cos(0.089x - 0.79t) \text{ kPa}$

4.3  $H = 2.45 \text{ m}$

### ก.5 เฉลยคำถามท้ายบทที่ 5

5.1  $H = 1.47$  m

5.2  $H = 1.40$  m

5.3 ก)  $H_R = 0.9$  m; ข)  $H_R = 0.43$  m

5.4  $h_b = 5.59$  m,  $H_b = 4.47$  m, และ  $\alpha_b = 21.98^\circ$

5.5

$X$	$h$	$k$	$c$	$n$	$\alpha$	$H_b$	$\Gamma$	$D_B$	$H_c$
5.0	0.30	1.249	1.676	0.956	45.00	0.25	0.47	0.000	0.180
4.5	0.25	1.364	1.536	0.963	40.39	0.21	0.50	0.000	0.180
4.0	0.20	1.519	1.379	0.971	35.58	0.17	0.52	28.831	0.184
3.5	0.15	1.747	1.199	0.978	30.38	0.13	0.54	26.462	0.157
3.0	0.10	2.132	0.983	0.985	24.49	0.09	0.57	23.155	0.127

5.6

$X$	$h$	$k$	$c$	$n$	$\alpha$	$H_b$	$D_B$	$H_c$
5.0	0.30	1.249	1.676	0.956	<b>40.00</b>	0.25	0.000	<b>0.150</b>
4.5	0.25	1.364	1.536	0.963	36.09	0.21	0.000	0.152
4.0	0.20	1.519	1.379	0.971	31.93	0.17	0.000	0.156
3.5	0.15	1.747	1.199	0.978	27.37	0.13	21.069	0.163
3.0	0.10	2.132	0.983	0.985	22.14	0.09	22.735	0.146
2.5	0.05	3.003	0.697	0.993	15.51	0.04	23.892	0.121

5.7

$X$ (m)	$h$ (m)	$k$ (1/m)	$c$ (m/s)	$n$	$H$	$S_{xx}$	$\bar{\eta}$
5.0	0.30	1.249	1.676	0.956	0.200	69.194	<b>0.000</b>
4.5	0.25	1.364	1.536	0.963	0.208	75.709	-0.002
4.0	0.20	1.519	1.379	0.971	0.219	84.545	-0.006
3.5	0.15	1.747	1.199	0.978	0.192	65.828	0.004
3.0	0.10	2.132	0.983	0.985	0.157	44.189	0.018
2.5	0.05	3.003	0.697	0.993	0.101	18.657	0.045

### ก.6 เอลยค่าถามท่ายบทที่ 6

6.1 ก)  $H_{rms} = 4.0$  m;  $H_{1/3} = 5.66$  m;  $H_{max} = 9.12$  m

ข)  $\hat{H} = 6.1$  m

ค)  $P(H > 5) = 0.21$

ง) 73 คลื่น

6.2  $H_{1/10} = 3.06$  m;  $m_0 = 0.361$  m<sup>2</sup>

6.3

	$H_m$ (m)	$H_s$ (m)	$H_{1/10}$ (m)	$H_{max}$ (m)
ก)	1.92	2.54	2.90	3.54
ข)	1.84	2.72	3.16	3.60
ค)	1.81	2.89	3.67	5.32

6.4  $H_{rms} = 0.43$  m

6.5  $H_m = 3.83$  m;  $H_s = 5.08$  m;  $H_{1/10} = 5.80$  m;  $H_{max} = 7.08$  m

ก.7 เฉลยคำถามท้ายบทที่ 7

7.1

X (m)	h (cm)	k (1/cm)	$K_s$	$h/L_o$	$H_{1/3}$ (cm)
58.8	223.4	0.0054	0.913	0.16	76.0
55.2	211.3	0.0055	0.913	0.15	76.0
51.5	204.4	0.0055	0.914	0.15	76.1
47.9	192.3	0.0056	0.915	0.14	76.2
44.2	178.3	0.0058	0.918	0.13	76.4
40.5	166.0	0.0059	0.921	0.12	76.6
36.9	153.1	0.0061	0.926	0.11	76.6
33.2	143.1	0.0063	0.931	0.10	76.6
29.6	132.0	0.0065	0.938	0.09	76.6
25.9	110.9	0.0069	0.956	0.08	76.6
22.3	80.7	0.0079	1.000	0.06	58.9
18.6	43.9	0.0104	1.116	0.03	35.8

7.2

m	$H_m$	m	$H_m$	m	$H_m$	m	$H_m$	m	$H_m$
1	4.012	11	2.336	21	1.765	31	1.314	41	0.858
2	3.501	12	2.267	22	1.718	32	1.271	42	0.807
3	3.236	13	2.201	23	1.671	33	1.227	43	0.754
4	3.049	14	2.139	24	1.625	34	1.183	44	0.698
5	2.901	15	2.080	25	1.579	35	1.139	45	0.638
6	2.778	16	2.023	26	1.534	36	1.094	46	0.574
7	2.671	17	1.969	27	1.490	37	1.049	47	0.504
8	2.575	18	1.916	28	1.446	38	1.003	48	0.423
9	2.489	19	1.864	29	1.402	39	0.956	49	0.326
10	2.409	20	1.814	30	1.358	40	0.908	50	0.187

7.3 ก)  $H_{1/3} = 0.81$  m; ข)  $H_{1/3} = 0.89$  m

### ก.8 เอลยค่าถามทำยบทที่ 8

8.1  $V = 0.38 \text{ m/s}$

8.2  $V_{mid} = 1.9 \text{ m/s}$

8.3

$z'$ (cm)	$U$ (cm/s)
0.2	-5.31
0.5	-6.25
1.0	-6.48
1.5	-6.24
2.0	-5.81
2.5	-5.28
3.0	-4.68
3.5	-4.03

### ก.9 เอลยค่าถามทำยบทที่ 9

9.1

$z$ (cm)	$c$ (g/l)
4.5	0.08
3.5	0.24
2.5	0.72
1.5	2.14
1.2	2.96
1	3.68
0	10.88

9.2  $q_n = 0.220 \text{ cm}^2/\text{s}$

9.3  $Q_l = 0.096 \text{ m}^3/\text{s}$

9.4

Index i	$X$ (m)	$q_x$ (cm <sup>2</sup> /s)	$h^1$ (cm)	$h^2$ (cm)	$h^3$ (cm)	$h^4$ (cm)	$h^5$ (cm)	$h^6$ (cm)
1	80.00	0.00	370.00	370.02	370.04	370.06	370.08	370.10
2	85.00	0.20	356.00	356.07	356.14	356.21	356.28	356.35
3	90.00	0.70	348.00	348.08	348.16	348.24	348.32	348.40
4	95.00	1.00	327.00	327.05	327.10	327.15	327.20	327.25
5	100.00	1.20	279.00	279.05	279.10	279.15	279.20	279.25
6	105.00	1.50	276.00	276.06	276.12	276.18	276.24	276.30
7	110.00	1.80	272.00	272.05	272.10	272.15	272.20	272.25
8	115.00	2.00	262.00	262.04	262.08	262.12	262.16	262.20
9	120.00	2.20	207.00	207.00	207.00	207.00	207.00	207.00
10	125.00	2.00	205.00	204.93	204.86	204.79	204.72	204.65
11	130.00	1.50	194.00	193.87	193.74	193.61	193.48	193.35
12	135.00	0.70	183.00	182.87	182.74	182.61	182.48	182.35
13	140.00	0.20	161.00	160.91	160.82	160.73	160.64	160.55
14	145.00	-0.20	142.00	141.93	141.86	141.79	141.72	141.65
15	150.00	-0.50	138.00	137.95	137.90	137.85	137.80	137.75
16	155.00	-0.70	126.00	126.00	126.00	126.00	126.00	126.00
17	160.00	-0.50	114.00	114.05	114.10	114.15	114.20	114.25
18	165.00	-0.20	102.00	102.04	102.08	102.12	102.16	102.20
19	170.00	-0.10	91.00	91.02	91.04	91.06	91.08	91.10
20	175.00	0.00	80.00	80.01	80.02	80.03	80.04	80.05

### ก.10 เฉลยค่าถามท้ายบทที่ 10

10.4 ก) Crest elevation = 2.67 m; ข)  $M_a = 228.3$  kg และ  $M_f = 22.8$  kg

10.5 ก) Crest elevation = 2.21 m; ข)  $M_a = 1020$  kg

10.6  $\nabla_f = 204.45$  m<sup>3</sup>/m



# Index

- Absolute viscosity, 22
- Accretion, 237, 286
- Accommodation, 305
- Angular frequency, 34
- Armor layer, 309, 362
- Armor unit, 309
- Backshore, 8
- Bamboo breakwater, 374
- Bar, 9
- Bays, 4
- Beach, 7, 8
- Beach deformation model, 290
- Beach nourishment, 305, 306, 367
- Bed load, 241, 267, 269
- Bernoulli's equation, 25, 26
- Block mound seawall, 348, 349, 362
- Bottom boundary condition, 35
- Bottom boundary layer, 241
- Bottom shear stress, 269
- Breaker depth, 88, 96
- Breaker height, 88
- Breaker index, 91
- Breaker type, 88
- Breaker zone, 8
- Breaking wave height, 91
- Breaking wave, 88
- Breakwater, 305, 306, 308
- Caisson, 329
- CERC, 284, 350, 355
- Coast, 8
- Coastal dyke, 360
- Coastal morphological change, 237, 286
- Coastal zone, 4, 6
- Coastline, 4, 8
- Combination seawall, 348
- Continental shelf, 8
- Continuity equation, 19, 214
- Conversion approach, 161, 196
- Core, 309, 317, 362
- Cross-shore current, 213, 214
- Cross-shore sediment transport, 281, 282
- Cumulative distribution function, 124
- Curved face seawall, 348
- Deepwater, 39, 55, 72
- Depth of Closure, 287, 368
- Detached breakwater, 85, 326
- Diffraction coefficient, 85
- Diffusion coefficient, 242, 249
- Diffusion equation, 242, 244
- Dispersion relation, 51, 52, 55, 56, 57, 58, 62, 67, 72
- Dolos, 84, 114, 314, 316
- Downdrift, 326
- Dredging, 237
- Dune, 9
- Dynamic viscosity, 22, 220
- Eddy viscosity, 220
- Empirical approach, 161
- Energetics approach, 280
- Energy dissipation, 225
- Energy dissipation approach, 280
- Energy flux, 61
- Energy flux approach, 280
- Equilibrium, 286
- Equilibrium beach profile, 367
- Erosion, 237, 286
- Error function, 125
- Estuaries, 4
- Fetch length, 33
- Fill sediment, 370
- Filter layer, 309, 317, 362
- Finite difference method, 14, 200, 289, 291
- Floating breakwater, 308
- Foot protection, 362

## วิศวกรรมชายฝั่งทะเลเบื้องต้น

- Foreshore, 8
- Foundation, 309
- Free surface boundary condition, 35
- Groin, 219, 283, 305, 306, 365
- Gulf, 4
- Hard engineering solution, 305
- Highest one-tenth wave, 119, 161, 311
- Highest one-third wave, 119, 161, 311
- Highest wave, 119, 161
- Hydraulic roughness, 239
- Hydrodynamics, 2, 13, 18, 27
- Hydrostatic force, 66, 98
- Hydrostatic pressure, 21
- Inner surf zone, 221, 224
- Intermediate depth, 39, 55
- Irregular wave, 117, 225, 245, 259, 263, 350
- Jetties, 213, 219, 283, 306
- Kinematic viscosity, 220
- Lateral boundary condition, 35
- Linear wave theory, 34
- Littoral, 8
- Longshore current, 213, 214, 215
- Longshore sediment transport, 283
- Mangroves, 8, 373
- Marshes, 8
- Mass conservation equation, 291
- Mass flux, 219, 223
- Mass of armor units, 312
- Mass transport equation, 242
- Mean high water, 4, 8
- Mean wave, 119, 161
- Modes of failure, 311
- Momentum equation, 20, 214
- Monochromatic waves, 117
- Muddy coasts, 373
- Multiple Linear Regression Analysis, 206
- Native sediment, 370
- Navier-Stokes equations, 23
- Nearshore, 8
- Nearshore Currents, 213
- Net mass flux, 213, 219
- Non-structural solution, 305
- Numerical model, 287
- Offshore, 2, 8
- One-Line model, 290
- Orbital motion, 32
- Overturning failure, 331
- Parametric approach, 181
- Partial differential equation, 13
- Pile breakwater, 373, 308
- Plunging breaker, 88, 89, 90, 315
- Probabilistic approach, 161, 178
- Probability function, 123
- Progressive wave, 38
- Protection, 305
- Radiation stress, 64, 66, 67, 68, 70, 72, 73, 214, 215
- Rayleigh distribution, 123, 158
- Reflected wave, 311
- Reflection coefficient, 84
- Refraction coefficient, 81
- Regular wave, 34, 225, 245
- Representative wave, 225
- Representative wave approach, 161, 169
- Representative wave height, 119
- Retreat, 305
- Revetment, 360, 373
- Rip current, 213, 218
- Ripples, 33, 241, 262
- Riprap revetment, 350
- River mouths, 4
- Root-mean-square wave, 119, 123, 161
- Root-mean-square wave height, 259
- Rubble-mound breakwater, 84, 308
- Rubble mound foundation, 340
- Rubble mound seawall, 348
- Salient, 327
- Scour protection apron, 309
- Seabed erosion failure, 331

- Seas, 117, 157
- Seawall, 305, 306, 348
- Sediment concentration distribution, 242
- Sediment transport, 237, 291
- Sediment transport rate, 266
- Settlement failure, 312
- Settling velocity, 242, 247
- Shallow water, 39, 54, 55, 75, 95
- Shear stress, 238
- Shear stress approach, 280
- Sheet flow, 239
- Sheet-pile breakwater, 308
- Shields parameter, 238, 243, 268
- Shoaling coefficient, 76, 77
- Shore, 8
- Shoreface, 8
- Shoreline, 8
- Shoreline change model, 287, 291
- Side slope, 319
- Significant spectral wave, 149, 161
- Significant wave, 119, 120, 159
- Sinusoidal wave, 31, 117
- Sliding failure, 331
- Slip failure, 312, 331
- Small amplitude wave theory, 35
- Snell's law, 80
- Soft engineering solution, 305
- Spectral approach, 118, 149, 161, 194
- Spectral moment, 147
- Spilling breaker, 88, 89
- Stability analysis, 335
- Stability coefficient, 313
- Standing wave, 37
- Statistical analysis, 118
- Stepped face seawall, 348
- Storm surges, 23
- Structural solution, 305
- Structure analysis, 335
- Structure stability, 309
- Surf similarity parameter, 84, 89, 103, 104, 205, 224, 318
- Surf zone, 9, 123, 215, 222, 252
- Surging breaker, 88, 89, 315
- Suspended load, 241, 267, 270, 272
- Swash zone, 8, 9
- Swells, 117
- Tetrapod, 84, 314, 316
- Tidal current, 213
- Tidal flat, 373
- Tides, 32, 48
- Toe erosion, 311
- Toe mound, 309
- Toe protection, 309
- Toe scour, 331
- Toe structure, 321
- Tolerable rate, 359
- Tombolo, 327
- Top width, 319
- Total load, 241, 280
- Transition zone, 221, 224
- Tsunamis, 32, 48
- Turbulent eddies, 241
- Undertow, 213, 219, 220, 225, 226
- Upright section, 332
- Vector operation, 17
- Velocity potential, 24, 36, 51, 68, 72
- Vertical breakwater, 308, 329
- Vertical seawall, 348
- Viscous stress, 21
- Water surface profile, 34
- Wash load, 241
- Wave celerity, 31, 40, 41
- Wave crest, 31
- Wave diffraction, 85
- Wave energy density, 63, 72
- Wave energy flux, 63, 72
- Wave frequency, 31
- Wave height, 31

วิศวกรรมชายฝั่งทะเลเบื้องต้น

- Wave model, 291
- Wave number, 34, 45, 49
- Wave overtopping, 308, 349, 360
- Wave period, 31
- Wave pressure, 57, 72
- Wave propagation, 32
- Wave reduction, 375
- Wave reflection, 83, 362
- Wave refraction, 79
- Wave runup, 102, 103, 104, 113, 204, 210, 318, 362
- Wave setup, 97, 100, 200, 201, 202, 203, 204, 219
- Wave shoaling, 75, 94
- Wave spectrum, 143
- Wave steepness, 88, 104, 284
- Wave trough, 31
- Wavelength, 31
- Wave-by-wave approach, 118
- Wave-induced current, 213
- Wind-induced current, 213
- Weibull distribution, 126
- Wind waves, 32
- Zero-crossing, 118, 179



# ประวัติผู้เขียน

## ธรรมเนียม รัศมีมาสเมือง

### ตำแหน่งและสถานที่ทำงาน

ผู้ช่วยศาสตราจารย์

ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา



### ประวัติการทำงาน

- อาจารย์ประจำภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ ม.บูรพา (2541–ปัจจุบัน)
- กรรมการสภามหาวิทยาลัยบูรพา ประเภทผู้แทนคณาจารย์ (2566–ปัจจุบัน)
- กรรมการสภาวิชาการ มรภ.รำไพพรรณี ประเภทผู้ทรงคุณวุฒิ (2566–ปัจจุบัน)
- หัวหน้าภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ ม.บูรพา (2544–2545, 2566–ปัจจุบัน)
- กรรมการประจำคณะพยาบาลศาสตร์ ประเภทผู้ทรงคุณวุฒิภายนอกส่วนงาน (2565–ปัจจุบัน)
- ผู้ช่วยอธิการบดีฝ่ายพัฒนาคุณภาพ ม.บูรพา (2563–2565)
- รองคณบดีฝ่ายพัฒนาคุณภาพ คณะโลจิสติกส์ ม.บูรพา (2560–2563)
- ผู้ช่วยคณบดีฝ่ายบริหาร คณะวิศวกรรมศาสตร์ ม.บูรพา (2551–2553)
- ผู้ทรงคุณวุฒิด้านวิศวกรรมชายฝั่งในคณะกรรมการผู้ชำนาญการพิจารณารายงานการวิเคราะห์ผลกระทบสิ่งแวดล้อมด้านโครงสร้างพื้นฐานทางน้ำ สำนักงานนโยบายและแผนทรัพยากรธรรมชาติและสิ่งแวดล้อม (สผ.) (2560–2564)

### ประวัติการศึกษา

- วิศวกรรมศาสตรบัณฑิต (วิศวกรรมโยธา), มหาวิทยาลัยขอนแก่น
- Master of Engineering (Integrated Water Resources Management), Asian Institute of Technology
- Doctor of Engineering (Civil Engineering), Yokohama National University

### ผลงานเอกสารประกอบการสอน เอกสารคำสอน ตำรา และหนังสือ

- เอกสารประกอบการสอน วิชา ชลศาสตร์ (2552)
- เอกสารคำสอน วิชา วิศวกรรมการประปา (2567)
- ตำรา วิชา วิศวกรรมชายฝั่งทะเลเบื้องต้น (2568)
- บทในหนังสือ “Coastal Erosion in Thailand” ในหนังสือ “Coastal Disaster Surveys and Assessment for Risk Mitigation” (2565)
- บทในหนังสือ “Wave reduction in mangrove forests: General information and case study in Thailand” ในหนังสือ “Handbook of coastal disaster mitigation: Engineering and Planning” (2558)

### ผลงานวิจัย

- บทความในวารสารระดับนานาชาติ 7 เรื่อง และในวารสารระดับชาติ 5 เรื่อง,
- บทความในเอกสารการประชุมวิชาการระดับนานาชาติ 5 เรื่อง และระดับชาติ 19 เรื่อง



วิศวกรรมชายฝั่งทะเลเบื้องต้น

ISBN : 978-616-630-300-1



9 786166 303001

พิมพ์ที่ : ProTexts.com