แบบจำลองคณิตศาสตร์ของชายฝั่งสมดุลระหว่างเขื่อนกันคลื่นแยก

นายอนุรักษ์ ศรีอริยวัฒน์

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต
สาขาวิชาวิศวกรรมแหล่งน้ำ ภาควิชาวิศวกรรมแหล่งน้ำ
คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
ปีการศึกษา 2544

ISBN 974-03-1646-8

ลิขสิทธิ์ของจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

MATHEMATICAL MODEL OF AN EQUILIBRIUM SHORELINE BETWEEN DETACHED BREAKWATERS

Mr.Anurak Sriariyawat

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

A Thesis Submitted in Partial Fulfillment of the Requirements
for the Degree of Master of Engineering in Water Resources Engineering

Department of Water Resources Engineering
Faculty of Engineering
Chulalongkorn University

Academic Year 2001

ISBN 974-03-1646-8

หัวข้อวิทยานิพนธ์	แบบจำลองคณิตศาสตร์ของชายฝั่งสมดุลระหว่างเขื่อนกันคลื่นแยก
โดย	นายอนุรักษ์ ศรีอริยวัฒน์
สาขาวิชา	วิศวกรรมแหล่งน้ำ
อาจารย์ที่ปรึกษา	รองศาสตราจารย์ ดร.ชัยพันธุ์ รักวิจัย

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย อนุมัติให้นับวิทยานิพนธ์ฉบับนี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญามหาบัณฑิต

..... คณบดีคณะวิศวกรรมศาสตร์
(ศาสตราจารย์ ดร.สมศักดิ์ ปัญญาแก้ว)

คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์

..... ประธานกรรมการ
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.เสรี จันทรโยธา)

..... อาจารย์ที่ปรึกษา
(รองศาสตราจารย์ ดร.ชัยพันธุ์ รักวิจัย)

..... กรรมการ
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.ทวนทัน กิจไพศาลสกุล)

..... กรรมการ
(อาจารย์ ดร.ครรชิต ลิขิตเดชาโรจน์)

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

อนุรักษ์ ศรีอริยวัฒน์ : แบบจำลองคณิตศาสตร์ของชายฝั่งสมดุลระหว่างเขื่อนกันคลื่นแยก (MATHEMATICAL MODEL OF AND EQUILIBRIUM SHORELINE BETWEEN DETACHED BREAKWATERS) อ.ที่ปรึกษา : รศ.ดร.ชัยพันธุ์ รักวิจัย , 266 หน้า , ISBN 974-03-1646-8

ในงานป้องกันชายฝั่งทะเลมักใช้โครงสร้างเขื่อนกันคลื่นแยก (detached breakwater) ในการป้องกันการกัดเซาะ สำหรับการศึกษาวิทยานิพนธ์นี้ มุ่งศึกษารูปร่างชายฝั่งสมดุลระหว่างเขื่อนกันคลื่นแยก โดยพัฒนาแบบจำลองการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งระหว่างเขื่อนกันคลื่นแยก (shoreline change between detached breakwater model, SCB) และการประยุกต์ใช้แบบจำลอง GENESIS ซึ่งพัฒนาโดย Coastal Engineering Research Center (CERC), US Army Corps of Engineers แล้วเปรียบเทียบกับผลการศึกษา เกณฑ์การออกแบบเขื่อนกันคลื่นแยกในงานป้องกันชายฝั่ง เสนอโดย อาทิตยา เกศมาริษ (2540)

การพัฒนาแบบจำลอง SCB นี้ได้พัฒนาขึ้น 5 แบบ ซึ่งในแบบแรกใช้วิธีคำนวณแบบ 1 มิติ ส่วนในแบบที่เหลือเป็นการคำนวณแบบ 2 มิติ โดยมีส่วนประกอบย่อยทั้งสิ้น 4 ส่วน ได้แก่ แบบจำลองคลื่น (wave model), แบบจำลองกระแสน้ำ (current model), แบบจำลองอัตราการเคลื่อนตัวของตะกอน (sediment transport model) และแบบจำลองการเปลี่ยนแปลงชายฝั่ง (shoreline change model) ผลการพัฒนาแบบจำลอง SCB นี้ พบว่าค่าสัมประสิทธิ์การกระจายคลื่น (K_d) ที่ได้จากตารางของ Weigel (1962) มีความคลาดเคลื่อน ส่งผลให้เกิดความผันแปรความสูงคลื่นในบริเวณรอยต่อของบริเวณอับคลื่นมาก จึงเปลี่ยนมาทดลองใช้แบบจำลอง GENESIS

การประยุกต์ใช้แบบจำลอง GENESIS กับเขื่อนกันคลื่นแยกใน 3 กรณี คือ กรณีแบบจำลอง, กรณีต้นแบบ และกรณีตัวอย่างศึกษา ซึ่งใช้ค่าสัมประสิทธิ์การเคลื่อนตัวของตะกอน K1 = 0.2 และ K2 = 0.13 ผลการคำนวณจากแบบจำลอง GENESIS ในทุกกรณี พบว่าให้รูปร่างชายฝั่งที่คล้ายคลึงกับผลจากแบบจำลองชลศาสตร์ สำหรับกรณีแบบจำลองนั้นให้ผลของระยะเว้าที่ใกล้เคียงกับแบบจำลองชลศาสตร์ แต่ในกรณีต้นแบบและกรณีตัวอย่างศึกษา ให้ผลระยะเว้าที่แตกต่างจากแบบจำลองชลศาสตร์มาก เนื่องจากในกรณีของแบบจำลองชลศาสตร์ของอาทิตยานี้ประยุกต์ใช้เขื่อนกันคลื่นเป็นหัวหาดที่ทำให้เกิด Tombolo มาติด ซึ่งไม่สามารถประยุกต์ได้โดยแบบจำลอง GENESIS

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ภาควิชา.....วิศวกรรมแหล่งน้ำ..... ลายมือชื่อนิสิต.....

สาขาวิชา.....วิศวกรรมแหล่งน้ำ..... ลายมือชื่ออาจารย์ที่ปรึกษา.....

ปีการศึกษา.....2544.....

4170619221 : MAJOR WATER RESOURCES ENGINEERING
KEY WORD : MATHEMATICAL MODEL / BREAKWATER / EQUILIBRIUM SHORELINE

ANURAK SRIARIYAWAT: MATHEMATICAL MODEL OF AN EQUILIBRIUM SHORELINE BETWEEN DETACHED BREAKWATERS. THESIS ADVISOR: ASSOC. PROF. CHAIPANT RUKVICHAI, Ph.D. 266 pp. ISBN 974-03-1646-8

In coastal protection, detached breakwaters are usually used to protect a shoreline from erosion. This thesis aimed at findings the equilibrium shoreline between detached breakwaters by development of a model of shoreline change between detached breakwaters (SCB model) and the application of the GENESIS model, developed by Coastal Engineering Research Center (CERC), US Army Corps of Engineers. The results from both models were compared with the findings by Arthitaya (1997) in the study of Design Criteria of Detached Breakwater for Shoreline Protection.

The SCB model was developed in 5 versions, the first version was computed in 1D scheme and the others were computed in 2D scheme. The SCB model had 4 submodels namely wave model, current model, sediment transport model and shoreline change model. It was found that the diffraction coefficient (K_d), obtained from the table given by Weigel (1962), had some errors which made much variation of wave height at the edge of shadow area. Consequently, the GENSIS model was tried.

The applications of GENESIS to the detached breakwaters were computed in 3 cases namely; model case, prototype case and sample study case. The calibrated sediment parameters were K1 = 0.2 and K2 = 0.13. The results of GENESIS showed that shoreline shapes were well fitted with the results obtained from hydraulic model in all cases. The sag distances in the model case were closed to that of the hydraulic model. But they were quite different for the prototype and sample study cases. This might be due to the fact that Arthitaya's hydraulic models were applied to the cases with the presence of tombolo connected to the detached breakwaters which was inapplicable by GENESIS.

Department……Water Resources Engineering.. Student's signature……

Field of study….Water Resources Engineering.. Advisor's signature……

Academic year……2001……

กิตติกรรมประกาศ

การทำวิทยานิพนธ์ของข้าพเจ้า เรื่องแบบจำลองคณิตศาสตร์ของชายฝั่งสมดุลระหว่างเขื่อนกันคลื่นแยกได้รับความช่วยเหลือจากบุคคลต่างๆ หลายท่านที่ได้ให้คำแนะนำปรึกษา และแก้ไขรายละเอียดหรือข้อบกพร่องของวิทยานิพนธ์ ดังต่อไปนี้

ขอขอบพระคุณ รองศาสตราจารย์ ดร.ชัยพันธุ์ รักวิจัย อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ ที่ได้ให้คำปรึกษาแนะนำ สนับสนุน การตรวจแก้ไขข้อพกพร่องของวิทยานิพนธ์ และได้กรุณาสั่งสอนปรัชญาในการดำรงชีวิตและการงาน อันเป็นประโยชน์สูงสุดที่ข้าพเจ้าได้รับระหว่างศึกษาในสถาบันอันทรงเกียรติแห่งนี้

ขอขอบพระคุณ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. เสรี จันทรโยธา ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.ทวนทัน กิจไพศาลสกุล และอาจารย์ ดร. ครรชิต ลิขิตเดชาโรจน์ ประธานและกรรมการสอบวิทยานิพนธ์ที่ได้กรุณาสละเวลาของท่านในการให้คำแนะนำปรึกษา และตรวจแก้ไขข้อบกพร่องของวิทยานิพนธ์ รวมทั้งคณาจารย์ภาควิชาวิศวกรรมแหล่งน้ำทุกท่านที่ได้ประสิทธิ์ประสาทวิทยาการต่าง ๆ แก่ข้าพเจ้า

ขอขอบคุณ อาจารย์บุศวรรณ โพธิทอง นายปิยะฉัตร เลิศอมรพงษ์ นายชัชชัย หอมสุด และพี่ ๆ น้อง ๆ เพื่อน ๆ ชมรมวิศวกรรมแหล่งน้ำทุกท่าน ที่ได้ช่วยเหลือข้าพเจ้าในด้านกำลังใจและการเตรียมรูปเล่มวิทยานิพนธ์ จนสำเร็จลุล่วงไปด้วยดี

สุดท้ายนี้ข้าพเจ้าขอกราบขอบพระคุณบิดา มารดา และครอบครัวอันอบอุ่นของข้าพเจ้าที่ให้โอกาส ให้กำลังใจและสนับสนุนการศึกษาของข้าพเจ้ามาโดยตลอด

บุคคลต่าง ๆ ที่กล่าวมานี้มีความสำคัญอย่างยิ่งต่อข้าพเจ้าในการทำวิทยานิพนธ์ครั้งนี้จนสำเร็จ และข้าพเจ้าขอขอบคุณบุคคลอื่น ๆ ที่เป็นกำลังใจ และช่วยเหลือข้าพเจ้ามาตลอด ด้วยความจริงใจของข้าพเจ้า

อนุรักษ์ ศรีอริยวัฒน์

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

สารบัญ

หน้า

บทคัดย่อภาษาไทย..... ง

บทคัดย่อภาษาอังกฤษ..... จ

กิตติกรรมประกาศ..... ฉ

สารบัญ..... ช

สารบัญตาราง..... ญ

สารบัญรูป..... ฎ

สัญลักษณ์ที่ใช้ในการศึกษา..... ฑ

บทที่ 1 บทนำ

1.1 ความเป็นมา..... 1

1.2 วัตถุประสงค์..... 2

1.3 ขอบข่ายการศึกษา..... 2

1.4 การดำเนินการศึกษา และระยะเวลาที่ใช้..... 4

บทที่ 2 ทฤษฎีที่ใช้ในการศึกษาและการศึกษาที่ผ่านมา

2.1 กลศาสตร์ของคลื่น..... 6

2.2 การเปลี่ยนแปลงคลื่น..... 8

2.3 กระแสน้ำชายฝั่ง..... 18

2.4 การเคลื่อนตัวของตะกอนชายฝั่ง..... 19

2.5 หัวหาดและอ่าวสมดุล..... 24

2.6 แบบจำลองคณิตศาสตร์สำหรับการเปลี่ยนแปลงชายฝั่ง..... 27

2.7 แบบจำลองชลศาสตร์ชายฝั่งสมดุลระหว่างเขื่อนกันคลื่นแยก..... 28

บทที่ 3 การพัฒนาแบบจำลองชายฝั่งทะเลสำหรับเขื่อนกันคลื่นแยก

3.1 บทนำ 40

3.2 แบบจำลองคลื่น 41

3.3 แบบจำลองกระแสน้ำ 45

3.4 แบบจำลองอัตราการเคลื่อนตัวของตะกอน 47

3.5 แบบจำลองการเปลี่ยนแปลงชายฝั่ง 48

สารบัญ (ต่อ)

หน้า

3.6 การพัฒนาแบบจำลอง 50

3.7 บทสรุป 58

บทที่ 4 แบบจำลอง GENESIS

4.1 สมมติฐานและข้อจำกัด..... 60

4.2 ส่วนประกอบของแบบจำลอง..... 61

4.3 หลักการของแบบจำลอง Internal wave model..... 62

4.4 หลักการของแบบจำลองการเปลี่ยนแปลงชายฝั่ง..... 68

4.5 วิธีการใช้แบบจำลอง..... 75

4.6 ความอ่อนไหวของพารามิเตอร์ในแบบจำลอง GENESIS..... 75

บทที่ 5 การประยุกต์ใช้แบบจำลอง GENESIS กรณีเขื่อนกันคลื่นแยก

5.1 การปรับเทียบแบบจำลอง GENESIS กับแบบจำลองชลศาสตร์..... 80

5.2 กรณีการศึกษาเปรียบเทียบกับกรณีการทดลอง..... 84

5.3 การวิเคราะห์ผลการประยุกต์ใช้แบบจำลอง GENESIS..... 88

5.4 สรุปผลการศึกษาการประยุกต์ใช้แบบจำลอง GENESIS..... 105

บทที่ 6 สรุปและข้อเสนอแนะ

6.1 การพัฒนาแบบจำลองการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งระหว่างเขื่อนกันคลื่นแยก..... 111

6.2 การประยุกต์ใช้แบบจำลอง GENESIS กรณีเขื่อนกันคลื่นแยก..... 112

6.3 แบบจำลองสำหรับการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งระหว่างเขื่อนกันคลื่นแยก..... 113

6.4 ข้อเสนอแนะ..... 113

รายการอ้างอิง..... 115

สารบัญ (ต่อ)

หน้า

ภาคผนวก

ภาคผนวก ก การศึกษาที่ผ่านมาเรื่องหัวหาดและอ่าวสมดุล..... 121

ภาคผนวก ข แบบจำลองย่อยในแบบจำลองชายฝั่งระหว่างเขื่อนกันคลื่นแยก..... 141

ภาคผนวก ค คู่มือการใช้แบบจำลอง GENESIS..... 170

ภาคผนวก ง ความอ่อนไหวของพารามิเตอร์ในแบบจำลอง GENESIS..... 189

ภาคผนวก จ การปรับแก้ค่าสัมประสิทธิ์การเคลื่อนตัวของตะกอน.....…….. 214

ภาคผนวก ฉ กรณีการศึกษาและผลการประยุกต์ใช้แบบจำลอง GENESIS 233

ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์.....…… 266

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

สารบัญตาราง

		หน้า
ตาราง 1-1	ขั้นตอนการดำเนินการศึกษา.....	5
ตาราง 2-1	คุณสมบัติของคลื่นที่เคลื่อนที่ ณ ความลึกต่างๆ.....	8
ตาราง 2-2	สูตรคำนวณอัตราการเคลื่อนที่ของตะกอนในแนวชายฝั่ง.....	22
ตาราง 2-3	การศึกษาที่ผ่านมาเกี่ยวกับวิธีการหาคำตอบแบบจำลอง One-line โดยการวิเคราะห์.....	30
ตาราง 2-4	การศึกษาที่ผ่านมาเกี่ยวกับวิธีการหาคำตอบเชิงตัวเลขของแบบจำลอง One-line.....	32
ตาราง 2-5	การศึกษาที่ผ่านมาของแบบจำลองความลึกเฉลี่ย.....	36
ตาราง 2-6	ลักษณะการทดลอง.....	37
ตาราง 3-1	รายละเอียดของแบบจำลองย่อยในแบบจำลอง SCB.....	42
ตาราง 3-2	ส่วนประกอบของแบบจำลอง SCB แบบต่างๆ.....	42
ตาราง 3-3	กรณีทดสอบแบบจำลอง SCB.....	51
ตาราง 4-1	แฟ้มข้อมูลนำเข้าของแบบจำลอง GENESIS.....	77
ตาราง 4-2	แฟ้มข้อมูลผลลัพธ์ที่ได้จากแบบจำลอง GENESIS.....	77
ตาราง 5-1	กรณีทดสอบการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งกับระยะเวลาในแบบจำลอง GENESIS.....	82
ตาราง 5-2	การเปลี่ยนแปลงชายฝั่งทะเลกับระยะเวลาในแบบจำลอง GENESIS กรณีแบบจำลอง.....	82
ตาราง 5-3	การเปลี่ยนแปลงชายฝั่งทะเลกับระยะเวลาในแบบจำลอง GENESIS กรณีต้นแบบ.....	82
ตาราง 5-4	สรุปอัตราส่วน K2/K1 ที่เหมาะสม.....	87
ตาราง 5-5	ตัวอย่างพารามิเตอร์ที่ใช้ในการประยุกต์แบบจำลอง GENESIS กับแบบจำลองชลศาสตร์.....	87
ตาราง 5-6	กรณีประยุกต์ใช้แบบจำลอง GENESIS กับกรณีตัวอย่างศึกษา.....	89
ตาราง 5-7	ผลการเปรียบเทียบระยะเว้าของชายฝั่งที่ได้จากแบบจำลอง GENESIS กับแบบจำลองชลศาสตร์ กรณีแบบจำลอง.....	91
ตาราง 5-8	ผลการเปรียบเทียบระยะเว้าของชายฝั่งที่ได้จากแบบจำลอง GENESIS กับแบบจำลองชลศาสตร์ กรณีต้นแบบ.....	98
ตาราง 5-9	ผลการเปรียบเทียบระยะเว้าของชายฝั่งที่ได้จากแบบจำลอง GENESIS กับแบบจำลองชลศาสตร์ กรณีตัวอย่างศึกษา.....	106

สารบัญรูป

		หน้า
รูป 1-1	ลักษณะของแบบจำลองชายฝั่งที่ทำการจำลองในการศึกษา.....	3
รูป 2-1	นิยามและค่าตัวแปรต่างๆของคลื่น.....	7
รูป 2-2	การเคลื่อนที่ของอนุภาคน้ำภายใต้คลื่น.....	7
รูป 2-3	การหักเหของคลื่น.....	11
รูป 2-4	การหักเหของคลื่นตามกฎของ Snell.....	11
รูป 2-5	การกระจายคลื่นหลังเขื่อนกันคลื่นแยก.....	14
รูป 2-6	ค่าสัมประสิทธิ์การกระจายของคลื่น (K_d) ในกรณีคลื่นที่เข้ากระทำมุม 60° กับเขื่อนกันคลื่นแยก.....	14
รูป 2-7	ดัชนีความสูงคลื่นแตกตัวกับความชันคลื่นในน้ำลึก.....	17
รูป 2-8	ความลึกน้ำบริเวณคลื่นแตกตัวกับความชันคลื่นแตกตัว.....	17
รูป 2-9	การเคลื่อนตัวของโมเมนตัมที่เคลื่อนผ่านระนาบแนวดิ่ง.....	21
รูป 2-10	การทับถมและการกัดเซาะเนื่องจากการเคลื่อนตัวของตะกอนทราย.....	21
รูป 2-11	มุมของคลื่นแตกตัวที่กระทำกับชายฝั่ง.....	26
รูป 2-12	(ก) การเกิดอ่าวรูปครึ่งหัวใจจากการทดลองด้วยแบบจำลอง (ข) เส้นชั้นความลึกในระหว่างการทดลอง (ค) การเกิดอ่าวสมดุลที่ชายฝั่ง South Africa.....	26
รูป 2-13	คำอธิบายสำหรับแบบจำลองชายฝั่งระหว่างหัวหาด.....	35
รูป 2-14	เกณฑ์การออกแบบเขื่อนกันคลื่นแยกเมื่อกำหนดอัตราส่วนระหว่างความยาวเขื่อนกันคลื่นต่อระยะห่างระหว่างเขื่อนกันคลื่น.....	38
รูป 2-15	ความสัมพันธ์ความยาวเขื่อนกันคลื่นต่อความยาวคลื่นในน้ำลึกกับระยะเว้าของชายฝั่งต่อความยาวคลื่นในน้ำลึก.....	39
รูป 3-1	ลักษณะเริ่มต้นของแบบจำลอง.....	43
รูป 3-2	การแบ่งพื้นที่การคำนวณค่า K_d เนื่องจากคลื่นที่เข้ากระทำทางซ้ายและขวา.....	43
รูป 3-3	การคำนวณการหักเหของคลื่นโดยวิธีการสร้างแผนภูมิการหักเห.....	51
รูป 3-4	การคำนวณการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งใน 2 มิติ.....	51
รูป 3-5	ผังการคำนวณของแบบจำลอง SCB-1D, SCB-2D v2, SCB-2D v3, SCB-2D v4..	52
รูป 3-6	ตัวอย่างผลการคำนวณชายฝั่งของแบบจำลอง SCB-1D ณ เวลาต่างๆ.....	52
รูป 3-7	ผังการคำนวณของแบบจำลอง SCB-2D v1.....	54

สารบัญรูป (ต่อ)

หน้า

รูป 3-8 การคำนวณทิศทางคลื่นนอกบริเวณอับคลื่น กรณีมุมของคลื่นเข้ากระทำตั้งฉากกับชายฝั่ง…….. 57

รูป 3-9 การคำนวณอัตราการเคลื่อนตัวของตะกอนในบริเวณอับคลื่น กรณีมุมของคลื่นเข้ากระทำตั้งฉากกับชายฝั่ง…….. 57

รูป 4-1 ผังการคำนวณของแบบจำลอง GENESIS และ RCPWAVE…….. 63

รูป 4-2 ผังการทำงานของแบบจำลองคลื่นที่มีเฉพาะ Internal wave model……. 63

รูป 4-3 ผังการทำงานของแบบจำลองคลื่นที่มีการทำงานของ Internal wave model และ External wave model……. 67

รูป 4-4 มุมของคลื่นแตกตัวที่ทำกับชายฝั่ง……. 67

รูป 4-5 มุมต่างๆในการคำนวณคลื่นหลังโครงสร้างเขื่อนกันคลื่นแยก…….. 69

รูป 4-6 ผลของเส้นชั้นความสูงที่เปลี่ยนแปลงต่อมุมของคลื่นที่เข้ากระทำ…… 69

รูป 4-7 การคำนวณการเปลี่ยนแปลงชายฝั่ง โดยใช้ทฤษฎี One – line…… 71

รูป 4-8 ความสัมพันธ์ระหว่างขนาดของตะกอนชายฝั่งกับลักษณะรูปร่างตามยาวของชายฝั่งในหน่วยเมตริก…… 74

รูป 4-9 ความสัมพันธ์ระหว่างขนาดของตะกอนชายฝั่งกับลักษณะรูปร่างตามขวางของชายฝั่งในหน่วย American Customary Unit…… 74

รูป 4-10 โครงสร้างการนำข้อมูลและผลลัพธ์ที่ได้จากแบบจำลอง GENESIS…….. 76

รูป 5-1 การเปลี่ยนแปลงชายฝั่งตามช่วงเวลา ที่คำนวณได้จากแบบจำลอง GENESIS ในกรณีแบบจำลอง…….. 83

รูป 5-2 การเปลี่ยนแปลงชายฝั่งตามช่วงเวลา ที่คำนวณได้จากแบบจำลอง GENESIS ในกรณีต้นแบบ…….. 83

รูป 5-3 ตัวอย่างการปรับแก้ค่า K1, K2 ในกรณีแบบจำลอง…….. 85

รูป 5-4 ตัวอย่างการปรับแก้ค่า K1, K2 ในกรณีต้นแบบ…….. 85

รูป 5-5 การเปรียบเทียบผลการใช้แบบจำลอง GENESIS กับกรณีแบบจำลอง กรณี θ_0 = -15^{o}, ℓ:G = 1:1…… 93

รูป 5-6 การเปรียบเทียบผลการใช้แบบจำลอง GENESIS กับกรณีแบบจำลอง กรณี θ_0 = -15^{o}, ℓ:G = 1:2…… 94

สารบัญรูป (ต่อ)

หน้า

รูป 5-7 การเปรียบเทียบผลการใช้แบบจำลอง GENESIS กับกรณีแบบจำลอง
กรณี $\theta_0 = -15^{o}$, ℓ:G = 1:3..... 95

รูป 5-8 การเปรียบเทียบผลการใช้แบบจำลอง GENESIS กับกรณีแบบจำลอง
กรณี $\theta_0 = -15^{o}$, ℓ:G = 1:4..... 96

รูป 5-9 การเปรียบเทียบผลการใช้แบบจำลอง GENESIS กับกรณีต้นแบบ
กรณี $\theta_0 = -35^{o}$, ℓ:G = 1:1..... 100

รูป 5-10 การเปรียบเทียบผลการใช้แบบจำลอง GENESIS กับกรณีต้นแบบ
กรณี $\theta_0 = -35^{o}$, ℓ:G = 1:2..... 101

รูป 5-11 การเปรียบเทียบผลการใช้แบบจำลอง GENESIS กับกรณีต้นแบบ
กรณี $\theta_0 = -35^{o}$, ℓ:G = 1:3..... 102

รูป 5-12 การเปรียบเทียบผลการใช้แบบจำลอง GENESIS กับกรณีต้นแบบ
กรณี $\theta_0 = -35^{o}$, ℓ:G = 1:4..... 103

รูป 5-13 การเปรียบเทียบผลการใช้แบบจำลอง GENESIS กับกรณีต้นแบบ
กรณี ℓ:G = 1:1..... 104

รูป 5-14 การเปรียบเทียบผลการใช้แบบจำลอง GENESIS กับกรณีตัวอย่างศึกษา
กรณี $\theta_0 = -15^{o}$..... 107

รูป 5-15 ความอ่อนไหวของระยะห่างระหว่างแถบการคำนวณ (Δx)..... 110

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

สัญลักษณ์ที่ใช้ในการศึกษา

A	empirical scale parameter
C	ความเร็วคลื่น
C_g	ความเร็วกลุ่มคลื่น
C_{gb}	ความเร็วกลุ่มคลื่น ณ ตำแหน่งคลื่นแตกตัว
CH	สัมประสิทธิ์ของ Chezy
d	ความลึกน้ำ
D_{50}	ขนาดตะกอนเฉลี่ย
d_b	ความลึกน้ำ ณ จุดที่คลื่นแตกตัว
d_B	ระดับความสูงของสันทราย
d_C	depth of closure
E	พลังงานคลื่น
E_b	พลังงานคลื่น ณ ตำแหน่งคลื่นแตกตัว
f_w	สัมประสิทธิ์ความเสียดทานที่ท้องน้ำ
H_0	ความสูงคลื่นในน้ำลึก
H_0'	คลื่นน้ำลึกที่ไม่มีการหักเห
$\left(H_{1/3}\right)_b$	ความสูงคลื่นนัยสำคัญ ณ ตำแหน่งคลื่นแตกตัว
H_b	ความสูงคลื่นแตกตัว
I	อัตราการเคลื่อนตัวของน้ำหนักตะกอนที่จม
k	สัมประสิทธิ์ความขรุขระสัมพัทธ์
K1,K2	สัมประสิทธิ์การเคลื่อนตัวของตะกอน
k_d	สัมประสิทธิ์การกระจายของคลื่น
K_r	สัมประสิทธิ์การหักเหของคลื่น
k_s	สัมประสิทธิ์ความขรุขระท้องน้ำ
K_s	สัมประสิทธิ์ความตื้นลึกท้องน้ำ
L	ความยาวคลื่น
L_0	ความยาวคลื่นในน้ำลึก

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

สัญลักษณ์ที่ใช้ในการศึกษา (ต่อ)

L_b	ความยาวคลื่น ณ ตำแหน่งคลื่นแตกตัว
P	กำลังงานคลื่น
Q	อัตราการเคลื่อนตัวของตะกอนตามแนวชายฝั่ง
T	คาบเวลาคลื่น
$\tan\beta$	ความลาดชันท้องน้ำเฉลี่ย
u	ความเร็วของกระแสน้ำเฉลี่ย
$\hat{U}_b$	ความเร็วคลื่นที่ท้องน้ำ
α_s	มุมที่คลื่นกระทำต่อชายฝั่ง
γ	ดัชนีการแตกตัวของคลื่น
λ	ความพรุนของตะกอนทราย
ρ	ความหนาแน่นของน้ำ
ρ_s	ความหนาแน่นของตะกอนทราย
θ	มุมของคลื่นที่ทำกับแกน x , y
θ_b	มุมของคลื่น ณ ตำแหน่งคลื่นแตกตัว
θ_{bs}	มุมคลื่นแตกตัวที่ทำกับชายฝั่ง
θ_s	มุมที่ชายฝั่งกระทำกับแกน x
τ_c	ความเค้นเฉือนที่ท้องน้ำเนื่องจากคลื่นและกระแสน้ำ

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

บทที่ 1
บทนำ

1.1 ความเป็นมา

ปัจจุบันปัญหาที่สำคัญสำหรับงานด้านวิศวกรรมชายฝั่ง คือปัญหาการเปลี่ยนแปลงสภาพชายฝั่งทั้งการทับถมและการกัดเซาะของตะกอนทราย ซึ่งการเปลี่ยนแปลงสภาพชายฝั่งนั้น จัดเป็นกระบวนการชายฝั่ง (coastal processes) ที่เกิดจากอิทธิพลของคลื่น กระแสน้ำ และลักษณะของตะกอนชายฝั่ง โดยความรุนแรงของคลื่น และกระแสน้ำ จะเป็นสาเหตุสำคัญที่ทำให้ชายฝั่งเกิดการทับถมหรือการกัดเซาะในแต่ละพื้นที่ และช่วงเวลาที่แตกต่างกันไป หากในพื้นที่ใดมีการ กัดเซาะมากกว่าการทับถม ก็จะเป็นสาเหตุให้ชายฝั่งเกิดการถดถอยไปอย่างต่อเนื่อง

สำหรับในงานวางแผนพัฒนาบริเวณพื้นที่ชายฝั่งทะเลที่ต้องการชายหาดที่ไม่มีการเปลี่ยนแปลงเพื่อไม่ให้เกิดความเสียหายต่อบุคคล หรือกลุ่มบุคคลใดๆ จึงต้องมีการใช้โครงสร้างในการป้องกันชายฝั่งเพื่อป้องกันปัญหาที่จะเกิดขึ้น เขื่อนกันคลื่นแยก (detached breakwater) จัดเป็นโครงสร้างประเภทหนึ่งที่ใช้ในการป้องกันการกัดเซาะชายฝั่ง โดยทำหน้าที่กันคลื่นที่มีพลังงานสูงบางส่วนไว้ ทำให้ตะกอนทรายที่อยู่ด้านหลัง ถูกแรงกระทำอันเนื่องจากคลื่นลดลง เป็นผลให้เกิดการทับถมหลังเขื่อนกันคลื่น

ดังนั้นการใช้เขื่อนกันคลื่นแยกในงานป้องกันชายฝั่งนี้ ในแต่ละสถานที่ควรมีการทำการศึกษาออกแบบเขื่อนกันคลื่นแยกนั้น แบบจำลองคณิตศาสตร์สำหรับการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งระหว่างเขื่อนกันคลื่นแยกจึงเป็นเครื่องมือที่สามารถประยุกต์ใช้ในการศึกษาออกแบบเขื่อนกันคลื่นแยกนี้ได้ โดยแบบจำลองคณิตศาสตร์นี้สามารถทำการศึกษาได้หลากหลายกรณี อีกทั้งยังใช้เวลาและค่าใช้จ่ายน้อย เมื่อเปรียบเทียบกับการศึกษาด้วยแบบจำลองทางกายภาพ แต่อย่างไรก็ตามการจำลองด้วยแบบจำลองคณิตศาสตร์นี้ก็ยังมีข้อจำกัดเรื่องของการสมการที่ใช้ในการคำนวณสภาพต่างๆ ที่เกิดขึ้นจริงในธรรมชาติ ดังนั้นการทำแบบจำลองทางกายภาพเพื่อตรวจสอบผลของแบบจำลองคณิตศาสตร์นั้นจะทำให้ได้ผลการศึกษาที่มีดีมากยิ่งขึ้น

การศึกษาวิทยานิพนธ์นี้ จะมุ่งเน้นที่จะศึกษารูปร่างของชายฝั่งสมดุล (equilibrium shoreline) ที่เกิดขึ้นด้านหลังของเขื่อนกันคลื่นแยก โดยพัฒนาแบบจำลองคณิตศาสตร์สำหรับการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งระหว่างเขื่อนกันคลื่นแยก (Shoreline change between detached breakwaters, SCB) ขึ้น โดยในแบบจำลองนี้มีส่วนประกอบเป็นแบบจำลองย่อยๆ หลายส่วน นอกจากนี้ยังประยุกต์ใช้แบบจำลอง GENESIS ซึ่งถูกพัฒนาโดย Coastal Engineering Research Center (CERC), Waterways Experiment Station (WES), US Army Corps of Engineers กับกรณีศึกษารูปร่างชายฝั่งสมดุลระหว่างเขื่อนกันคลื่นแยกนี้ด้วย โดยผลการศึกษาจากแบบจำลองคณิตศาสตร์ทั้ง 2 นี้จะนำไป

เปรียบเทียบกับผลกับผลการศึกษาของอาทิตยา (2540) ที่ได้ศึกษาเกณฑ์การออกแบบเขื่อนกันคลื่นแยกโดยใช้แบบจำลองชลศาสตร์ ซึ่งผลจากการศึกษานี้จะเป็นแนวทางในการคาดการณ์ลักษณะรูปร่างของชายฝั่งสมดุลที่อยู่ระหว่างเขื่อนกันคลื่นแยก เพื่อที่จะนำไปประยุกต์ใช้สำหรับการออกแบบเขื่อนกันคลื่นแยกที่ใช้ป้องกันชายฝั่งทะเลต่อไป

1.2 วัตถุประสงค์ของการศึกษา

1) ศึกษาและสร้างแบบจำลองคณิตศาสตร์เพื่อใช้ในการวิเคราะห์ลักษณะรูปร่างของชายฝั่งสมดุล (equilibrium shoreline)
2) ศึกษาลักษณะรูปร่างของชายฝั่งสมดุลระหว่างเขื่อนกันคลื่นแยก (detached breakwater)
3) ศึกษาผลของขนาดและทิศทางของคลื่นที่กระทำ ต่อลักษณะรูปร่างของชายฝั่งสมดุลระหว่างเขื่อนกันคลื่นแยก

1.3 ขอบข่ายของการศึกษา

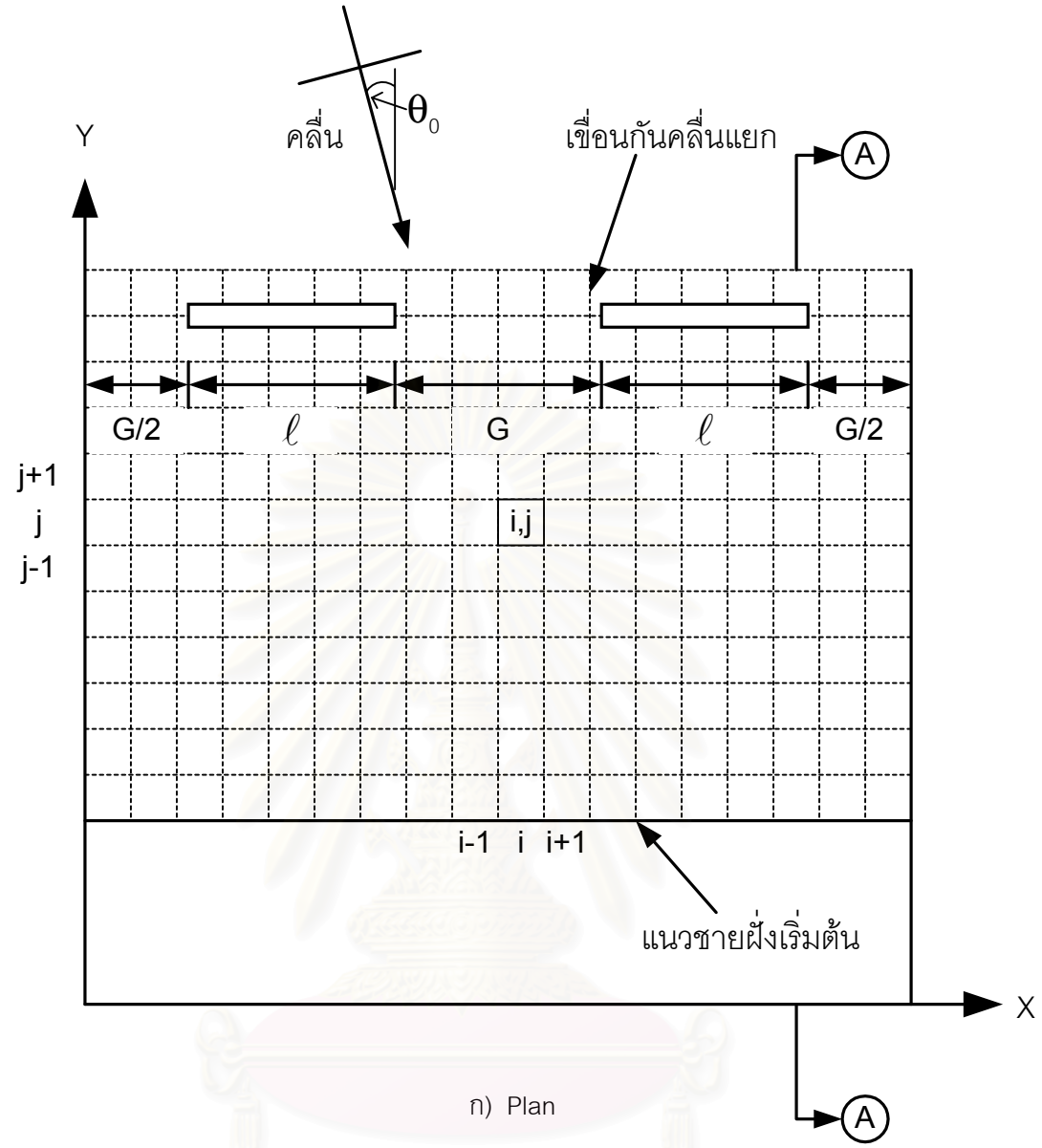
การศึกษาครั้งนี้ทำการพัฒนาแบบจำลองคณิตศาสตร์สำหรับการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งระหว่างเขื่อนกันคลื่นแยก โดยใช้วิธีการ Finite difference method (FDM) ในการวิเคราะห์ในระบบ 2 มิติ โดยแบบจำลองนี้จะแบ่งออกเป็นแบบจำลองย่อย 4 ส่วนคือ แบบจำลองคลื่น (wave model), แบบจำลองกระแสน้ำชายฝั่ง (current model), แบบจำลองอัตราการเคลื่อนตัวของตะกอนทราย (sediment transport model) และ แบบจำลองการเปลี่ยนแปลงชายฝั่ง (shoreline change model)

เมื่อทำการพัฒนาแล้วผลที่ได้จากแบบจำลองไม่สามารถจำลองสภาพการเปลี่ยนแปลงสภาพชายฝั่งระหว่างเขื่อนกันคลื่นแยกได้ จึงนำกรณีศึกษาชายฝั่งสมดุลระหว่างเขื่อนกันคลื่นแยกนี้ ไปประยุกต์ใช้กับแบบจำลอง GENESIS โดยมีตัวแปรที่สำคัญในการศึกษานี้ได้แก่

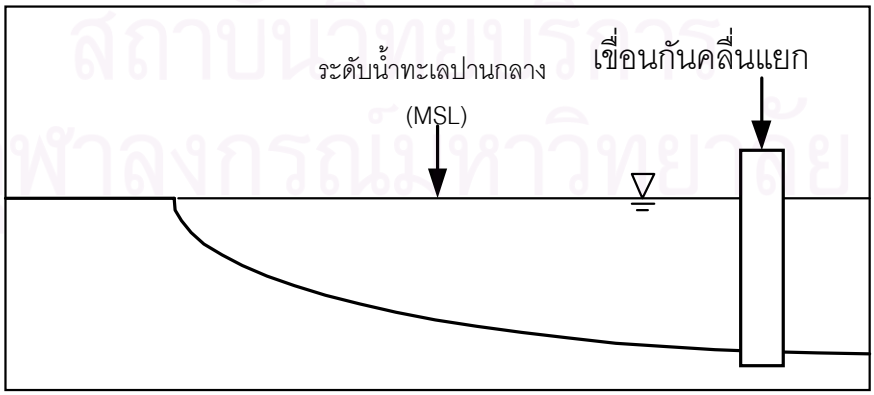
- มุมของคลื่นกับแนวชายฝั่ง (θ_0)
- ความชันของคลื่นในน้ำลึก (ความสูงของคลื่น/ความยาวคลื่น, H_0/L_0)
- อัตราส่วนของความยาวของเขื่อนกันคลื่นแยกกับระยะห่างระหว่างโครงสร้างเขื่อนกันคลื่นแยก (ℓ:G)

โดยกำหนดลักษณะชายฝั่งเริ่มต้นเป็นเส้นตรงที่ขนานกับเขื่อนกันคลื่นแยก โดยถือว่ามีลักษณะรูปตัดตามขวาง (beach profile) มีรูปร่างคงที่ ดังรูป 1-1

สำหรับกรณีการตรวจสอบและปรับค่าแบบจำลอง (calibration and verification) ที่ใช้ในการศึกษา จะทำการเปรียบเทียบกับผลการศึกษาแบบจำลองชลศาสตร์ของของ อาทิตยา (2540)



ก) Plan



ข) รูปตัด A-A

รูปที่ 1-1 ลักษณะของแบบจำลองชายฝั่งที่ทำการจำลองในการศึกษา

1.4 การดำเนินการศึกษา และระยะเวลาที่ใช้

ขั้นตอนและแผนการดำเนินการศึกษาวิทยานิพนธ์มีดังนี้คือ

1) ศึกษารวบรวมเอกสารทางวิชาการที่เกี่ยวข้อง
2) ศึกษาและทบทวนหลักการ และทฤษฎีทางวิศวกรรมชายฝั่ง
3) ศึกษาและออกแบบจำลองคณิตศาสตร์
4) ทำการสร้างแบบจำลองคณิตศาสตร์ในระบบวิเคราะห์ 1 มิติ
5) ทดสอบและปรับค่าตัวแปรในแบบจำลองคณิตศาสตร์ในระบบวิเคราะห์ 1 มิติ
6) ทำการสร้างแบบจำลองคณิตศาสตร์ในระบบวิเคราะห์ 2 มิติ
7) ทดสอบและปรับค่าตัวแปรในแบบจำลองคณิตศาสตร์ในระบบวิเคราะห์ 2 มิติ
8) ศึกษาการใช้แบบจำลอง GENESIS
9) ทดสอบและปรับค่าตัวแปรในแบบจำลอง GENESIS
10) ศึกษารูปร่างของชายฝั่งสมดุลระหว่างเขื่อนกันคลื่นแยก
11) วิเคราะห์และสรุปผล
12) จัดทำรายงานวิทยานิพนธ์

โดยระยะเวลาที่ใช้ในการทำแต่ละขั้นตอนแสดงดังตาราง 1-1

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตาราง 1-1 ขั้นตอนการดำเนินการศึกษา

	การดำเนินการศึกษา	พ.ศ. 2543												พ.ศ. 2544												พ.ศ. 2545			
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4
1)	ศึกษารวบรวมเอกสารทางวิชาการที่เกี่ยวข้อง																												
2)	ศึกษาและทบทวนหลักการ และทฤษฎีทางวิศวกรรมชายฝั่ง																												
3)	ศึกษาและออกแบบแบบจำลองคณิตศาสตร์																												
4)	ทำการสร้างแบบจำลองคณิตศาสตร์ในระบบวิเคราะห์ 1 มิติ																												
5)	ทดสอบและปรับค่าตัวแปรในแบบจำลองคณิตศาสตร์ในระบบวิเคราะห์ 1 มิติ																												
6)	ทำการสร้างแบบจำลองคณิตศาสตร์ในระบบวิเคราะห์ 2 มิติ																												
7)	ทดสอบและปรับค่าตัวแปรในแบบจำลองคณิตศาสตร์ในระบบวิเคราะห์ 2 มิติ																												
8)	ศึกษาการใช้แบบจำลอง GENESIS																												
9)	ทดสอบและปรับค่าตัวแปรในแบบจำลอง GENESIS																												
10)	ศึกษารูปร่างของชายฝั่งสมดุลระหว่างเขื่อนกันคลื่นแยก																												
11)	วิเคราะห์และสรุปผล																												
12)	จัดทำรายงานวิทยานิพนธ์																												

บทที่ 2
ทฤษฎีที่ใช้ในการศึกษาและการศึกษาที่ผ่านมา

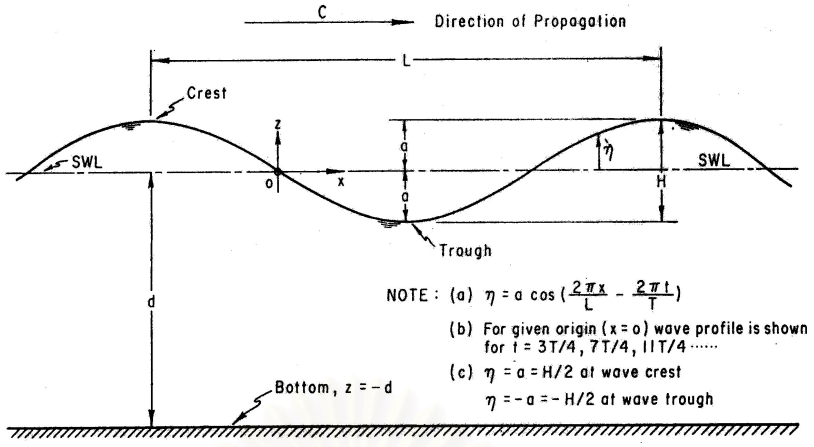
ในบทนี้จะกล่าวถึงการทบทวนทฤษฎีและการศึกษาที่ผ่านมาที่เกี่ยวกับกลศาสตร์ของคลื่น (wave mechanic) ซึ่งอธิบายปรากฏการณ์อันเนื่องจากคลื่นที่กระทำต่อชายฝั่ง การเปลี่ยนแปลงของคลื่นเมื่อเคลื่อนที่เข้าสู่ชายฝั่ง (wave transformation) กระแสน้ำชายฝั่ง (wave induced current) การเคลื่อนตัวของตะกอนตามแนวชายฝั่ง (longshore sediment transport) แบบจำลองชายฝั่งทะเล รวมทั้งอ่าวและชายฝั่งที่เกิดการเปลี่ยนแปลงจนกระทั่งเข้าสู่สมดุล (equilibrium shoreline)

2.1 กลศาสตร์ของคลื่น

สิ่งที่มีความสำคัญต่อกระบวนการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งคือ คลื่นที่กระทำต่อชายฝั่งซึ่งมีด้วยกันหลายอย่าง เช่น คลื่นลม (wind wave) คลื่นที่เกิดจากเรือ (ship-generated wave) คลื่นที่เกิดจากแผ่นดินไหว (tsunami) กระแสน้ำขึ้นน้ำลง (tide current) ฯลฯ โดยคลื่นต่างๆที่กล่าวมานั้นจะมีลักษณะคำนิยาม และตัวแปรที่ใช้ดังรูป 2-1

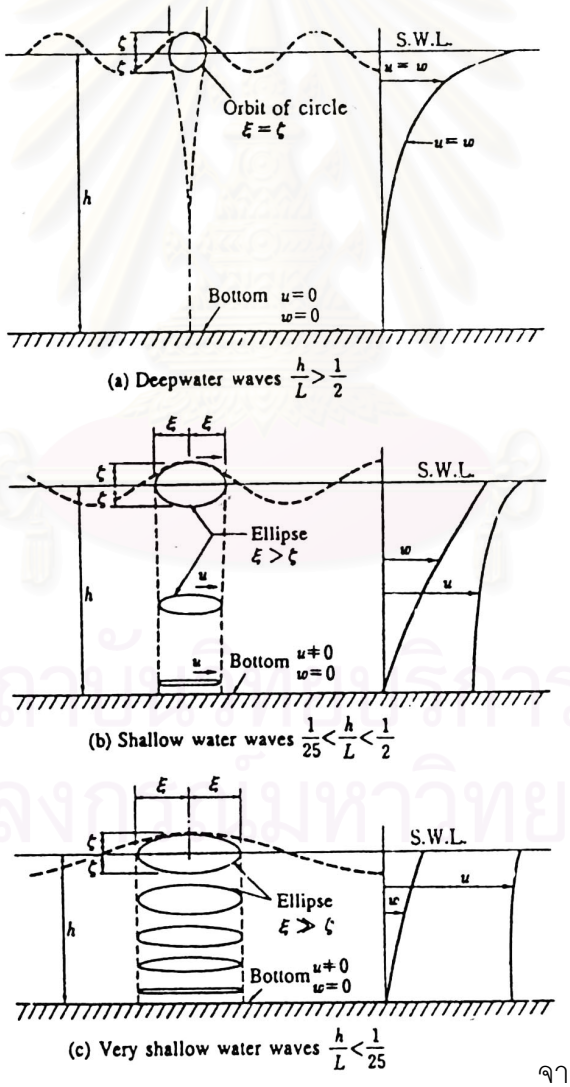
คลื่นที่เกิดขึ้นในมหาสมุทรกว่า 90% เป็นคลื่นที่เกิดจากลม เมื่อคลื่นเคลื่อนที่ออกจากพื้นที่กำเนิด แต่ยังคงอยู่ในบริเวณน้ำลึก (deep water) ซึ่งจำแนกโดยใช้ความลึกสัมพัทธ์ (relative depth,d/L) มีค่ามากกว่า 0.5 (d/L > 0.5) ลักษณะต่างๆของคลื่น เช่น ความเร็วคลื่น (wave celerity), ความยาวคลื่น (wave length, L), ความสูงคลื่น (wave height, H) ถือว่ามีค่าคงที่ โดยคลื่นเคลื่อนตัวมีลักษณะวงโคจรของอนุภาคน้ำ (trajectories) เป็นรูปวงกลม ซึ่งมีเส้นผ่าศูนย์กลางของวงที่ผิวน้ำอิสระ (orbit) เท่ากับความสูงคลื่น และเส้นผ่าศูนย์กลางของวงโคจรจะลดลงตามกำลังฐาน e (exponentially) จนกระทั่งถึงความลึกประมาณครึ่งหนึ่ง หลังจากความลึกดังกล่าวถือว่าไม่มีการเคลื่อนที่ของอนุภาคน้ำ

เมื่อคลื่นเคลื่อนตัวเข้าสู่บริเวณน้ำลึกปานกลาง (transition water, 0.04<d/L<0.50) ลักษณะของคลื่นจะเปลี่ยนไป เนื่องจากอิทธิพลของน้ำตื้น (shoaling effect) คลื่นที่อยู่ในบริเวณนี้มีความยาวคลื่นสั้นลง ความสูงคลื่นสูงขึ้น ความเร็วคลื่นลดลง แต่อย่างไรก็ตาม คาบเวลา(wave period, T) ไม่เปลี่ยนแปลง ทางเดินของอนุภาคน้ำจะถูกอิทธิพลของน้ำตื้นทำให้วงโคจรมีลักษณะเป็นวงรี (ellipse) รอบๆจุดตำแหน่งเฉลี่ย โดยมีแกนหลัก (major axis) อยู่ในแนวขนานกับท้องน้ำ และแกนรอง (minor axis) อยู่ในแนวขนานกับท้องน้ำ ดังนั้นจึงทำให้เกิดการเคลื่อนที่บริเวณท้องน้ำลักษณะวงโคจรรูปวงรีนี้จะเริ่มราบขึ้นเรื่อยๆ และความเร็วที่ท้องน้ำจะสูงขึ้น เมื่อคลื่นเคลื่อนตัวเข้าสู่บริเวณน้ำตื้น (shallow water, d/L < 0.04) ดังรูป 2-2



จาก US.CERC. 1984

รูป 2-1 นิยามและค่าตัวแปรต่างๆ ของคลื่น



จาก Sawaragi, 1995

รูป 2-2 การเคลื่อนที่ของอนุภาคน้ำภายใต้คลื่น

จากการเคลื่อนตัวของคลื่นผ่านความลึกของน้ำที่แตกต่างกันนั้น ได้มีทฤษฎีคลื่นหลายแบบเกิดขึ้น เพื่ออธิบายคุณสมบัติของคลื่น ณ ระดับความลึกต่างๆ โดยทฤษฎีเหล่านี้ก็มีความแตกต่างกันทั้งในความซับซ้อนและถูกต้องในการอธิบายคลื่นที่เกิดขึ้น ซึ่งทฤษฎีที่ง่ายและนิยมใช้กันมากคือ ทฤษฎีคลื่นความสูงน้อย (small amplitude wave theory or linear wave theory) ที่คิดค้นโดย Airy, 1845 (US. CERC, 1984) เป็นทฤษฎีที่ใช้อธิบายลักษณะของคลื่นที่เคลื่อนที่ในน้ำลึกได้ดี และมีข้อจำกัดมากขึ้นเมื่อคลื่นเข้ามาสู่ในบริเวณน้ำตื้นและใกล้เกิดการแตกตัว โดยคุณสมบัติต่างๆของคลื่นที่เคลื่อนที่ในน้ำ ณ ความลึกต่างๆ ตามทฤษฎีคลื่นความสูงน้อยแสดงดังตาราง 2-1

ตาราง 2-1 คุณสมบัติของคลื่นที่เคลื่อนที่ ณ ความลึกต่างๆ

คุณสมบัติของคลื่น	คลื่นในน้ำตื้น	คลื่นในน้ำลึกปานกลาง	คลื่นในน้ำลึก
ความเร็วคลื่น	$C=\frac{L}{T}=\sqrt{gd}$	$C=\frac{L}{T}=\frac{gT}{2\pi}\tanh\left(\frac{2\pi d}{L}\right)$	$C=C_o=\frac{L}{T}=\frac{gT}{2\pi}$
ความยาวคลื่น	$L=T\sqrt{gd}=CT$	$L=\frac{gT^2}{2\pi}\tanh\left(\frac{2\pi d}{L}\right)$	$L=L_o=\frac{gT^2}{2\pi}=C_oT$
ความเร็วกลุ่มคลื่น	$C_g=C=\sqrt{gd}$	$C_g=nC=\frac{1}{2}\left[1+\frac{4\pi d/L}{\sinh(4\pi d/L)}\right]C$	$C_g=\frac{1}{2}C=\frac{gT}{4\pi}$

เมื่อคลื่นเคลื่อนที่เข้าสู่ความลึกหนึ่ง ซึ่งความลึกนี้ไม่เพียงพอที่จะถ่ายพลังงานคลื่น ทำให้เกิดการแตกตัว (wave breaking) และคลื่นจะเริ่มจัดรูปร่างขึ้นใหม่ เป็นคลื่นที่มีพลังงานน้อยกว่าและเคลื่อนไปหาฝั่งจนถึงบริเวณที่ความลึกไม่เพียงพอ คลื่นก็จะเริ่มแตกตัวอีกเช่นนี้เรื่อยไป นอกจากปรากฏการณ์การแตกตัวแล้วเมื่อคลื่นเคลื่อนตัวในบริเวณน้ำลึกปานกลางและน้ำตื้น ก็จะเกิดปรากฏการณ์เปลี่ยนแปลงคลื่นอย่างอื่นอีกคือ การหักเหของคลื่น (wave refraction) การกระจายของคลื่น (wave diffraction) และการสะท้อนของคลื่น (wave reflection)

2.2 การเปลี่ยนแปลงคลื่น

เมื่อคลื่นเคลื่อนที่จากแหล่งกำเนิดเข้าสู่ชายฝั่ง จะเกิดการเปลี่ยนแปลง (wave transformation) เนื่องจากการเคลื่อนที่จากบริเวณน้ำลึกสู่บริเวณน้ำตื้น จะเกิดการเสียดทานกับท้องทะเล ทำให้ความยาวคลื่นลดลงในขณะที่ความสูงคลื่นเพิ่มขึ้น จนเกิดการแตกตัวเป็นคลื่นใหม่แล้วเคลื่อนที่ไปสิ้นสุดที่ชายฝั่ง

2.2.1 <u>การเคลื่อนที่ของคลื่นเข้าสู่น้ำตื้น</u>

เมื่อคลื่นเคลื่อนที่ออกจากแหล่งกำเนิดซึ่งมีลมพัด และไม่อยู่ภายใต้อิทธิพลการกระทำของลมแล้ว (swell wave) คลื่นเริ่มจะมีลักษณะเป็นระเบียบและสม่ำเสมอมากขึ้นตามระยะทาง แต่เมื่อคลื่นเริ่มเคลื่อนที่เข้าสู่บริเวณที่ตื้นขึ้น การจัดเรียงตัวของอนุภาคน้ำจะเปลี่ยนไป เนื่องจากผลของความลึกของน้ำ ซึ่งคุณสมบัติดังกล่าวจะเริ่มเปลี่ยนแปลงตามระยะทางที่เคลื่อนที่ผ่าน (wave shoaling)

โดยความสัมพันธ์ระหว่างความลึกน้ำ(water depth, d) กับความสูงคลื่นนั้น จะอยู่ในรูปของพลังงานคลื่น (wave energy, E) ที่คลื่นเคลื่อนที่ผ่านหน้าตัดแนวดิ่งซึ่งขนานกับสันคลื่น (wave crest) และตั้งฉากกับทิศทางการเคลื่อนที่ของคลื่นตลอดความลึก ปริมาณการไหลของพลังงาน (energy flux) ต่อความกว้างของสันคลื่นหนึ่งหน่วย เรียกว่ากำลังงานคลื่น (wave power, P) ดังสมการ 2-1

$$P = E \cdot C_g = EnC \qquad \text{..... (2-1)}$$

เมื่อ C_g คือ ความเร็วกลุ่มคลื่น (wave group celerity)

C คือ ความเร็วคลื่น (wave celerity)

$$n = \frac{C_g}{C} = \frac{1}{2}\left(1 + \frac{2kd}{\sinh 2kd}\right)$$

k คือ จำนวนคลื่น (wave number) ต่อหนึ่งหน่วยระยะทาง $= \frac{2\pi}{L}$

E คือ พลังงานคลื่น (wave energy) $= \frac{1}{8}\rho g H^2$

โดยการเคลื่อนที่เข้าสู่น้ำตื้นนี้จะมีสมมติฐานว่า กำลังงานคลื่นที่ผ่านเข้าสู่น้ำตื้นถือว่าไม่มีการสูญเสีย เนื่องจากความเสียดทานหรือความปั่นป่วนของท้องทะเล

$$P_0 = P_1$$

$$E_o C_{g_o} = E_1 C_{g_1} \qquad \text{..... (2-2)}$$

แทนค่าในสมการ 2-2 จะได้ว่า

$$\frac{1}{8}\rho g H_o^2 C_{g_o} = \frac{1}{8}\rho g H_1^2 C_{g_1}$$

หรือ

$$\frac{H_1}{H_o} = \sqrt{\frac{C_{g_o}}{C_{g_1}}} = K_s \qquad \text{..... (2-3)}$$

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

เมื่อ K_s คือ สัมประสิทธิ์ความลึกตื้นท้องน้ำ (shoaling coefficient) ซึ่งหาได้จากสมการของความเร็วกลุ่มคลื่น (wave group celerity)

โดย $C_{g_o} = \frac{1}{2}C$

เมื่อ C คือ ความเร็วคลื่น (wave celerity)

n คือ สัดส่วนของ $\frac{C_g}{C} = \frac{1}{2}\left(1+\frac{2kd}{\sinh 2kd}\right)$

k คือ จำนวนคลื่น (wave number) ต่อหนึ่งหน่วยระยะทาง $= \frac{2\pi}{L}$

ดังนั้น จากสมการ 2-3 จะได้ว่า

$$K_s = \sqrt{\frac{C_{g_o}}{C_g}} = \sqrt{\frac{1}{1+\frac{4\pi d/L}{\sinh(4\pi d/L)}}} \quad \text{..... (2-4)}$$

2.2.2 <u>การหักเหของคลื่น</u>

เมื่อคลื่นเคลื่อนที่เข้าสู่ชายฝั่งโดยมีทิศทางทำมุมกับเส้นระดับท้องน้ำ ความเร็วของคลื่นที่เคลื่อนตัวจะขึ้นอยู่กับความลึกท้องน้ำ ณ ตำแหน่งต่างๆ ซึ่งความเร็วจะไม่เท่ากัน โดยแนวสันคลื่นที่เคลื่อนที่ผ่านตำแหน่งที่ลึกกว่าจะเคลื่อนตัวด้วยความเร็วที่เร็วกว่าตำแหน่งที่มีระดับน้ำตื้นกว่า เหตุการณ์เช่นนี้ทำให้แนวสันคลื่นเกิดการบิดแนว ซึ่งปรากฏการณ์นี้เรียกว่า การหักเหของคลื่น (wave retraction) ดังรูป 2-3

โดยความสัมพันธ์ของความลึกและความยาวคลื่นในปรากฏการณ์การหักเหของคลื่นนี้มีลักษณะคล้ายกับการหักเหของแสงที่สามารถอธิบายได้ด้วยกฎของสเนลล์ (Snell's law) ดังรูป 2-4

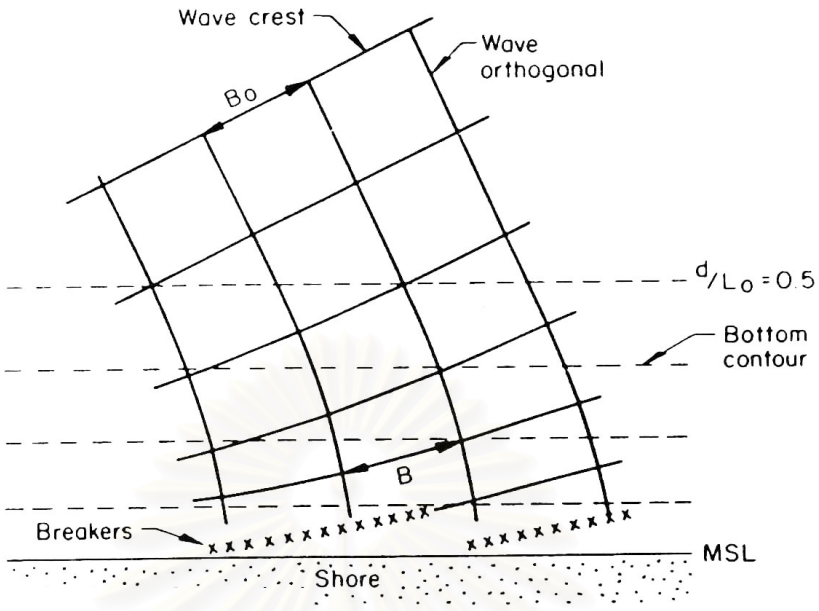
$$\frac{\sin\alpha_1}{L_1} = \frac{\sin\alpha_2}{L_2}$$

หรือ $$\frac{\beta_1}{\cos\alpha_1} = \frac{\beta_2}{\cos\alpha_2} \quad \text{..... (2-5)}$$

จากกำลังคลื่นระหว่างสันคลื่นมีค่าคงที่ ดังนั้น

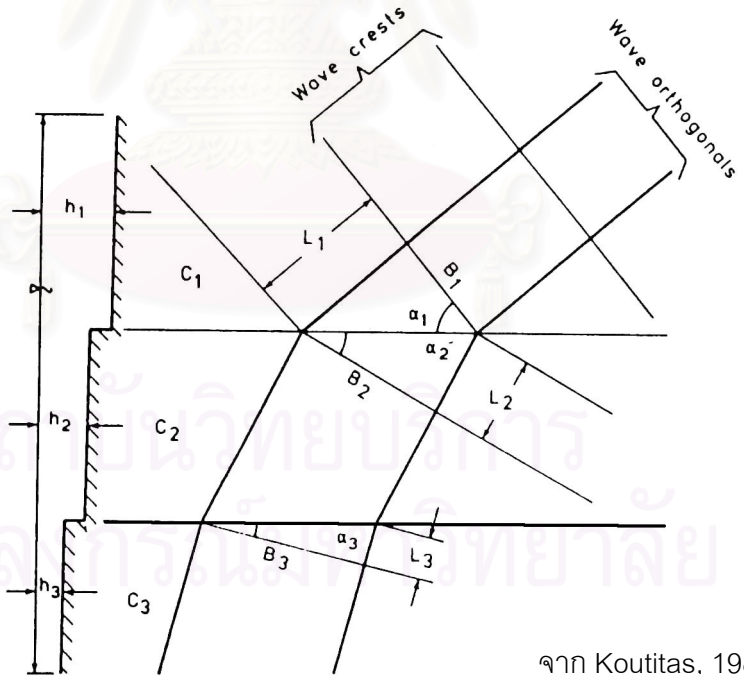
$$P_0 = P_1$$

$$\frac{1}{8}\rho g H_o^2 C_{g_o} B_o = \frac{1}{8}\rho g H_1^2 C_{g_1} B_1$$



จาก Sorensen, 1993

รูป 2-3 การหักเหของคลื่น



จาก Koutitas, 1988

รูป 2-4 การหักเหของคลื่นตามกฎของ Snell

$$\frac{H_1}{H_o} = \sqrt{\frac{C_{g_o}}{C_{g_1}}}\sqrt{\frac{B_o}{B_1}} = K_s.K_r$$

ดังนั้น $$K_r = \sqrt{\frac{B_0}{B_1}} = \sqrt{\frac{\cos\alpha_0}{\cos\alpha_1}} \quad \text{..... (2-6)}$$

เมื่อ K_r คือ สัมประสิทธิ์การหักเหของคลื่น (refraction coefficient)

การหาค่าสัมประสิทธิ์การหักเหของคลื่น จำเป็นต้องทำการเขียนทางเดินของคลื่น (wave orthogonal) ในแต่ละช่วงของการคำนวณ ซึ่งวิธีการหาค่าสัมประสิทธิ์การหักเหโดยการเขียนทางเดินคลื่นไม่สามารถระบุตำแหน่งที่แน่ชัดได้ ดังนั้นการหาค่าที่แน่ชัดในแต่ละตำแหน่งนี้จึงต้องอาศัยวิธีการเฉลี่ย (interpolate) ระหว่างจุดที่ทางเดินคลื่นผ่าน ดังนั้นเพื่อความสะดวกในการคำนวณการหักเหของคลื่น Dean และ Dalrymple (1984) จึงได้พัฒนาสมการการคำนวณการหักเห โดยใช้สมการการอนุรักษ์คลื่น (conservation of wave equation) พิจารณาแบบ 2 มิติตามแกน XY โดยใช้พื้นฐานจากการคำนวณคลื่นที่เข้าและออกจากพื้นที่ซึ่งมีสมมติฐานว่า คาบเวลาของคลื่นคงที่ตลอดช่วงเวลา ดังสมการ 2-7

$$\frac{\partial(k\sin\theta)}{\partial x} - \frac{\partial(k\cos\theta)}{\partial y} = 0 \quad \text{..... (2-7)}$$

โดยสมการ 2-7 นี้ จะทำให้ทราบถึงมุมของคลื่น(θ) ในทุกตำแหน่งในการคำนวณ

Perlin และ Dean (1983) ได้เสนอสมการคำนวณความสูงคลื่นที่ได้รับอิทธิพลจากการหักเหของคลื่นเพื่อใช้ในการคำนวณเชิงตัวเลข (Numerical scheme) โดยยึดหลักของสมการการอนุรักษ์พลังงาน (conservation of energy flux equation) สำหรับแกน XY โดยไม่นำผลจากพลังงานภายนอก หรือการสูญเสียพลังงาน (energy dissipation) มาพิจารณา ดังสมการ 2-8

$$\frac{\partial}{\partial x}\left(EC_g\cos\theta\right) + \frac{\partial}{\partial y}\left(EC_g\sin\theta\right) = 0 \quad \text{..... (2-8)}$$

การใช้สมการ 2-7 และ 2-8 จำนวนคลื่น (k) และความเร็วกลุ่มคลื่น(C_g) มาจากทฤษฎีคลื่นความสูงน้อย

2.2.3 <u>การกระจายของคลื่น</u>

คลื่นเมื่อเคลื่อนที่เข้าปะทะกับโครงสร้างหรือสิ่งกีดขวาง จะมีบางส่วนสูญเสียพลังงานไปหรือถูกสะท้อนกลับ แต่ยังมีส่วนที่สามารถเคลื่อนที่ผ่านมุมของโครงสร้าง และกระจายตัวเข้าไปในส่วนที่อยู่

ด้านหลังของโครงสร้างหรือบริเวณอับคลื่น (shadow zone) ดังรูป 2-5 แสดงถึงสันคลื่นรูปวงกลมบนปลายของเขื่อนกันคลื่นแยกที่เรียกว่า จุดกระจาย (diffraction point) ซึ่งการคำนวณหาความสูงคลื่นที่อยู่ในบริเวณอับคลื่นนั้น จะเป็นการคำนวณโดยอาศัยค่าสัมประสิทธิ์การกระจาย (diffraction coefficient, K_d) ที่เป็นสัดส่วนระหว่างความสูงคลื่น ณ ตำแหน่งใดๆ กับคลื่นที่เคลื่อนที่เข้าหาโครงสร้าง (incident wave)

Penny และ Price (1952) ได้พัฒนาสมการสำหรับการคำนวณสัมประสิทธิ์การกระจาย (K_d) ในกรณีที่คลื่นมีการกระจายเมื่อมีเขื่อนกันคลื่นกั้นอยู่ตลอดฝั่งข้างหนึ่ง (semi-infinite breakwater) โดยคลื่นที่เคลื่อนที่เข้ามาถือว่าเป็นคลื่นแบบเดียวที่มีคุณสมบัติของคลื่นคงที่

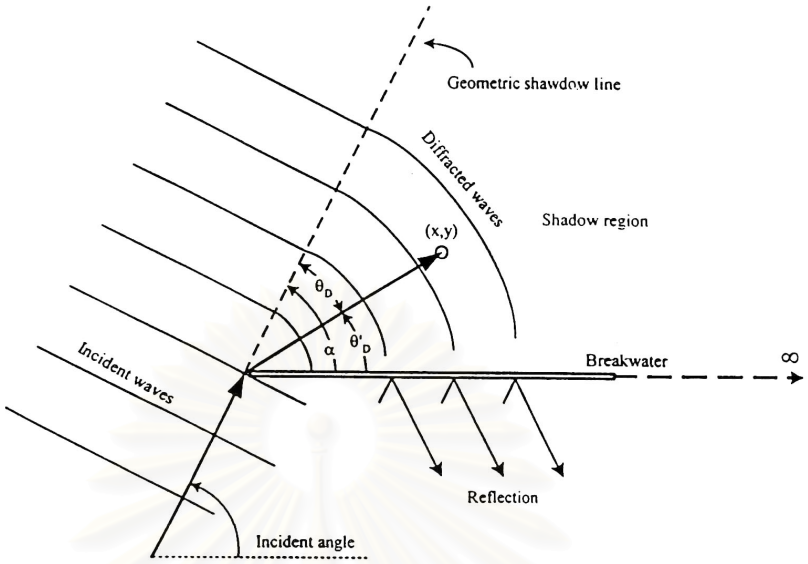
Wiegel (1962) ได้ทำการรวบรวมผลการคำนวณสัมประสิทธิ์การกระจายของคลื่นในกรณีที่มีเขื่อนกันคลื่นกั้นตลอดฝั่งข้างหนึ่ง จากสมการของ Penny และ Price (1952) โดยทำการสรุปเป็นตาราง (แสดงในตาราง ข-1 ภาคผนวก ข) และนำค่าไปสร้างกราฟความสัมพันธ์ของค่าสัมประสิทธิ์การกระจาย (K_d) ในกรณีคลื่นที่เข้ากระทำทำมุมต่างๆ กับเขื่อนกันคลื่นแยก ใน US.CERC (1984) ดังแสดงตัวอย่างในรูป 2-6

Kraus (1982) ได้เสนอวิธีการคำนวณสัมประสิทธิ์การกระจาย สำหรับกรณีคลื่นไม่สม่ำเสมอ (Goda, 1979) โดยสัมประสิทธิ์การกระจายนั้นเป็นฟังก์ชันของมุมระหว่างคลื่นที่เข้ากระทำต่อโครงสร้างกับตำแหน่งที่ทำการคำนวณหาค่า K_d หลังโครงสร้าง (θ_d) ดังรูป 2-6

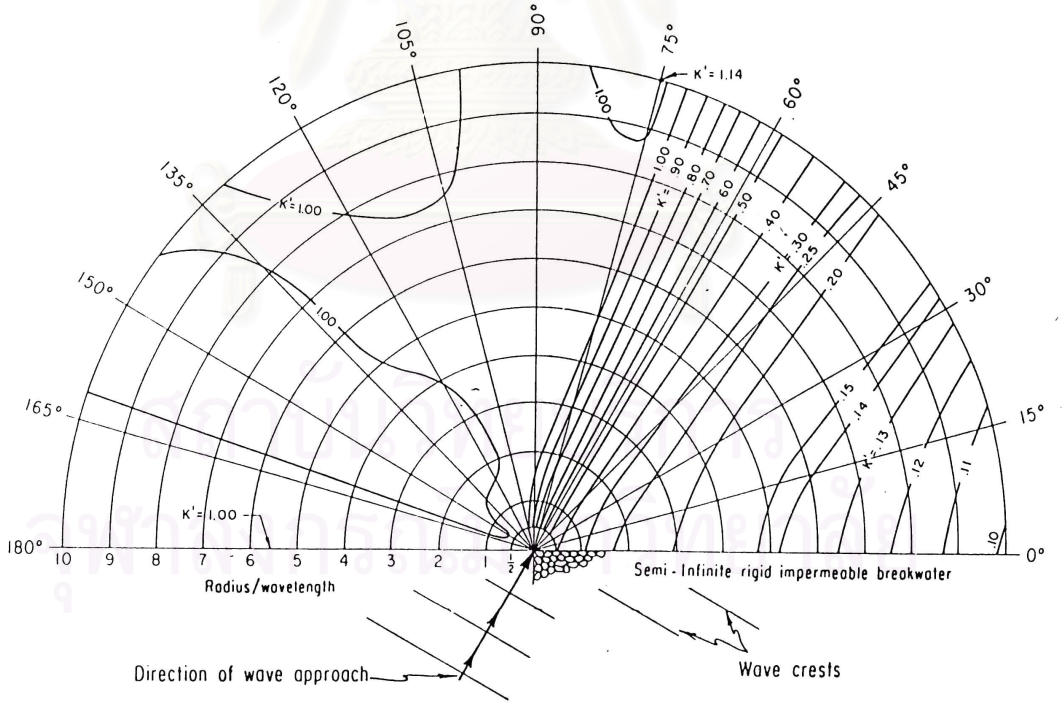
2.2.4 <u>การรวมผลของการหักเหและการกระจายคลื่น</u>

การเคลื่อนที่ของคลื่นในทะเลนั้น โดยปกติแล้วจะมีลักษณะการเคลื่อนที่ผสมผสานกันทั้งที่มีผลจากการเคลื่อนที่เข้าสู่น้ำตื้นและการหักเหของคลื่น ในกรณีที่มีโครงสร้างหรือสิ่งกีดขวางก็มีผลการกระจายของคลื่นรวมอยู่ด้วย ดังนั้นการพิจารณาการเปลี่ยนแปลงของคลื่นโดยแบ่งแยกตามปรากฏการณ์ต่าง ๆ ออกจากกัน โดยใช้ค่าสัมประสิทธิ์ต่างๆ จึงเป็นการลดความยุ่งยากของการอธิบายการเคลื่อนที่ของคลื่น ซึ่งก็เหมาะสมกับกรณีที่ไม่ซับซ้อน

สำหรับกรณีที่มีความยุ่งยากซับซ้อนนั้น จำเป็นต้องรวมผลของการเคลื่อนตัวสู่น้ำตื้น การหักเห และการกระจายของคลื่นเข้าด้วยกัน โดย Berkhoff (1972) ได้พัฒนาสมการความลาดชันน้อย (mild slope equation) ซึ่งเป็นสมการอนุพันธ์ ที่อธิบายการเคลื่อนที่ของคลื่นตามทฤษฎีคลื่นความสูงน้อย โดยรวมผลของการหักเหและการกระจายเข้าด้วยกัน เนื่องจากสมการความชันน้อยนี้เป็นสมการที่ซับซ้อน และจำเป็นต้องทราบเกี่ยวกับเงื่อนไขขอบเขต (boundary condition) ทั้งหมดเสียก่อน ดังนั้นจึงเหมาะกับการคำนวณด้วยวิธี Finite Element Method (FEM) หรือ Finite Difference Method (FDM)



รูป 2-5 การกระจายคลื่นหลังเขื่อนกันคลื่น



จาก US.CERC, 1984

รูป 2-6 ค่าสัมประสิทธิ์การกระจายของคลื่น(K_d) ในกรณีคลื่นที่เข้ากระทำทำมุม 60° กับเขื่อนกันคลื่น

Radder (1979) ได้เสนอการประมาณแบบพาราโบลา (parabolic approximation) สำหรับสมการความลาดชันน้อย โดยการแบ่งสมการคลื่นที่เคลื่อนที่ในน้ำตื้นเป็นส่วนที่เคลื่อนที่ และส่วนที่สะท้อนกลับ แล้วตัดส่วนการคำนวณเกี่ยวกับการสะท้อนออกไป

ต่อมา Ebersole, Cialone และ Prater (1986) ได้เสนอแบบจำลองเชิงตัวเลข (numerical model) ที่เรียกว่า RCPWAVE Model (Regional Coastal Processes Wave Model) โดยพื้นฐานการคำนวณมาจากการศึกษาของ Radder (1979) และได้เพิ่มผลการสูญเสียพลังงาน (energy dissipation) เนื่องจากความขรุขระของท้องน้ำเข้าไปในสมการที่ใช้คำนวณในแบบจำลองนี้ ซึ่งแบบจำลอง RCPWAVE นี้ ใช้หลักการของ FDM ซึ่งการคำนวณโดยวิธีนี้ ทำให้แบบจำลองสามารถคำนวณในสภาพชายฝั่งเปิดขนาดใหญ่ ที่ไม่มีโครงสร้างป้องกันชายฝั่ง โดยใช้เวลาและค่าใช้จ่ายในการคำนวณเพียงเล็กน้อย

2.2.5 <u>การแตกตัวของคลื่น</u>

การแตกตัวของคลื่น (wave breaking) เกิดขึ้นใน 2 ลักษณะด้วยกันคือ เกิดการแตกตัวในน้ำลึกและเกิดการแตกตัวเมื่อคลื่นเคลื่อนที่เข้าสู่ชายฝั่ง

ความสูงคลื่นที่เคลื่อนที่ในน้ำลึกนั้นมีขอบเขตจำกัด ซึ่งจะถูกจำกัดด้วยความชันคลื่นค่าหนึ่งที่คลื่นยังสามารถรักษารูปทรงอยู่ได้ และเมื่อคลื่นมีความชันเข้าใกล้ความชันสูงสุดที่เรียกว่า “Limiting Steepness” คลื่นจึงเริ่มแตกตัว Michell (1893) ได้เสนอสมการ 2-9

$$\left(\frac{H_o}{L_o}\right)_{max} = 0.142 \approx \frac{1}{7} \qquad \text{..... (2-9)}$$

หรือเมื่อสันคลื่นมีมุมประมาณ 120° ขณะนั้นอนุภาคของน้ำที่สันคลื่นจะมีความเร็วเท่ากับความเร็วคลื่น (wave celerity) ทำให้ความชันคลื่นเพิ่มขึ้นเป็นผลให้ความเร็วของอนุภาคน้ำที่สันคลื่นมีมากกว่าความเร็วคลื่น ดังนั้นคลื่นจึงไม่สามารถคงรูปลักษณะคลื่นไว้ได้

เมื่อคลื่นเคลื่อนที่เข้าสู่น้ำตื้น (shoaling water) ค่าความชันคลื่นสูงสุดนี้จะลดลง โดยการแตกตัวของคลื่นนี้จะขึ้นอยู่กับค่าความลึกน้ำสัมพัทธ์ (relative depth, d/L) และความลาดชันของชายฝั่ง (beach slope) ที่ตั้งฉากกับทิศทางของคลื่น โดยคลื่นที่เคลื่อนที่จากน้ำลึกเข้าสู่ชายฝั่ง เมื่อถึงระดับความลึกหนึ่งที่ตื้นเพียงพอก็จะเริ่มแตกตัวดังสมการ 2-10

$$\frac{H_b}{H_o'} = \frac{1}{3.3\left(\frac{H_o'}{L_o}\right)^{\frac{1}{3}}} \quad \text{และ} \quad \frac{d_b}{H_b} = 1.28 \qquad \text{..... (2-10)}$$

$\frac{H_b}{H_o'}$ มักจะเรียกว่า ดัชนีความสูงคลื่นแตกตัว (breaker height index)

เมื่อ H_b คือ ความสูงคลื่นแตกตัว (breaking wave height)

H_0' คือ คลื่นในน้ำลึกที่ไม่มีการหักเห (unrefracted deepwater wave height)

d_b คือ ความลึก ณ จุดที่คลื่นแตกตัว (breaking depth)

L_o คือ ความยาวคลื่นในน้ำลึก (deepwater wave length)

สมการ 2-10 นี้ได้รับการพิจารณาตรวจสอบโดย Iversen (1953), Galvin (1969) และ Goda (1970) พบว่า $\frac{H_b}{H_o'}$ และ $\frac{d_b}{H_o}$ ขึ้นอยู่กับความลาดชันของท้องน้ำและความชันคลื่น ซึ่ง Goda (1970) ได้แสดงถึงความสัมพันธ์ระหว่างดัชนีความสูงคลื่นแตกตัว ($\frac{H_b}{H_o'}$) กับความชันคลื่นในน้ำลึก ($\frac{H_o}{L_o}$) สำหรับชายฝั่งที่มีความลาดชันต่างๆ กันในรูป 2-7

Weggel (1972) ได้เสนอความสัมพันธ์ระหว่าง $\frac{d_b}{H_o}$ กับ $\frac{H_b}{gT^2}$ สำหรับชายฝั่งที่มีความลาดชันต่างๆ กัน ดังรูป 2-8 และแนะนำให้ใช้ร่วมกับรูป 2-7 และสมการ 2-10 ในการประมาณค่าความลึกน้ำ ณ จุดคลื่นแตกตัว (d_b) และความสูงคลื่นแตกตัว (H_b)

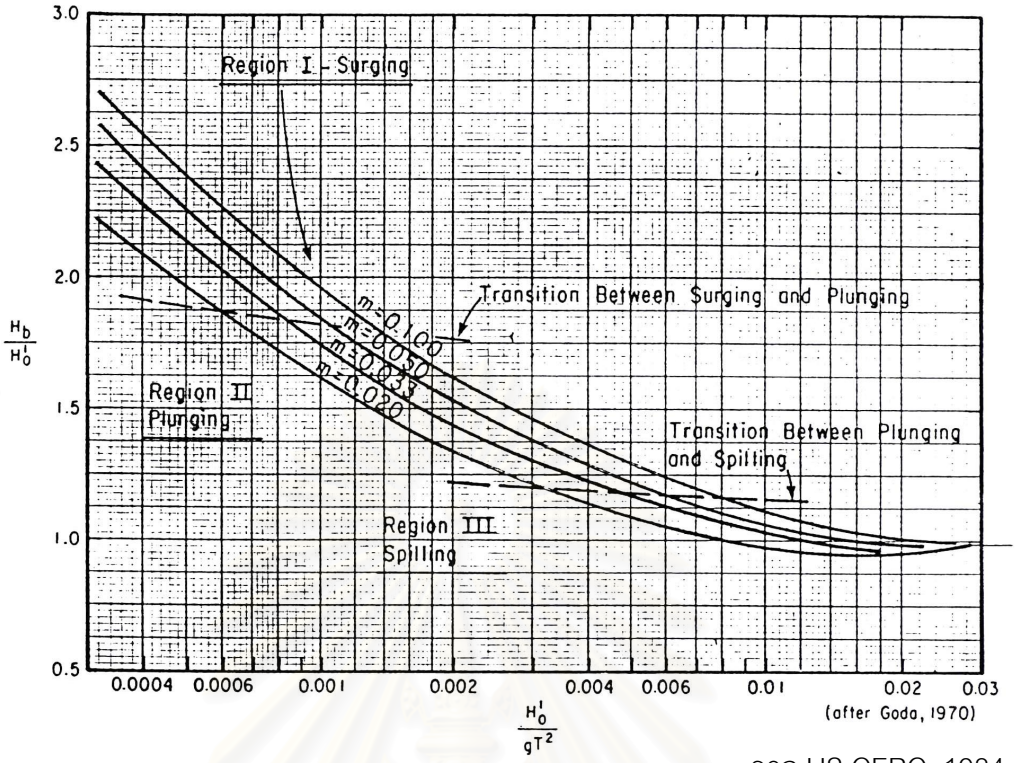
นอกจากการหาความลึกคลื่นแตกตัวโดยวิธีการใช้กราฟความสัมพันธ์ ดังรูป 2-7 กับ 2-8 แล้ว ยังมีการกำหนดเงื่อนไขการแตกตัวด้วยดัชนีการแตกตัว (breaker index, γ) ดังสมการ 2-11

$$\gamma = \frac{H_b}{d_b} \qquad \text{..... (2-11)}$$

เมื่อเปรียบเทียบกับการศึกษาของ Munk (1949) แล้วได้ว่าดัชนีการแตกตัวมีค่าเท่ากับ 0.78 และ Smith และ Kraus (1991) ได้เสนอความสัมพันธ์ของดัชนีการแตกตัวกับความชันคลื่นในน้ำลึก (H_o/L_o) และความลาดชันของชายฝั่ง ($\tan\beta$) ดังสมการ (2-12)

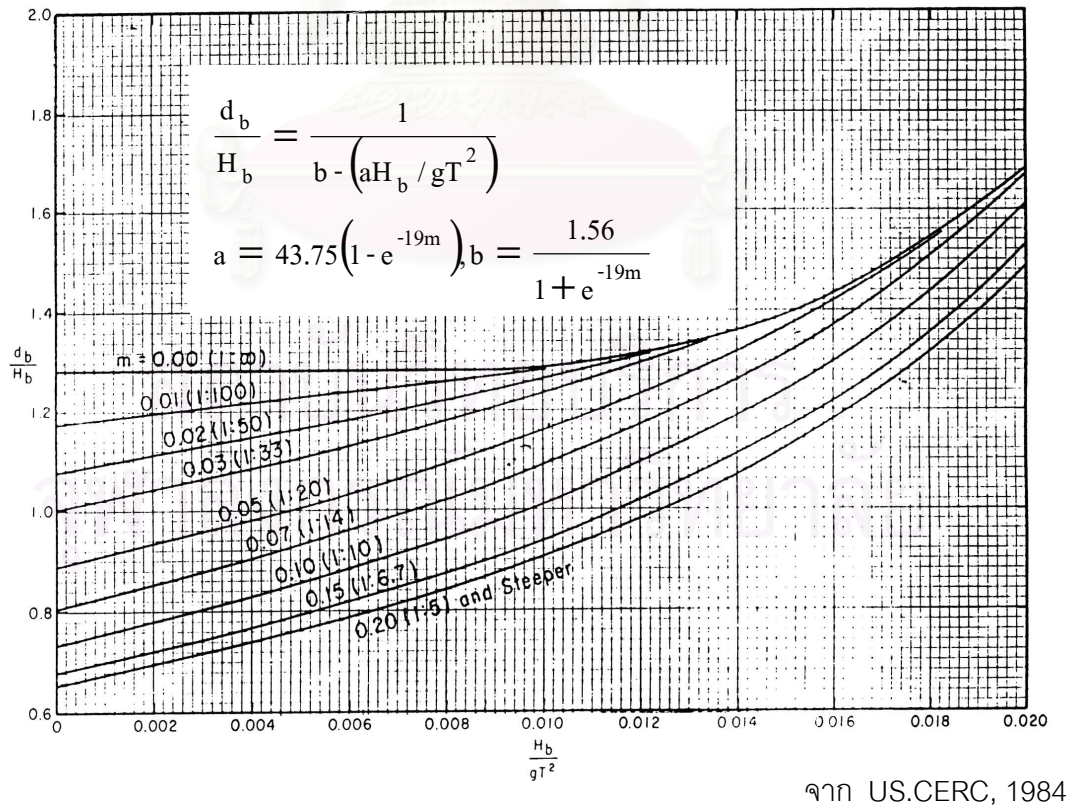
$$\gamma = b - a\frac{H_o}{L_o} \qquad \text{..... (2-12)}$$

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



จาก US.CERC, 1984

รูป 2-7 ดัชนีความสูงคลื่นแตกตัวกับความชันคลื่นในน้ำลึก



จาก US.CERC, 1984

รูป 2-8 ความลึกน้ำบริเวณคลื่นแตกตัวกับความชันคลื่นแตกตัว

เมื่อ $a = 5\left[1 - e^{-43\tan\beta}\right]$

$$b = \frac{1.12}{1 + e^{-60\tan\beta}}$$

2.3 กระแสน้ำชายฝั่ง

เมื่อคลื่นเคลื่อนที่เข้าสู่น้ำตื้นจะเกิดการแตกตัว ซึ่งปกติแล้วคลื่นที่แตกตัวจะเหนี่ยวนำให้เกิดการเคลื่อนที่ของกระแสน้ำชายฝั่ง (wave induced current) ทั้งในแนวตั้งฉาก (cross-shore current) และขนานตามแนวชายฝั่ง (longshore current) กระแสน้ำชายฝั่งที่เกิดขึ้นมักเป็นการไหลเวียนแบบ 3 มิติ

Birkemeier และ Dalrymple (1973) ได้เสนอสูตรในการคำนวณหาการไหลของกระแสน้ำใน 2 มิติ โดยใช้หลักการเวลาและความลึกเฉลี่ยของกฎทรงมวลและโมเมนตัม (time-averaged and depth-averaged conservation of mass and momentum) ในเทอมของความเร็วเฉลี่ยของกระแสน้ำในแนวราบตามแกน X (mean horizontal velocities, U,V) และการเคลื่อนที่เฉลี่ยของผิวน้ำอิสระ (mean free surface displacement, η)

โดยการศึกษานี้ใช้การคำนวณรังสีความเค้น (radiation stress) จากการศึกษาของ Longuet-Higgins และ Stowart (1964) ซึ่งรังสีความเค้น คือ ความเค้นชนิดหนึ่งที่เกิดจากการเหนี่ยวนำโดยการแกว่งไปมาของคลื่น (wave fluctuation) โดยรังสีความเค้นนี้มีหลายชนิดตามทิศทาง คือ

1) รังสีความเค้นทิศทางตั้งฉาก (normal stress, S_{xx}) นิยามด้วยค่าของเวลาเฉลี่ยของโมเมนตัมในแนวราบในแนวแกน X ทั้งหมด (time-average value of a total horizontal momentum flux) ที่เคลื่อนที่ผ่านระนาบแนวดิ่งลบออกด้วยแรงดันน้ำสถิตย์ (hydro-static pressure) ดังรูป 2-9

$$S_{xx} = \int_{-d}^{\eta}(p - \rho U^2)dZ - \int_{-d}^{\eta} p_0 dZ \qquad \text{..... (2-13)}$$

2) รังสีความเค้นทิศทางแนวขวาง (transverse stress, S_{yy}) ถูกนิยามเหมือนรังสีความเค้นทิศทางตั้งฉาก แต่เป็นการพิจารณาตามแนวแกน y

$$S_{yy} = \int_{-d}^{\eta}(p - \rho V^2)dZ - \int_{-d}^{\eta} p_0 dZ \qquad \text{..... (2-14)}$$

3) รังสีความเค้นเฉือน (shear component, S_{xy}) มีค่าดังสมการ 2-15

$$S_{xy} = \int_{-d}^{\eta} \rho UV dZ \qquad \text{..... (2-15)}$$

Koutitas (1988) ได้เสนอวิธีการแก้สมการโดยใช้วิธีการ FDM ในการแก้ปัญหาการคำนวณกระแสน้ำ

Ebersole และ Dalrymple (1980) ได้พัฒนาสมการโดยรวมผลของความเร่งตามระยะทาง (convective accelerations) และผลของการหมุนวนด้านข้าง (lateral mixing) เข้าไปในสมการที่ใช้อธิบายการเหนี่ยวนำการเกิดกระแสน้ำเนื่องจากคลื่น

Watanabe (1982) ได้เสนอวิธีเชิงตัวเลข (numerical model) สำหรับการจำลองสภาพของกระแสน้ำที่รวมผลของความเร่งตามระยะทางและผลของการหมุนวนด้านข้างโดย Watanabe และ Maruyama (1986) ได้เสนอวิธีการคำนวณความเค้นในแนวรัศมีและแรงเสียดทานเนื่องจากท้องน้ำ โดยมีพื้นฐานจากสมการความชันน้อย (mild slope equation)

2.4 การเคลื่อนตัวของตะกอนชายฝั่ง

ในธรรมชาติชายฝั่งทะเลมีการเปลี่ยนแปลงอยู่ตลอดเวลา สาเหตุจากอิทธิพลของคลื่นเคลื่อนที่จากบริเวณน้ำลึกสู่น้ำตื้น คลื่นนั้นจะเกิดการแตกตัว ทำให้ตะกอนทรายท้องน้ำถูกยกตัวขึ้น และคลื่นก็ทำให้เกิดกระแสน้ำชายฝั่ง จึงเป็นผลให้เกิดการพัดพาของตะกอนชายฝั่งให้เคลื่อนที่ในทิศทางตามกระแสน้ำที่เกิดขึ้น

โดยกระแสน้ำที่เกิดขึ้นนั้นมี 2 ลักษณะ คือ

1) กระแสน้ำในแนวตั้งฉากกับชายฝั่ง (onshore-offshore direction) ซึ่งกระแสน้ำชนิดนี้จะพัดพาเอาตะกอนเข้าและออกจากฝั่งเท่านั้น โดยในช่วงที่ทะเลมีคลื่นที่มีความสูงคลื่นมาก มีพลังงานคลื่นสูงเข้ามากระทำ จะทำให้เกิดการกัดเซาะชายฝั่ง และเมื่อคลื่นนี้สะท้อนกลับออกไปจะนำพาตะกอนทรายเคลื่อนออกสู่ทะเลด้วย ส่วนในช่วงที่มีความสูงคลื่นน้อย พลังงานคลื่นน้อย คลื่นที่เคลื่อนเข้าหาฝั่งจะอ่อนกำลังลง ตะกอนทรายที่เข้ามาตกจมในบริเวณชายฝั่งเกิดการทับถมขึ้น ซึ่งการเปลี่ยนแปลงนี้เป็นการเปลี่ยนแปลงระยะสั้นและตะกอนไม่สูญหายไปไหน
2) กระแสน้ำตามแนวชายฝั่ง (longshore direction) เป็นผลโดยตรงจากการแตกตัวของคลื่นที่เคลื่อนที่ทำมุมกับชายฝั่ง ดังนั้นทิศทางของการเคลื่อนตัวของตะกอนจึงเป็นตามทิศทางของคลื่นที่เข้ากระทำซึ่งจะเปลี่ยนแปลงตามฤดูกาล และผลจากกระแสน้ำตามแนวชายฝั่ง

นี้ทำให้ชายฝั่งเกิดการกัดเซาะหรือทับถมอย่างถาวร ตามปริมาณการเคลื่อนที่ของตะกอน ดังรูป 2-10

สำหรับการคำนวณอัตราการเคลื่อนตัวของตะกอนตามแนวชายฝั่ง (longshore transport, Q) ได้มีผู้ศึกษาในรูปความสัมพันธ์กับพลังงานคลื่น (wave energy, E) ดังสมการ 2-16

$$Q = aE^{x} \quad \text{..... (2-16)}$$

Horikawa (1978) ได้รวบรวมการศึกษาความสัมพันธ์ระหว่างอัตราการเคลื่อนที่ของตะกอนตามแนวชายฝั่ง (Q) กับพลังงานคลื่น (E) ตามสมการ 2-16 ในตาราง 2-2

Komar และ Inman (1970) ได้เสนอความสัมพันธ์ พลังงานคลื่น ณ ตำแหน่งคลื่นแตกตัว (breaking wave energy flux) กับอัตราการเคลื่อนตัวของน้ำหนักตะกอนที่จม (immersed weight sediment transport, I) ดังสมการ 2-17

$$I = K(EC_g)_b \sin\theta_{bs} \cos\theta_{bs} \quad \text{..... (2-17)}$$

เมื่อ E_b = พลังงานคลื่น ณ ตำแหน่งคลื่นแตกตัว = $\frac{1}{8}\rho g H_b^2$

C_{gb} = ความเร็วกลุ่มคลื่น ณ ตำแหน่งคลื่นแตกตัว = $\sqrt{gd_b}$

K = สัมประสิทธิ์การเคลื่อนตัวของตะกอน

θ_{bs} = มุมคลื่นแตกตัวที่ทำกับชายฝั่งทะเล

มุมคลื่นแตกตัวที่ทำกับชายฝั่งทะเล (θ_{bs}) ดังรูป 2-11 คือ ผลของความแตกต่างระหว่างมุมที่คลื่นแตกตัว (θ_b) กับมุมที่ชายฝั่งทะเลทำกับแกน X (θ_s)

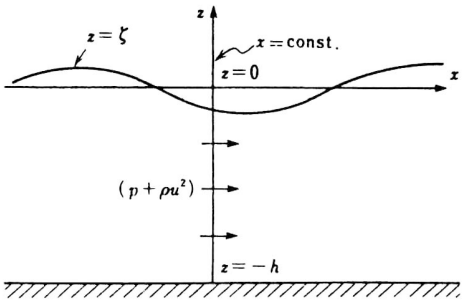
$$\theta_{bs} = \theta_b - \theta_s = \theta_b - \tan^{-1}\left(\frac{\partial y}{\partial x}\right)$$

Ozasa และ Brampton (1980) ได้เสนอสมการ

$$I = \left(EC_g\right)_b \left(K_1 \sin\theta_{bs} \cos\theta_{bs} - \frac{K_2}{\tan\beta} \cos\theta_{bs} \frac{\partial H_b}{\partial x} \right) \quad \text{(2-18)}$$

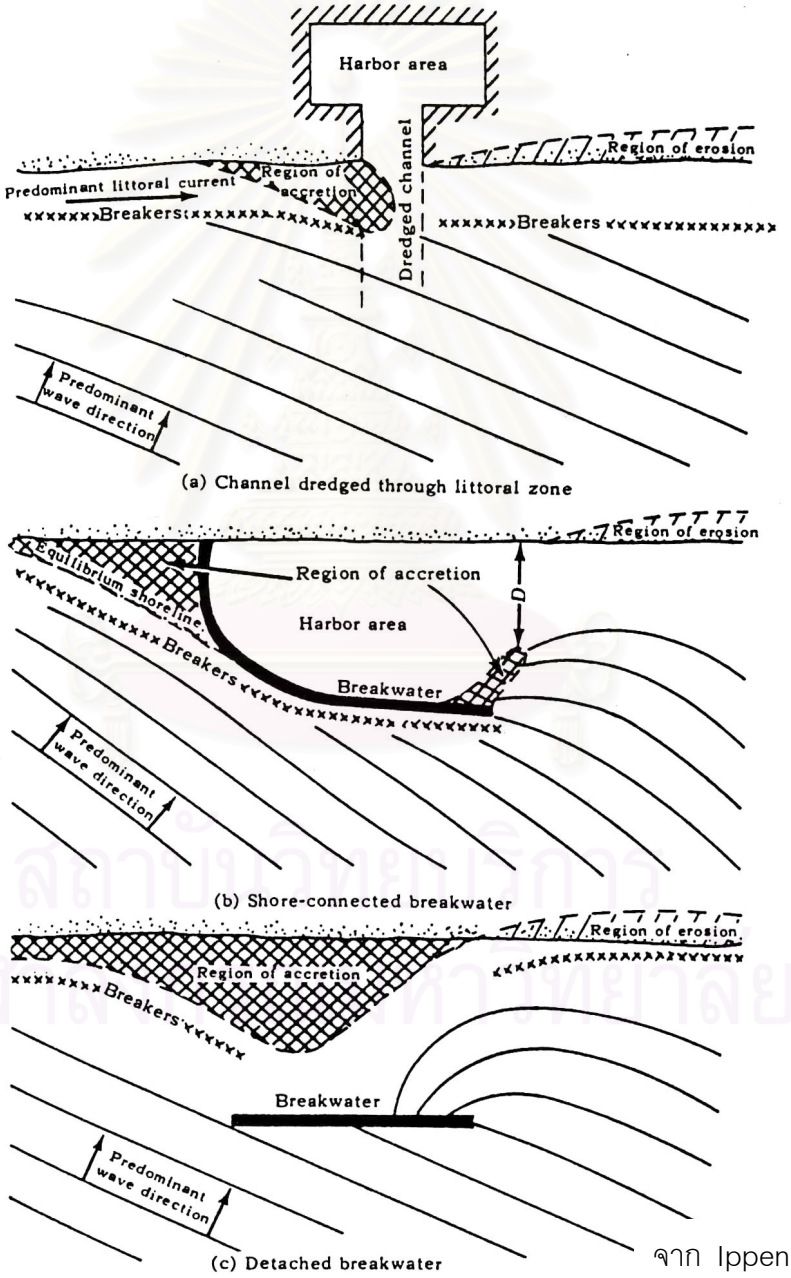
จากสมการ 2-18 จะได้สมการอัตราการเคลื่อนตัวของตะกอน (Q) ดังนี้

$$Q = \left(H^2 C_g\right)_b \left(a_1 \sin 2\theta_{bs} - a_2 \cos\theta_{bs} \frac{\partial H_b}{\partial x} \right) \quad \text{..... (2-19)}$$



จาก Horikawa, 1988

รูป 2-9 การเคลื่อนตัวของโมเมนตัมที่เคลื่อนผ่านระนาบแนวดิ่ง



จาก Ippen, 1966

รูป 2-10 การทับถมและการกัดเซาะเนื่องจากการเคลื่อนตัวของตะกอนทราย

ตาราง 2-2 สูตรคำนวณอัตราการเคลื่อนที่ของตะกอนในแนวชายฝั่ง (Horikawa, 1978)

ผู้วิจัย	สูตรดั้งเดิม	สูตรแปลงหน่วยเมตริก Q , (m^3/day) E , (tf-m/day/m)	ที่มาของสูตร
Caldwell (1956)	$Q = 210\ E^{0.8}$ Q ($yard^3$/day) E (10^6ft-lbs/day/ft)	$Q = 1.21\ E^{0.8}$	- South Lake Worth Inlet, FL (ขนาดตะกอน = 0.3~0.7 มม., ความสูงคลื่นสูงสุด = 0.7 ม., คาบการเกิดคลื่นสูงสุด=18 วินาที) - Anaheim Bay, CA (ขนาดตะกอน = 0.3~0.5 มม., ความสูงคลื่นในน้ำลึกสูงสุด=1.1ม., และคาบการเกิดคลื่น =11.5~17.2 วินาที)
Savage (1959)	$Q = 1.3 \times 10^{-4}E$ Q ($yard^3$/day) E (tf-lbs/day/ft)	$Q = 0.217\ E$	ผลจากการวัดจริงในสนามหลายแห่ง และทำการทดลอง
Ijima , Sato , Aono, Ishii (1960)	$Q = 0.62\ E^{0.54}$ Q (m^3/month) E (tf-m/month/m)	$Q = 0.130\ E^{0.54}$	Fukue coast, Atsumi peninsula, Japan (ขนาดตะกอน 1~2 มม., ความสูง <1 ม. คาบการเกิดคลื่น = 2~4 วินาที การเคลื่อนตัวของตะกอนอยู่ในบริเวณที่ความลึกน้ำต่ำกว่า 2 ม.)
Ichikawa, Ochiai, omita, Murobuse (1961)	$Q = 0.372\ E^{0.8}$ Q (m^3/half year) E (tf-m/half year/m)	$Q = 0.131\ E^{0.8}$	Togonoura, Suruga Bay, Japan (ขนาดตะกอน = 5~40 มม., ความลาดชันท้องน้ำ 1/5 ~ 1/10 การเคลื่อนตัวของตะกอนจะเด่นชัดในช่วงที่ความลึกต่ำกว่า 13 ม.)
Manohar (1962)	$Q = 0.885\ E^{0.91}D^{0.59} \times\{(\rho' - \rho)/\rho\}^{-0.41}$ Q (ft^3/day) E (ft-lbs/day/ft)	$Q = 0.786E^{0.9}D^{0.59}$ D(mm)	ผลจากการวัดจริงในสนามหลายแห่ง และทำการทดลอง
Ijima, Sato, Tanaka (1964)	Q = 0.060E Q (m^3) E (tf-m/m)	Q = 0.060E	Kashima coast, Japan (ขนาดตะกอนใน surf zone = 0.15~0.2 มม. ความสูงคลื่น < 4 ม.)
Sato (1966)	Q = 0.12E Q (m^3),E (tf-m/m)	Q = 0.12E	ค่าสัมประสิทธิ์เป็น 2 เท่า จากสูตรข้างบน
Shore Protection Manual (1975)	Q = 0.0868 E Q ($yard^3$/day) E (ft-lbs/sec/ft)	Q = 0.0188 E	ข้อมูลการวัดในสนามจาก Komar, Caldwell, และ Watts

* ρ : ความหนาแน่นของน้ำ (slug /ft^3), ρ' : ความหนาแน่นของตะกอน (slug /ft^3), D : ขนาดของตะกอน (ft)

เมื่อ $a_1 = \frac{K1}{16\left(\frac{\rho_s}{\rho}-1\right)(1-\lambda)(1.416)^{5/2}}$ ..... (2-20)

$a_2 = \frac{K2}{8\left(\frac{\rho_s}{\rho}-1\right)(1-\lambda)\tan\beta(1.416)^{5/2}}$ ..... (2-21)

K1,K2 คือ สัมประสิทธิ์การเคลื่อนตัวของตะกอน (transport parameters)

$\tan\beta$ คือ ความชันท้องน้ำเฉลี่ย (average beach slope)

ρ_s คือ ความหนาแน่นของตะกอนทราย (sand density)

λ คือ ความพรุนของตะกอนทราย (porosity of sand)

พจน์แรกในสมการ 2-18 และ 2-19 มีชื่อเรียกว่า CERC formula เหมือนดังสมการ 2-17 ซึ่งในส่วนนี้ใช้อธิบายถึงการเคลื่อนตัวของตะกอนเนื่องจากคลื่นที่เข้ามา (incident waves) ส่วนในพจน์ที่ 2 ที่มีส่วนของ $\frac{\partial H_b}{\partial x}$ นั้นได้อธิบายถึงการเคลื่อนที่เนื่องจากการเปลี่ยนแปลงของความสูงคลื่นแตกตัว (breaking wave height) ตามแนวชายฝั่งที่เป็นผลมาจากการกระจายของคลื่นที่โครงสร้าง ซึ่งเปรียบเสมือนกับกรณีของคลื่นที่เหนี่ยวนำให้เกิดกระแสน้ำตามแนวชายฝั่ง ส่วนค่า 1.416 นั้นใช้สำหรับการเปลี่ยนแปลงค่าความสูงคลื่นนัยสำคัญ (significant wave height, $H_{1/3}$) เป็นค่าความสูงคลื่นเฉลี่ยรากกำลังสอง (root mean square wave height, H_{rms})

สำหรับค่า K1, K2 เป็นสัมประสิทธิ์การเคลื่อนตัวของตะกอนที่ใช้ในการปรับแก้สูตรให้เข้ากับสภาพความเป็นจริง โดยค่า K1 เป็นตัวกำหนดปริมาณการเคลื่อนตัวของตะกอนตามช่วงเวลา ส่วนค่า K2 เป็นตัวปรับแก้ระหว่างการคำนวณรูปร่างให้เข้าใกล้กับสภาพที่เป็นจริงมากที่สุด ซึ่งโดยปกติแล้วค่า K2 มีค่าประมาณ 0.5 ถึง 1.0 เท่าของ K1

Koutitas (1988) ได้เสนอสมการอัตราการเคลื่อนตัวของตะกอนโดยมีความสัมพันธ์กับทั้งคลื่นและกระแสน้ำตามแกน XY ดังสมการ 2-22

$$Q = \frac{0.05U\tau_{cw}^2 CH}{\rho^2 g^{5/2}\Delta\rho^2 D_{50}} \quad \text{..... (2-22)}$$

เมื่อ U คือ ความเร็วของกระแสน้ำเฉลี่ย

CH คือ สัมประสิทธิ์ของ Chezy (Chezy friction coefficient) $= 18\log\left(\frac{12d}{k_s}\right)$

k_s คือ สัมประสิทธิ์ความขรุขระท้องน้ำ (bed roughness)

$\Delta\rho$ คือ ความหนาแน่นของตะกอนสัมพัทธ์ (relative density of sand) = $\frac{\rho_s - \rho}{\rho}$

D_{50} คือ ขนาดตะกอนเฉลี่ย (Mean grain diameter)

τ_{cw} คือ ความเค้นเฉือนที่ท้องน้ำเนื่องจากคลื่นและกระแสน้ำ = $\tau_c\left[1+\frac{1}{2}\left(\frac{k\hat{U}_b}{U}\right)^2\right]$

τ_c คือ ความเค้นเฉือนที่ท้องน้ำเนื่องจากกระแสน้ำ = $\rho g U^2/CH^2$

$\hat{U}_b$ คือ ความเร็วของคลื่น ณ ท้องน้ำ = $H\sqrt{g/d}$

k คือ สัมประสิทธิ์ความขรุขระสัมพัทธ์ = $CH\sqrt{f_w/2g}$

f_w คือ สัมประสิทธิ์ความเสียดทาน ณ ท้องน้ำ (bed friction coefficient)

Kamphuis (1991) ได้ศึกษาทดลองเพื่อหาสมการการเคลื่อนตัวของตะกอน โดยใช้แบบจำลองชลศาสตร์แบบ 3 มิติ โดยมีคลื่นที่เข้ากระทำทั้งแบบคลื่นไม่สม่ำเสมอ (irregular waves) และแบบคลื่นสม่ำเสมอ (regular waves)

2.5 หัวหาดและอ่าวสมดุล

หัวหาด (headland) มีความสำคัญคือเป็นโครงสร้างกำบังคลื่นให้แก่ชายฝั่ง หัวหาดอาจเกิดขึ้นตามธรรมชาติ เช่น เกาะ แนวปะการัง หรือโขดหิน หรือเกิดจากมนุษย์สร้างขึ้น เช่น เขื่อนกันคลื่น (breakwater) หรือ โครงสร้างคันดักตะกอน (groins) จากการศึกษาพบว่า เมื่อคลื่นเคลื่อนที่เข้าปะทะหัวหาดบางส่วนของพลังงานคลื่นจะถูกสลายไป ส่วนคลื่นที่เคลื่อนผ่านด้านข้างหัวหาดเข้าไปสู่แนวชายฝั่งจะเกิดการกระจาย และการหักเหของคลื่นเข้าสู่บริเวณด้านหลังของหัวหาด ทำให้พลังงานคลื่นที่เคลื่อนเข้าสู่ชายฝั่งลดลง ในกรณีที่หัวหาดตั้งอยู่บริเวณนอกชายฝั่ง (offshore) จะเกิดการทับถมของตะกอนทรายที่บริเวณชายฝั่งหลังหัวหาดที่เรียกว่า “ Tombolo “ การเกิด Tombolo นี้ขึ้นอยู่กับตัวแปรสำคัญได้แก่ คุณสมบัติต่างๆของคลื่น การเคลื่อนที่ของตะกอนตามแนวชายฝั่ง ขนาดและตำแหน่งของหัวหาด

ในสภาพธรรมชาติ บริเวณที่มีการกัดเซาะของชายฝั่งระหว่างหัวหาด จะเกิดการเว้าเป็นอ่าวขึ้น ถ้าหัวหาดทั้งสองแห่งมีความแข็งแรงพอเพียงต่อการต้านทานแรงกระทำของคลื่น ชายฝั่งจะถูกกัดเซาะและถดถอยจนเข้าสู่สภาพสมดุล เรียกว่า อ่าวสมดุล (equilibrium bay)

รูปร่างของอ่าวสมดุลขึ้นอยู่กับลักษณะและรูปแบบของคลื่นและการเคลื่อนที่ของตะกอนตามแนวชายฝั่ง จากการศึกษาของ Silvester (1974) ได้ทำการศึกษารูปแบบของอ่าวสมดุลโดยการ

ทดลองในแบบจำลอง พบว่าตะกอนทรายที่บริเวณแนวชายฝั่งทางด้านเหนือน้ำได้ขาดหายไปและเกิดเป็นอ่าวสมดุลที่มีรูปร่างเป็นรูปครึ่งหัวใจ หรือที่เรียกว่า “crenulated bay“ ดังแสดงในรูป 2-12 ส่วนที่กล่าวว่าอ่าวรูปครึ่งหัวใจนี้เป็นรูปร่างที่สมดุล นั่นเพราะว่าแนวของการแตกตัวของคลื่นขนานกันกับชายฝั่งตลอดทั้งอ่าว และไม่มีการเคลื่อนที่ของตะกอน ซึ่งทำให้อ่าวนั้นไม่เกิดการเปลี่ยนแปลงอีกต่อไป

ในช่วงแรกๆ ของการป้องกันชายฝั่งด้วยโครงสร้างหัวหาดนั้น เป็นการสร้างเขื่อนที่มีลักษณะเป็นเกาะเล็กๆ เพื่อใช้กำบังคลื่นและลดแรงกระทำของคลื่นบริเวณชายฝั่งและท่าเรือเป็นวัตถุประสงค์หลัก แต่ต่อมาได้สังเกตพบว่ามีการทับถมของตะกอนทรายเกิดขึ้นบริเวณชายฝั่งหลังเขื่อนกันคลื่น จากปรากฏการณ์ของอ่าวสมดุลระหว่างหัวหาดและการเกิด Tombolo จึงได้มีการพยายามนำเอาหลักการดังกล่าวมาประยุกต์ใช้กับงานป้องกันชายฝั่งที่ประสบปัญหาการกัดเซาะและถดถอยของชายฝั่ง

2.5.1 <u>การศึกษาที่ผ่านมาเกี่ยวกับการป้องกันชายฝั่งด้วยเขื่อนกันคลื่น</u>

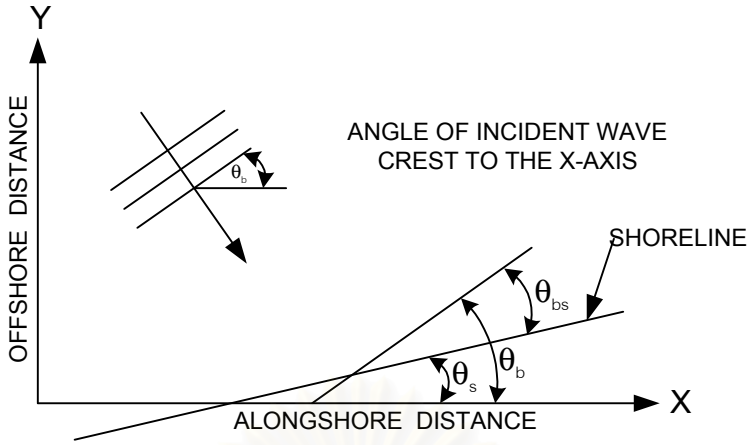
จากการศึกษาที่ผ่านมาเกี่ยวกับการป้องกันชายฝั่งด้วยเขื่อนกันคลื่น ดังรายละเอียดในภาคผนวก ก สามารถสรุปเป็นข้อ ๆ ดังนี้คือ

1) สาเหตุหลักที่ทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งเมื่อมีโครงสร้างเขื่อนกันคลื่นคือ การเคลื่อนที่ของตะกอนทราย การหักเหของคลื่น การกระจายของคลื่น และการเคลื่อนที่เข้าสู่น้ำตื้น
2) การเคลื่อนที่ของตะกอนทรายจะมีมากขึ้นเมื่อคลื่นมีความรุนแรงมากขึ้น ซึ่งเป็นสาเหตุหนึ่งที่ทำให้ชายฝั่งถูกกัดเซาะ
3) เขื่อนกันคลื่นสามารถป้องกันชายฝั่งได้โดยทำให้เกิดเป็น Tombolo ขึ้นบริเวณหลังเขื่อนกันคลื่น ซึ่งขนาดของ Tombolo ขึ้นอยู่กับความยาวของเขื่อนกันคลื่น
4) การเก็บกักตะกอนทรายหลังเขื่อนกันคลื่นจะเพิ่มขึ้นเมื่อความสูงของคลื่นเพิ่มขึ้น โดยคาบเวลาของคลื่นเท่ากัน
5) ส่วนการศึกษาที่ผ่านมาในการออกแบบเขื่อนกันคลื่นแยกนั้นพบว่าเป็นการออกแบบที่ใช้ผลการศึกษาทางด้านสถิติและการวิเคราะห์ที่ได้จากการเก็บรวบรวมข้อมูลการป้องกันชายฝั่งทะเลที่ผ่านมาแล้วนำมาเสนอเป็นเกณฑ์การออกแบบเท่านั้น

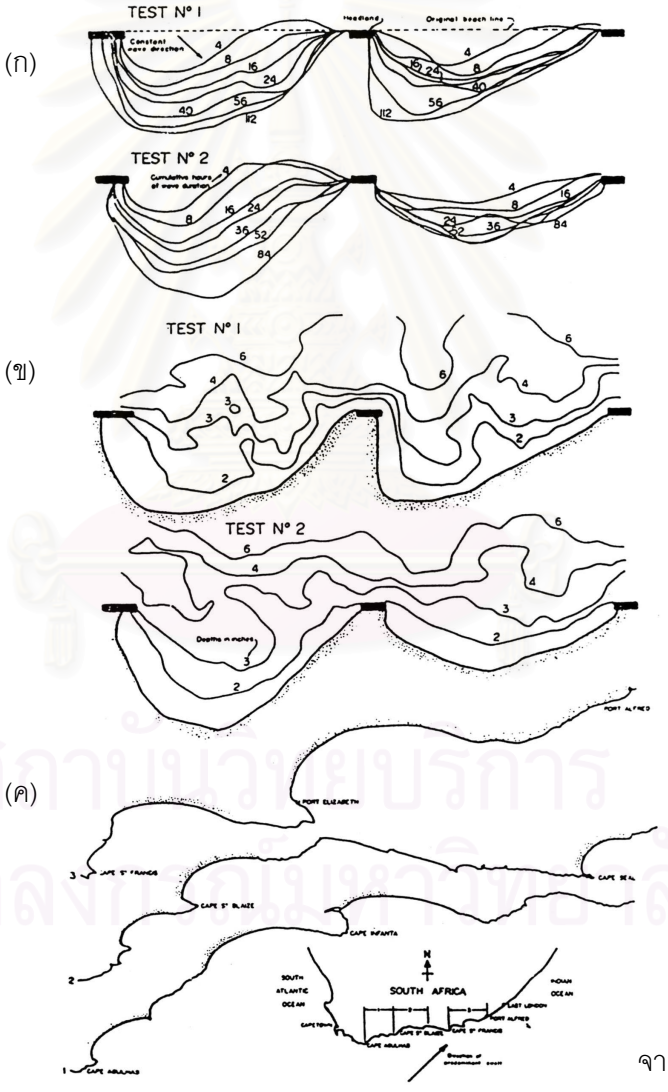
2.5.2 <u>การศึกษาที่ผ่านมาเกี่ยวกับชายฝั่งและอ่าวสมดุล</u>

การศึกษาที่ผ่านมาเกี่ยวกับชายฝั่งและอ่าวสมดุล ดังรายละเอียดในภาคผนวก ก สรุปได้ดังนี้

1) ลักษณะของอ่าวสมดุลไม่ขึ้นอยู่กับแนวชายฝั่งเดิม
2) ชายฝั่งและอ่าวสมดุลมักเกิดขึ้นระหว่างหัวหาดที่ไม่มีการเคลื่อนที่ของตะกอนหรือมีการเคลื่อนที่ของตะกอนด้วยปริมาณเข้าเท่ากับปริมาณออก



รูป 2-11 มุมของคลื่นแตกตัวที่กระทำกับชายฝั่ง



จาก Silvester, 1979

รูป 2-12 (ก) การเกิดอ่าวรูปครึ่งหัวใจจากการทดลองด้วยแบบจำลอง

(ข) เส้นชั้นความลึกในระหว่างการทดลอง

(ค) การเกิดอ่าวสมดุลที่ชายฝั่ง South Africa

3) บริเวณชายฝั่งระหว่างหัวหาดจะมีลักษณะเป็นอ่าว และถ้ามีคลื่นลักษณะเอียงและเป็น Swell Wave มากระทำรูปร่างของชายฝั่งสมดุลนั้นจะเป็นอ่าวรูปครึ่งหัวใจ โดยทางชายฝั่งด้านเหนือน้ำมีส่วนของเส้นโค้ง ที่เกิดจากการหักเหของคลื่นและการกระจายของคลื่น และชายฝั่งด้านท้ายน้ำเป็นเส้นสัมผัสวงกลม โดยชายฝั่งบริเวณที่เป็นเส้นตรงที่สัมผัสวงกลมนั้นจะขนานกันกับแนวสันคลื่น

4) การแตกตัวของคลื่นภายในอ่าวสมดุลนี้จะเกิดพร้อม ๆ กันตลอดแนวชายฝั่ง

2.6 แบบจำลองคณิตศาสตร์สำหรับการเปลี่ยนแปลงชายฝั่ง

ชายฝั่งทะเลมีการเปลี่ยนแปลงตลอดเวลาโดยในแต่ละสถานที่ก็จะมีรูปร่างลักษณะแตกต่างกันออกไป แบบจำลองคณิตศาสตร์เป็นวิธีการหนึ่งที่มีการประยุกต์ใช้ในการคำนวณ เพื่ออธิบายและทำนายรูปร่างลักษณะของชายฝั่งทะเล โดยแบบจำลองคณิตศาสตร์แบบต่าง ๆ จะมีข้อแตกต่างในการคำนวณอันได้แก่ วิธีการและขั้นตอนการคำนวณ สมการที่ใช้ในการคำนวณการเคลื่อนที่ของตะกอน สมการการเปลี่ยนแปลงชายฝั่ง และสมมติฐานต่างๆ ซึ่งหลักการที่ง่ายและเป็นที่นิยมกันคือ ทฤษฎี One-line

2.6.1 ทฤษฎี One-line

การประยุกต์ใช้แบบจำลองซึ่งใช้หลักการของทฤษฎี One-line นี้ ส่วนใหญ่จะมีการคำนวณใน 2 ขั้นตอนคือ ในส่วนที่เป็นการคำนวณการเปลี่ยนแปลงคลื่นที่เคลื่อนตัวจากน้ำลึกเข้าสู่ชายฝั่ง และอีกส่วนเป็นการคำนวณการเคลื่อนตัวของตะกอนและการเปลี่ยนแปลงรูปร่างชายฝั่งทะเล โดยนำผลจากการคำนวณการเปลี่ยนแปลงของคลื่นมาใช้ ซึ่งการประยุกต์ใช้แบบจำลอง One-line นี้สามารถแบ่งวิธีการหาคำตอบในการวิเคราะห์ได้ 2 วิธีคือ

1) วิธีการหาคำตอบโดยการวิเคราะห์ (analytical solution) วิธีการนี้ใช้วิธีการทางคณิตศาสตร์แก้สมการอนุพันธ์ โดยวิธีการนี้จะเหมาะกับการใช้ประมาณการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งในระดับงานการศึกษาเบื้องต้นของโครงการ เนื่องจากสามารถพิจารณาทางเลือกได้หลากหลายโดยใช้เวลาสั้น โดยการศึกษาที่ผ่านมาเกี่ยวกับวิธีการหาคำตอบโดยการวิเคราะห์ แสดงรายละเอียดดัง ตาราง 2-3

2) วิธีการหาคำตอบเชิงตัวเลข (numerical solution) วิธีการนี้ใช้วิธีการเชิงตัวเลข (numerical method) ในการแก้สมการอนุพันธ์ โดยการทำบนเครื่องคอมพิวเตอร์ ซึ่งวิธีการหาคำตอบแบบนี้จะให้ผลที่ละเอียดกว่าวิธีการหาคำตอบโดยการวิเคราะห์ แต่จำเป็นต้องใช้เวลาและค่าใช้จ่ายในการทำการคำนวณมากกว่า โดยการศึกษาที่ผ่านมาเกี่ยวกับวิธีการหาคำตอบเชิงตัวเลข แสดงรายละเอียดดังตาราง 2-4

2.6.2 แบบจำลองความลึกเฉลี่ย (depth-averaged model)

แบบจำลองความลึกเฉลี่ยนี้เป็นแบบจำลอง 2 มิติที่มีสมมติฐานในการคำนวณให้ถือว่าไม่มีการไหลของน้ำที่เปลี่ยนแปลงตามความลึก (แกน Z) โดยทั่วไปแล้วแบบจำลองความลึกเฉลี่ยนี้มีการคำนวณ 3 ขั้นตอน คือ การเปลี่ยนแปลงคลื่น, ส่วนคลื่นเหนี่ยวนำให้เกิดกระแสน้ำชายฝั่งและการเปลี่ยนแปลงรูปร่างชายฝั่งทะเล โดยการศึกษาที่ผ่านมาเกี่ยวกับแบบจำลองความลึกเฉลี่ย แสดงรายละเอียดดังตาราง 2-5

2.7 แบบจำลองชลศาสตร์ชายฝั่งสมดุลระหว่างเขื่อนกับคลื่นแยก

อาทิตยา เกศมาริษ (2540) ได้ศึกษารูปร่างชายฝั่งสมดุลเมื่อมีเขื่อนกันคลื่นแยกเป็นโครงสร้างป้องกันชายฝั่ง โดยใช้แบบจำลองทางกายภาพซึ่งมีลักษณะดังนี้

1. การศึกษาครั้งนี้เป็นการทดลองในแบบจำลองทางกายภาพ (physical model) โดยใช้แอ่งคลื่น (wave basin) ขนาด 10 ม. x 20 ม. x 0.70 ม. ในห้องปฏิบัติการแบบจำลองชลศาสตร์และชายฝั่งทะเล ภาควิชาวิศวกรรมแหล่งน้ำ คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
2. คลื่นที่ใช้ในการทดลองครั้งนี้สร้างขึ้นได้โดยเครื่องกำเนิดคลื่น (wave generator) ที่มีอยู่ในห้องปฏิบัติการ โดยมีความชันคลื่น (wave steepness) ในแอ่งคลื่นอยู่ในช่วง 0.008 ถึง 0.055
3. โครงสร้างป้องกันชายฝั่งที่ทำการศึกษาเป็นเขื่อนกันคลื่นแยก (detached breakwater) จำนวนตั้งแต่ 2 เขื่อนขึ้นไป โดยตัวเขื่อนกันคลื่นเป็นโครงสร้างแบบยอมให้น้ำซึมผ่านได้ (permeable)
4. ชายฝั่งทะเลในแบบจำลองทำด้วยทรายละเอียดขนาดประมาณ 0.25 มม. และมีแนวตรง

โดยตัวแปรที่ใช้ในการศึกษาแบ่งออกเป็น 2 ลักษณะ คือ

- ตัวแปรออกแบบที่มุ่งศึกษาได้แก่ ความยาวของเขื่อนกันคลื่น และระยะห่างระหว่างเขื่อนกันคลื่นแยก
- ตัวแปรกำหนดสภาวะการณ์ออกแบบได้แก่ มุมของคลื่นที่กระทำกับแนวชายฝั่งคือ 15° 25° และ 35° ความสูงคลื่น และคาบเวลาของคลื่น

จึงกำหนดกรณีการทดลองและผลการศึกษาในแต่ละกรณี ดังตาราง 2-6 โดยผลจากแบบจำลองพบว่า ชายฝั่งสมดุลที่ได้จากการทดลองมีรูปร่างเป็นรูปร่างเป็นรูปครึ่งหัวใจ แต่เมื่อเปรียบเทียบกับการศึกษาของ Silvester (1974) และ Shu (1989) พบว่ามีระยะเว้าของชายฝั่งอ่าวสมดุลน้อยกว่าการศึกษาทั้งสองเล็กน้อย

เมื่อพิจารณาความสัมพันธ์ระหว่างระยะเว้าของชายฝั่งต่อความยาวคลื่นในน้ำลึกและความชันคลื่นในน้ำลึกสามารถสรุปเป็นเกณฑ์การออกแบบ ได้ดังรูป 2-14 และ รูป 2-15 ซึ่งกราฟดังกล่าวนี้สามารถนำไปเป็นบรรทัดฐานในการออกแบบตำแหน่งที่ตั้งของเขื่อนกันคลื่นได้ เมื่อทราบความชันคลื่นในน้ำลึกและทราบมุมของคลื่นที่กระทำต่อแนวชายฝั่ง และต้องการกำหนดค่าความยาวของเขื่อนกันคลื่นต่อระยะห่างระหว่างเขื่อนกันคลื่นเท่ากับ 1:1, 1:2, 1:3 และ 1:4 ดังแสดงในรูป 2-14 จะได้ระยะเว้าของชายฝั่งต่อความยาวคลื่นในน้ำลึก ซึ่งค่าที่ได้นำไปใช้ประกอบกับกราฟความสัมพันธ์ระหว่างความยาวเขื่อนกันคลื่นต่อความยาวคลื่นในน้ำลึกกับระยะเว้าของชายฝั่งต่อความยาวคลื่นในน้ำลึก ดังรูป 2-15 จะสามารถหาค่าความยาวเขื่อนกันคลื่นที่เหมาะสมได้

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตาราง 2-3 การศึกษาที่ผ่านมาเกี่ยวกับวิธีการหาคำตอบแบบจำลอง One–line โดยการวิเคราะห์

ผู้ศึกษา,ปีที่ศึกษา	เรื่องที่ศึกษา	รูปแบบที่ใช้ศึกษา	ผลการศึกษา สรุป และหมายเหตุ
Pelnard -Considere (1956)	การใช้แบบจำลองคณิตศาสตร์อธิบายการเปลี่ยนแปลงของชายฝั่งทะเล	พัฒนาและประยุกต์ใช้แบบจำลองคณิตศาสตร์ที่ใช้ทฤษฎี One–line ในการประยุกต์ใช้กับกรณีการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งทะเลอันเนื่องจากมีโครงสร้างคันดักตะกอนในห้องปฏิบัติการ	ผลการประยุกต์ใช้แบบจำลอง One–line ทำให้ได้สมการ One–line ที่มีสมมติฐานดังนี้ 1) รูปตัดตามขวาง (beach profile) มีรูปร่างคงตัว (equilibrium) ตลอด 2) มุมที่ทำกับชายฝั่งมีขนาดเล็ก 3) ความสัมพันธ์ระหว่างมุมที่เข้ากระทำกับการเปลี่ยนแปลงของตะกอนชายฝั่งเป็นแบบเส้นตรง โดยผลการทดสอบที่ได้สนับสนุนทฤษฎี One–line ที่เขาสร้างขึ้น
Grijm (1961)	รูปแบบของสันดอนปากแม่น้ำ	ศึกษาลักษณะรูปร่างของสันดอนปากแม่น้ำ (delta) ที่เกิดจากตะกอนแม่น้ำ โดยกำหนดอัตราการเคลื่อนตัวของตะกอนทราย เป็นสัดส่วนกับ 2 เท่าของมุมที่คลื่นแตกตัวเท่ากับชายฝั่งทะเล โดยได้ทำการวิเคราะห์ 2 แบบคือ 1) มุมที่คลื่นแตกตัวและมุมการวางตัวของชายฝั่งมีขนาดเล็ก 2) มุมของคลื่นแตกตัวมีขนาดเล็กเมื่อเทียบกับมุมการวางตัวของชายฝั่ง โดยสมการเคลื่อนตัวของตะกอนทรายและสมการกฎทรงมวลถูกวิเคราะห์ในแกน $r-\theta$	ได้เสนอเทคนิคการวิเคราะห์รูปแบบการเกิดตะกอนปากแม่น้ำ
Walton and Chiu (1979)	การรวบรวมวิธีการหาคำตอบของสมการการเคลื่อนตัวของตะกอนโดยวิธีการวิเคราะห์	ทำการรวบรวมวิธีการหาคำตอบของแบบจำลอง One–line โดยการวิเคราะห์ จากวิธีการวิเคราะห์ทั้งที่เป็นแบบ linear และ nonlinear	ได้เสนอวิธีการวิเคราะห์ชายฝั่งที่รวมผลของการถมทะเล (beach fill)ในรูปร่างสามเหลี่ยม, สี่เหลี่ยมที่เป็นช่องว่าง และสี่เหลี่ยมยาวตลอดด้าน (semi–infinite rectangular fill)
Nakatani (1982)	การเปลี่ยนแปลงของชายฝั่งทะเลเมื่อมีโครงสร้างคันดักตะกอน	พัฒนาการวิเคราะห์การเปลี่ยนแปลงชายฝั่งเมื่อมีโครงสร้างคันดักตะกอนทั้งแบบที่เป็นคันดักตะกอนมีความยาวจำกัด (finite groin) และไม่จำกัด (infinite groin)	ผลการศึกษาจะได้ว่าวิธีการวิเคราะห์นี้ทำให้ได้ผลการคำนวณการพัฒนาชายฝั่งทะเลด้านต้นหาดคันดักตะกอนที่มีความยาวจำกัด จะมีการพัฒนาจะช้ากว่าในกรณีคันดักตะกอนไม่จำกัด

ตาราง 2-3 (ต่อ) การศึกษาที่ผ่านมาเกี่ยวกับวิธีการหาคำตอบแบบจำลอง One–line โดยการวิเคราะห์

ผู้ศึกษา ,ปีที่ศึกษา	เรื่องที่ศึกษา	รูปแบบที่ใช้ศึกษา	ผลการศึกษา สรุป และหมายเหตุ
Larson, Hunson and Kraus (1987)	วิธีการหาคำตอบของแบบจำลอง One–line สำหรับการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งโดยการวิเคราะห์	ทำการสรุปวิธีการหาคำตอบที่ผ่านมาและเสนอการคำนวณใหม่ที่พัฒนาจากสมการการนำความร้อน (heat conduction)	วิธีการหาคำตอบที่ได้ใช้วิเคราะห์การเปลี่ยนแปลงชายฝั่งในกรณีที่ไม่มีโครงสร้างชายฝั่ง ซึ่งนำไปใช้กับชายฝั่งตามธรรมชาติและชายฝั่งที่สร้างขึ้น (Artificial beach) และยังมีการประยุกต์ใช้กับกรณีการเกิดสันดอนปากแม่น้ำ
Larson, Hunson and Kraus (1997)	วิธีการหาคำตอบของแบบจำลอง One–line สำหรับการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งโดยการวิเคราะห์	เสนอวิธีการหาคำตอบในกรณีที่มีโครงสร้างป้องกันชายฝั่ง	วิธีการที่ได้สามารถประยุกต์ใช้กับการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งที่มีโครงสร้างป้องกัน อันได้แก่ เขื่อนกันคลื่นแยก, กำแพงกันคลื่น, โครงสร้างดักตะกอน และโครงสร้างกันทรายได้

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตาราง 2-4 การศึกษาที่ผ่านมาเกี่ยวกับวิธีการหาคำตอบเชิงตัวเลขของแบบจำลอง One-line

ผู้ศึกษา ,ปีที่ศึกษา	เรื่องที่ศึกษา	รูปแบบที่ใช้ศึกษา	ผลการศึกษา สรุป และหมายเหตุ
Komar (1973)	แบบจำลองคอม-พิวเตอร์สำหรับการเกิดสันดอนปากแม่น้ำ	สร้างแบบจำลองเพื่อการศึกษาการเกิดและรูปร่างสมดุลของสันดอนปากแม่น้ำที่มีคลื่นเป็นแรงในการกระจายการตกตะกอนบริเวณปากแม่น้ำ	จากผลของการศึกษา พบว่าสันดอนจะเข้าสู่สภาวะสมดุลได้อย่างรวดเร็ว เมื่อคลื่นเป็นตัวนำพาและกระจายตะกอนแม่น้ำไปตามชายฝั่งทะเล
Perlin and Dean (1978)	การทำนายรูปร่างของชายฝั่งทะเลที่มีโครงสร้างดักตะกอน	พัฒนาแบบจำลองเชิงตัวเลขที่ใช้กับเขื่อนกันทรายกับคันดักตะกอนในพื้นที่ Channel Island Harbor, California	เสนอวิธีการคำนวณเชิงตัวเลขโดยการทำแบบจำลอง 3 แบบ ในพื้นที่ชายฝั่งที่มีโครงสร้างดักตะกอน โดยแบบจำลองทั้ง 3 แบบคือ 1) One–line explicit model 2) One–line implicit model 3) Two–line explicit model
Ozasa and Brampton (1980)	แบบจำลองคณิตศาสตร์สำหรับชายฝั่งทะเลหลังกำแพงกันคลื่น (seawall)	ใช้แบบจำลองคณิตศาสตร์ศึกษาผลการเปลี่ยนแปลงรูปร่างชายฝั่งที่มีกำแพงกันคลื่น โดยวิธีการศึกษาได้พัฒนาสมการสำหรับการทำนายอัตราการเคลื่อนตัวของตะกอนที่เป็นผลจากความสูงคลื่นที่เปลี่ยนแปลงตลอดชายฝั่ง	ได้สมการที่ใช้ในการคำนวณอัตราการเคลื่อนตัวของตะกอนโดยเพิ่มผลของความสูงคลื่นที่เปลี่ยนแปลงตลอดชายฝั่งทะเลในสมการของ Komar and Inman (1970)
Kraus and Harikai (1983)	แบบจำลองเชิงตัวเลขสำหรับการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งที่ Oarai beach	สร้างแบบจำลองชายฝั่งทะเลประเทศญี่ปุ่น ซึ่งมีเขื่อนกั้นคลื่นและคันดักตะกอนอยู่ด้วย โดยใช้ข้อมูลคลื่น $7\frac{1}{2}$ เดือนในการปรับแก้แบบจำลอง แบบจำลองคลื่นที่ใช้ในการศึกษานี้ใช้การคำนวณแบบรวมผลของการหักเหและการกระจายคลื่น (Combined retraction diffraction mode)	นำแบบจำลองที่สร้างแล้วไปพิจารณาการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งในอีก 5 ปีถัดไปได้ดี
Hanson and Larson (1985)	การเปรียบเทียบวิธีการหาคำตอบแบบจำลอง One–line สำหรับจำลองชายฝั่งระหว่างวิธีการวิเคราะห์กับวิธีเชิงตัวเลข	ทำการเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ระหว่างวิธีการวิเคราะห์กับวิธีเชิงตัวเลข ในกรณีชายฝั่งธรรมดาและชายฝั่งที่มีโครงสร้างที่แตกต่างกัน 5 แบบ	ได้นำเสนอความสามารถและข้อจำกัดของวิธีการวิเคราะห์ทั้ง 2 แบบ และพบว่าผลการวิเคราะห์ทั้ง 2 แบบนั้นจะไม่แตกต่างกันเมื่อคลื่นที่เข้ากระทำมีขนาดเล็ก ($<30^{o}$)
Hanson and Kraus (1989)	แบบจำลอง GENESIS	-	สร้างแบบจำลอง GENESIS สำเร็จ

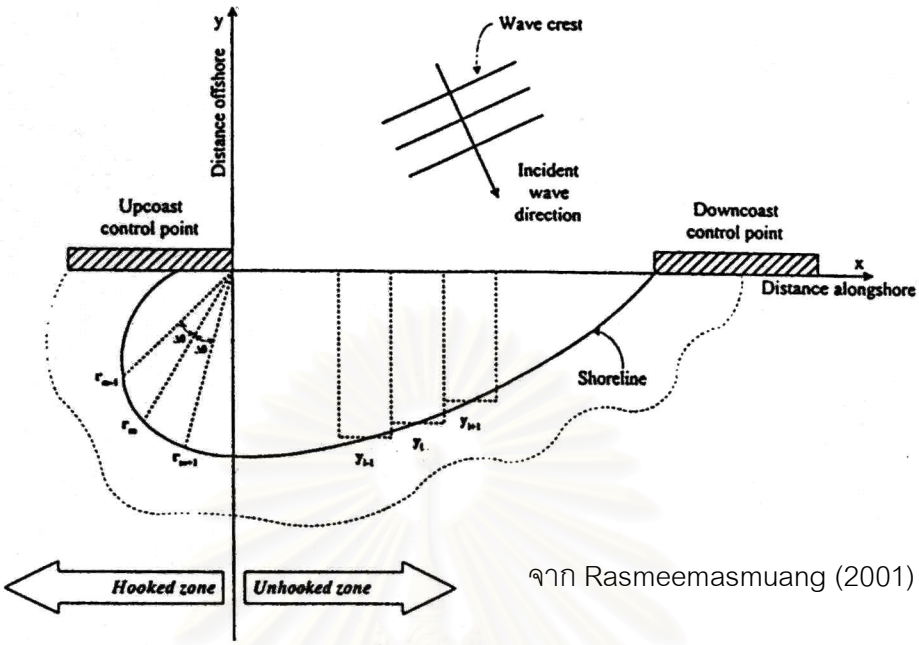
ตาราง 2.4 (ต่อ) การศึกษาที่ผ่านมาเกี่ยวกับวิธีการหาคำตอบเชิงตัวเลขของแบบจำลอง One-line

ผู้ศึกษา ,ปีที่ศึกษา	เรื่องที่ศึกษา	รูปแบบที่ใช้ศึกษา	ผลการศึกษา สรุป และหมายเหตุ
Hanson and Kraus (1991)	แบบจำลองเชิงตัวเลขสำหรับการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งทะเลที่ Lorain , Ohio	ประยุกต์ใช้แบบจำลอง GENESIS เพื่อจำลองรูปร่างชายฝั่งทะเลที่ Lorain, Ohio ซึ่งมีเขื่อนกันคลื่นแยก 3 ตัว	แบบจำลอง GENESIS สามารถจำลองการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งในพื้นที่นั้น ในการคำนวณตั้งแต่1 – 5 ปีได้ดี
Tuong (1993)	การประยุกต์ใช้แบบจำลอง RCPWAVE สำหรับการคำ-นวณการเปลี่ยนแปลงสภาพท้องน้ำ	ทำการสร้างแบบจำลองการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งโดยส่วนของแบบจำลองคลื่นได้นำแบบจำลอง 2 ชนิด คือแบบจำลอง RCPWAVE และแบบจำลอง Time Dependent Mild Slope (TDMS) มาเปรียบเทียบกัน ส่วนในแบบจำลองการเคลื่อนตัว ได้ใช้สมการของ US CERC (1975), US CERC (1984) และ Hanson (1989) มาเปรียบเทียบโดยการเปรียบเทียบโดยการศึกษานี้ประยุกต์ใช้กับพื้นที่ฝั่งซ้ายของท่าเรือมาบตาพุด	ผลการศึกษาสามารถสรุปได้คือ 1) การประยุกต์ใช้แบบจำลอง RCPWAVE นั้นเหมาะกับกรณีพื้นที่มีขนาดใหญ่ เนื่องจากแบบจำลองมีความมั่นคงและเชื่อถือได้ อีกทั้งใช้เวลาในการคำนวณน้อย 2) สำหรับแบบจำลอง Time Dependent Mild Slope นั้นจะให้ผลการคำนวณที่ถูกต้องมากยิ่งขึ้น แต่แบบจำลองนี้เหมาะเฉพาะกับการประยุกต์ใช้ในพื้นที่เล็กๆ ที่มีผลจากโครงสร้าง เนื่องจากต้องการจุดในการคำนวณที่ละเอียดและมีความอ่อนไหวของข้อมูลสูง 3) ส่วนการคำนวณการเปลี่ยนแปลงของตะกอน พบว่าสมการของ Hanson (1989) สามารถปรับค่าได้ง่ายและให้ผลการคำนวณที่ถูกต้องกว่า
Suh and Hardaway (1994)	การคำนวณของ Tombolo ในแบบจำลองชายฝั่งทะเลเชิงตัวเลข	พัฒนาวิธีการคำนวณรูปร่างของ Tombolo หลังเขื่อนกันคลื่นแยกในแบบจำลองชายฝั่งเชิงตัวเลข โดยพิกัดแบบ curvi-linear ตามชายฝั่ง	แบบจำลองที่สร้างขึ้นมาสามารถจำลองสภาพการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งที่ Chip-pokes State Park ในช่วง 9 เดือนแรกหลังจากการสร้างเขื่อนกันคลื่นแยก 6 ตัว
Paksee (1995)	การจำลองการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งทะเลบริเวณพื้นที่ด้านใต้ของเขื่อนกันทราย	พัฒนาแบบจำลองคณิตศาสตร์สำหรับการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งโดยทฤษฎี One-line เพื่อศึกษาผลกระทบของเขื่อนกันทราย ในบริเวณชายหาดชะอำ จังหวัดเพชรบุรี ประเทศไทย	แบบจำลองนี้ใช้ข้อมูลจากภาพถ่ายทางอากาศในการปรับเทียบแบบจำลอง ในส่วนการคำนวณอัตราการเคลื่อนตัวของตะกอนใช้สมการของ Ozasu และ Brampton (1980) ผลจากการปรับเทียบพบว่าค่า K1=0.44 K2=1.6 และแบบจำลองนี้ได้นำไปทำนายการเปลี่ยนแปลงเมื่อมีโครงการต่อไปในอนาคต

ตาราง 2.4 (ต่อ) การศึกษาที่ผ่านมาเกี่ยวกับวิธีการหาคำตอบเชิงตัวเลขของแบบจำลอง One-line

ผู้ศึกษา ,ปีที่ศึกษา	เรื่องที่ศึกษา	รูปแบบที่ใช้ศึกษา	ผลการศึกษา สรุป และหมายเหตุ
Rasmeemasmuang (2001)	การคำนวณการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งระหว่างหัวหาด	นำเอาทฤษฎี One-line มาวิเคราะห์การเปลี่ยนแปลงรูปร่างชายฝั่งหลังหัวหาด โดยใช้ข้อมูลจากการทดลองของ Khao (1999) และ Vichetpan (1961) ในการปรับแก้และใช้สมการอ่าวสมดุลรูปพาราโบลิก (parabolic bay shape) ของ Hsu และ Evan (1989) ในการเปรียบเทียบผลลัพธ์	1) แบบจำลองที่สร้างขึ้นนี้มีการผสมผสานการใช้แกน 2 ลักษณะคือแกนXY (Cartesian Coordinate) ในส่วน non-hook zone และแกน r-θ (Polar Coordinate) ในส่วน hooked zone แสดงดังรูป 2-13 2) พารามิเตอร์ในการปรับแก้อัตราการเคลื่อนตัวของตะกอน (K1, K2) ที่ใช้ในแต่ละกรณีในการปรับแก้ค่าที่ไม่เท่ากัน โดยในกรณีของ Khao ค่า K1=0.32 และ K2=0.30 และกรณีของ Vichetpan จะได้ค่า K1=0.24 และ K2=0.26 3) ผลของแบบจำลองใช้ได้ทั้งในกรณีที่มีการเปลี่ยนแปลงในแต่ละช่วงเวลาจนถึงกรณีถึงสมดุล โดยผลการทำนายจากแบบจำลอง ในกรณีคลื่นเข้ากระทำด้วยมุมขนาดใหญ่(45°และ60°) ในส่วนของ hooked zone ได้ผลของแนวชายฝั่งสมดุลที่เข้าใกล้กับการคำนวณที่ได้จากสมการอ่าวสมดุลรูปพาราโบลิก แต่ในส่วน unhooked zone ได้ผลคลาดเคลื่อน สำหรับกรณีมุมขนาดเล็กก็จะให้ผลใกล้เคียงกับสมการอ่าวสมดุลทั้ง 2 ส่วน

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



จาก Rasmeemasmuang (2001)

รูป 2-13 คำอธิบายสำหรับแบบจำลองชายฝั่งระหว่างหัวหาด

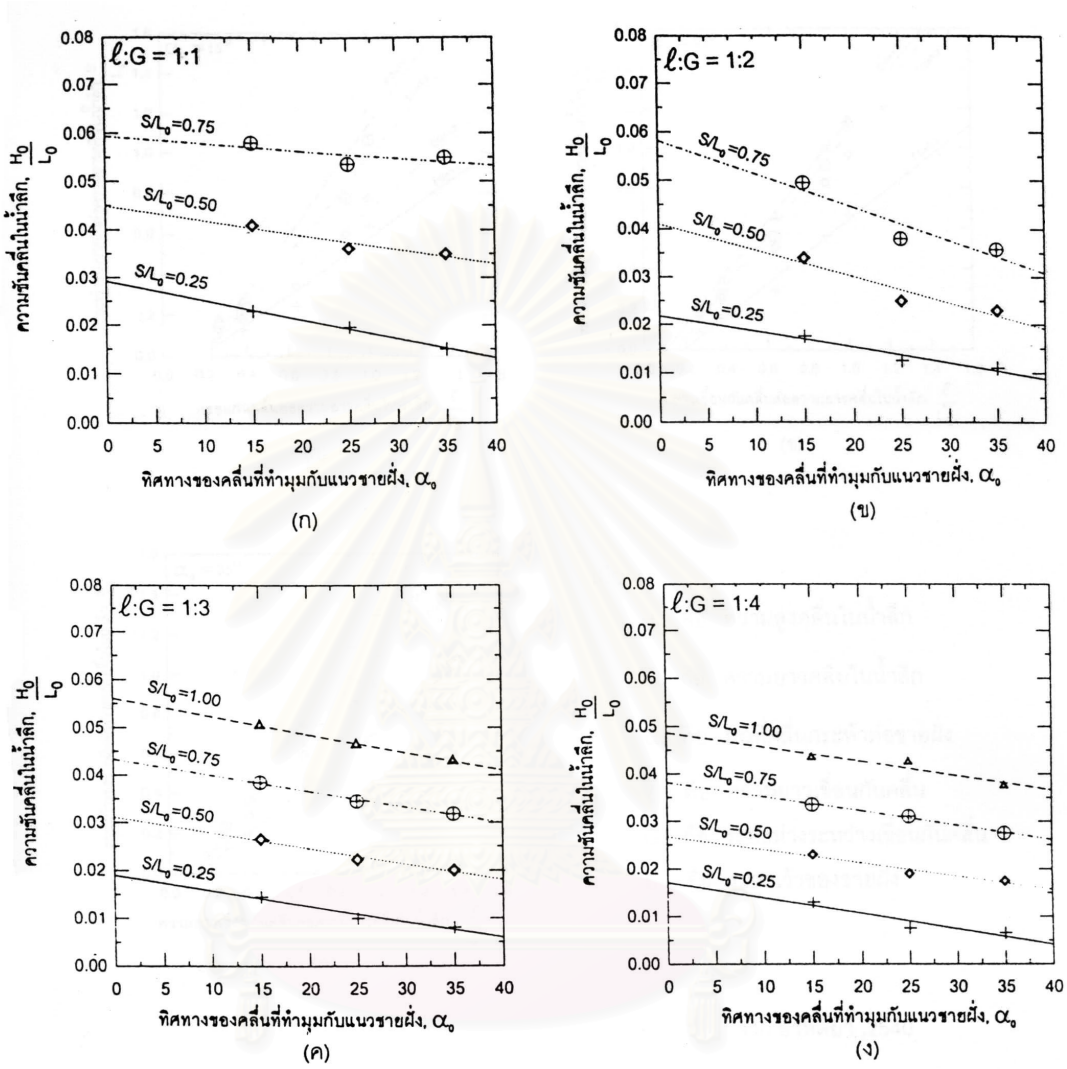
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตาราง 2-5 การศึกษาที่ผ่านมาของแบบจำลองความลึกเฉลี่ย

ผู้ศึกษา ,ปีที่ศึกษา	เรื่องที่ศึกษา	รูปแบบที่ใช้ศึกษา	ผลการศึกษา สรุป และหมายเหตุ
Yamaguchi and Nishioka (1984)	การจำลองการเปลี่ยนแปลงสภาพท้องน้ำเมื่อมีโครงสร้างชายฝั่งทะเล	สร้างแบบจำลองการทำนายการเปลี่ยนแปลงสภาพท้องน้ำเนื่องจากโครงสร้างป้องกันชายฝั่งโดยการคำนวณในส่วนของแบบจำลองใช้วิธีการ FDM ใน 2 มิติ การคำนวณคลื่นใช้วิธี wave ray method ส่วนการปรับเทียบแบบจำลองนั้นใช้แบบจำลองชลศาสตร์ในการปรับเทียบ	ผลสรุปการศึกษาคือ 1) เนื่องจากผลของโครงสร้าง ควรประกอบด้วย 3 ส่วนคือ 1. การคำนวณการเคลื่อนตัวของคลื่น 2. การคำนวณกระแสน้ำชายฝั่ง 3. การคำนวณการเปลี่ยนแปลงท้องน้ำ 2) การเปลี่ยนแปลงของรูปแบบกระแสน้ำและท้องน้ำอย่างรุนแรงจะเกิดเมื่อผลการสะท้อนของคลื่นเนื่องจากโครงสร้างกระจายอยู่ในพื้นที่กว้าง 3) การนำผลผลการทดลองมาปรับแก้แบบจำลองนั้น ควรจะมีการตรวจสอบว่าสามารถประยุกต์ใช้ร่วมกันได้ก่อนทำการปรับแก้
Watanabe, et al. (1986)	แบบจำลอง 3 มิติในการทำนายการเปลี่ยนแปลงรูปร่างชายฝั่งรอบโครงสร้าง	ทำการสร้างแบบจำลองโดยการแบ่งเป็น 3 ส่วนคือ 1) การคำนวณคลื่น ใช้สมการพลังงานคลื่น หรือวิธีการ wave ray method (Yamaguchi and Nishioka, 1984) 2) การคำนวณกระแสน้ำชายฝั่งใช้สมการต่อเนื่องและโมเมนตัมโดยถือว่าไม่มีการไหลในแนวดิ่ง 3) การคำนวณการเคลื่อนตัวและการเปลี่ยนแปลงชายฝั่ง	พบว่าแบบจำลองที่สร้างขึ้นนั้นให้ผลการคำนวณที่มีความถูกต้องสูง แต่ยังมีสิ่งที่ต้องการศึกษาต่อคือประสิทธิภาพของการคำนวณคลื่นและกระแสน้ำ, สูตรการคำนวณของการเคลื่อนตัวของตะกอนเนื่องจากคลื่นและกระแสน้ำ และวิธีการหาค่าสัมประสิทธิ์ต่างๆ ในแบบจำลอง
Tuong (1999)	แบบจำลองคณิต-ศาสตร์สำหรับการเปลี่ยนแปลงใน surf zone ที่มีโครงสร้างป้องกันชายฝั่ง	ทำการรสร้างแบบจำลองโดยแบ่ง 3 ส่วน 1) การคำนวณคลื่น ใช้การประยุกต์สมการความชันน้อย (mild slope equation) 2) การคำนวณการแสน้ำชายฝั่งโดยใช้สมการต่อเนื่องและโมเมนตัมใน 2 มิติ 3) การคำนวณการเคลื่อนตัวและการเปลี่ยนแปลงชายฝั่ง โดยผลการคำนวณที่ได้ใช้การปรับเทียบกับแบบจำลองชลศาสตร์	จากการปรับแก้พบว่าแบบจำลองทั้ง 3 ส่วน ให้ผลการคำนวณที่มีความถูกต้อง ซึ่งแบบจำลองที่เสนอนั้นสามารถนำไปวิเคราะห์กับแบบจำลองอื่นๆ ได้ต่อ

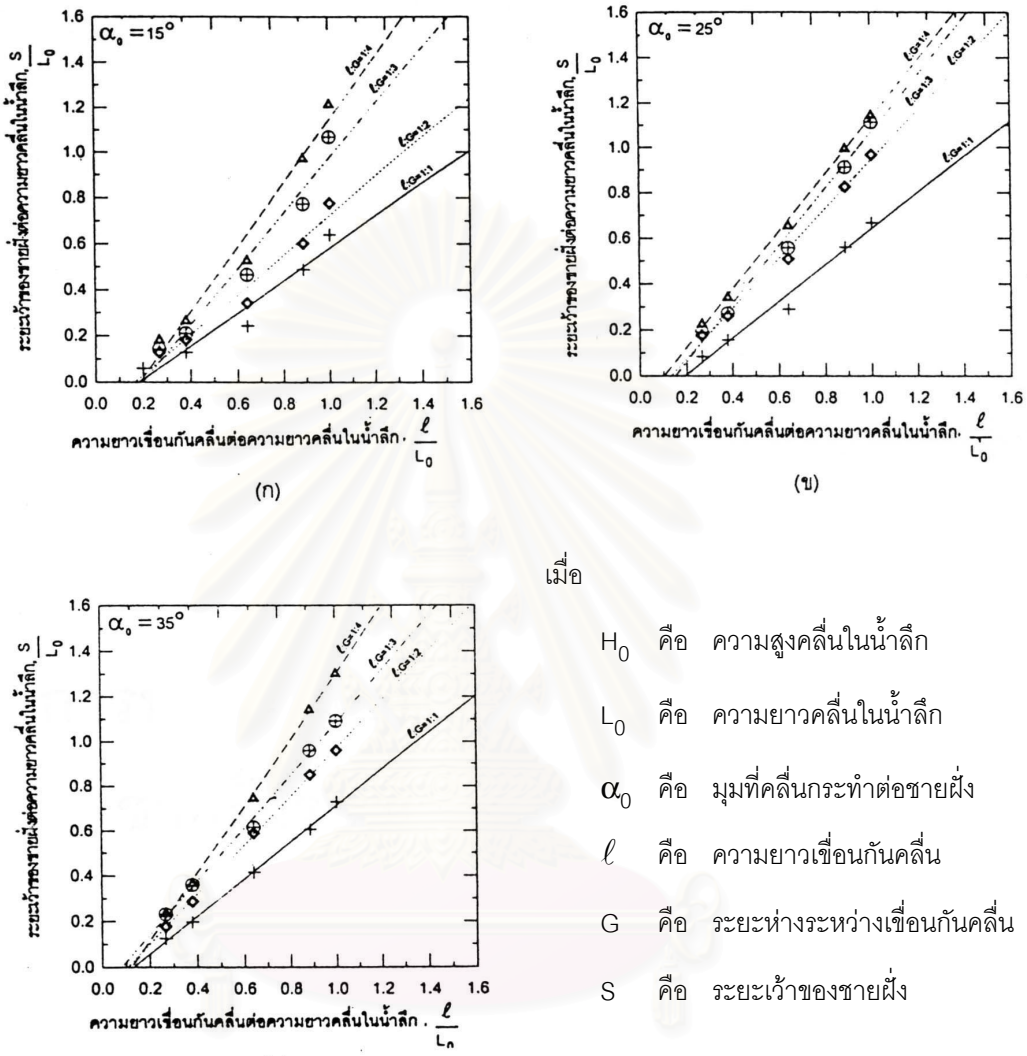
ตาราง 2-6 ลักษณะการทดลองและผลการศึกษาของ อาทิตยา (2540)

ชุดการทดลอง	มุมของคลื่นที่กระทำกับแนวชายฝั่ง (องศา)	ขนาดของคลื่น			การติดตั้งเขื่อนกันคลื่นแยก		ระยะเว้าของชายฝั่ง (ม.)
		ความสูงคลื่นในน้ำลึก (ม.)	คาบเวลาของคลื่น(วินาที)	ความชันคลื่นในน้ำลึก	ความยาวของเขื่อนกันคลื่นแยก (ม.)	ระยะห่างระหว่างเขื่อนกันคลื่นแยก	
A1	15	0.022	1.80	0.004	1.0	1.0	0.313
A2	15	0.042	1.30	0.016	1.0	1.0	0.342
A3	15	0.044	1.00	0.028	1.0	1.0	0.380
A4	15	0.045	0.85	0.040	1.0	1.0	0.631
A5	15	0.049	0.80	0.049	1.0	1.0	0.709
B1	15	0.026	1.55	0.007	1.0	2.0	0.486
B2	15	0.039	1.30	0.015	1.0	2.0	0.486
B3	15	0.042	1.00	0.027	1.0	2.0	0.535
B4	15	0.045	0.85	0.040	1.0	2.0	0.680
B5	15	0.051	0.80	0.051	1.0	2.0	0.776
C1	15	0.024	1.55	0.006	1.0	3.0	0.535
C2	15	0.040	1.30	0.015	1.0	3.0	0.554
C3	15	0.041	1.00	0.026	1.0	3.0	0.728
C4	15	0.044	0.85	0.039	1.0	3.0	0.873
C5	15	0.054	0.80	0.054	1.0	3.0	1.066
D1	15	0.027	1.55	0.007	1.0	4.0	0.680
D2	15	0.041	1.30	0.016	1.0	4.0	0.699
D3	15	0.042	1.00	0.027	1.0	4.0	0.824
D4	15	0.048	0.85	0.043	1.0	4.0	1.095
D5	15	0.051	0.80	0.051	1.0	4.0	1.211
E1	25	0.025	1.55	0.007	1.0	1.0	0.463
E2	25	0.035	1.30	0.013	1.0	1.0	0.517
E3	25	0.041	1.00	0.026	1.0	1.0	0.616
E4	25	0.042	0.85	0.037	1.0	1.0	0.633
E5	25	0.049	0.80	0.049	1.0	1.0	0.666
F1	25	0.025	1.55	0.007	1.0	2.0	0.662
F2	25	0.036	1.30	0.014	1.0	2.0	0.689
F3	25	0.037	1.00	0.024	1.0	2.0	0.795
F4	25	0.046	0.85	0.041	1.0	2.0	0.931
F5	25	0.049	0.80	0.049	1.0	2.0	0.967
G1	25	0.030	1.55	0.008	1.0	3.0	0.716
G2	25	0.350	1.30	0.133	1.0	3.0	0.176
G3	25	0.041	1.00	0.026	1.0	3.0	0.870
G4	25	0.053	0.85	0.047	1.0	3.0	1.029
G5	25	0.052	0.80	0.052	1.0	3.0	1.111
H1	25	0.022	1.55	0.006	1.0	4.0	0.848
H2	25	0.035	1.30	0.013	1.0	4.0	0.898
H3	25	0.041	1.00	0.026	1.0	4.0	1.020
H4	25	0.044	0.85	0.039	1.0	4.0	1.122
H5	25	0.053	0.80	0.053	1.0	4.0	1.142
I1	35	0.016	1.55	0.004	1.0	1.0	0.305
I2	35	0.034	1.30	0.013	1.0	1.0	0.411
I3	35	0.042	1.00	0.027	1.0	1.0	0.452
I4	35	0.049	0.85	0.043	1.0	1.0	0.551
I5	35	0.054	0.80	0.054	1.0	1.0	0.649
J1	35	0.022	1.55	0.006	1.0	2.0	0.661
J2	35	0.036	1.30	0.014	1.0	2.0	0.755
J3	35	0.043	1.00	0.028	1.0	2.0	0.919
J4	35	0.045	0.85	0.040	1.0	2.0	0.960
J5	35	0.046	0.80	0.046	1.0	2.0	0.960
K1	35	0.025	1.55	0.007	1.0	3.0	0.866
K2	35	0.033	1.30	0.013	1.0	3.0	0.948
K3	35	0.037	1.00	0.024	1.0	3.0	0.960
K4	35	0.041	0.85	0.036	1.0	3.0	1.083
K5	35	0.051	0.80	0.051	1.0	3.0	1.091
L1	35	0.024	1.55	0.006	1.0	4.0	0.876
L2	35	0.036	1.30	0.014	1.0	4.0	0.962
L3	35	0.040	1.00	0.026	1.0	4.0	1.165
L4	35	0.043	0.85	0.038	1.0	4.0	1.288
L5	35	0.053	0.80	0.053	1.0	4.0	1.300



จาก อาทิตยา, 2540

รูป 2-14 เกณฑ์การออกแบบเขื่อนกันคลื่นแยกเมื่อกำหนดอัตราส่วนระหว่างความยาวเขื่อนกันคลื่นต่อระยะห่างระหว่างเขื่อนกันคลื่น



เมื่อ

H_0 คือ ความสูงคลื่นในน้ำลึก

L_0 คือ ความยาวคลื่นในน้ำลึก

α_0 คือ มุมที่คลื่นกระทำต่อชายฝั่ง

ℓ คือ ความยาวเขื่อนกันคลื่น

G คือ ระยะห่างระหว่างเขื่อนกันคลื่น

S คือ ระยะเว้าของชายฝั่ง

จาก อาทิตยา, 2540

รูปที่ 2-15 ความสัมพันธ์ความยาวเขื่อนกันคลื่นต่อความยาวคลื่นในน้ำลึกกับระยะเว้าของชายฝั่งต่อความยาวคลื่นในน้ำลึก

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

บทที่ 3
การพัฒนาแบบจำลองการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งระหว่างเขื่อนกันคลื่นแยก

การพัฒนาแบบจำลองคณิตศาสตร์ เพื่อจำลองการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งที่มีอิทธิพลจากโครงสร้างเขื่อนกันคลื่นแยก ซึ่งมีส่วนประกอบของแบบจำลองย่อย (submodel) หลายส่วนอันประกอบด้วย แบบจำลองคลื่น (wave model), แบบจำลองกระแสน้ำ (current mode), แบบจำลองอัตราการเคลื่อนตัวของตะกอนทราย (sediment transport model) และแบบจำลองการเปลี่ยนแปลงชายฝั่ง (shoreline change model) โดยการพัฒนานี้ผู้ศึกษาได้พัฒนาในหลายรูปแบบโดยการปรับปรุงเปลี่ยนแปลงในแบบจำลองย่อยต่างๆ โดยในบทนี้จะกล่าวถึง การพัฒนาในรูปแบบต่างๆโดยนำเสนอเป็นภาพรวมของแบบจำลอง แล้วเสนอรูปแบบการคำนวณในแต่ละแบบจำลองย่อยที่แตกต่างกัน รวมถึงผลการทดสอบ และบทสรุปของการพัฒนาแบบจำลองทางคณิตศาสตร์สำหรับการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งระหว่างเขื่อนกันคลื่นแยก

3.1 บทนำ

การพัฒนาแบบจำลองการเปลี่ยนแปลงชายระหว่างเขื่อนกันคลื่นแยก (shoreline change between detached breakwater model, SCB) ใช้วิธีการนำแบบจำลองย่อย (submodel) หลายส่วนมาประกอบกันเป็นแบบจำลองหลัก แล้วในแต่ละแบบจำลองก็มีการปรับเปลี่ยนวิธีการคำนวณในแบบจำลองย่อยๆเหล่านั้น ประกอบด้วยแบบจำลองคลื่น (wave model), แบบจำลองกระแสน้ำ (current model), แบบจำลองอัตราการเคลื่อนตัวของตะกอน (sediment transport model), และแบบจำลองการเปลี่ยนแปลงชายฝั่ง (shoreline change model) โดยแบบจำลองย่อยแต่ละชนิดแสดงดังตาราง 3-1

สำหรับการพัฒนาแบบจำลอง SCB นี้ ได้มีการกำหนดลักษณะเริ่มต้นของแบบจำลองด้วยชายฝั่งเริ่มต้น (initial shoreline) เป็นเส้นตรงที่ขนานกับเขื่อนกันคลื่น (breakwater) และคลื่นที่เข้ากระทำเป็นคลื่นในน้ำลึก โดยการคำนวณเริ่มจากตำแหน่งเขื่อนกันคลื่นแยกถึงชายฝั่งดังรูป 3-1 โดยสมการพัฒนาแบบจำลองทั้งหมด 5 แบบ คือ

1) แบบจำลองการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งระหว่างเขื่อนกันคลื่นแยกในระบบวิเคราะห์ 1 มิติ (SCB-1D)
2) แบบจำลองการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งระหว่างเขื่อนกันคลื่นแยกในระบบวิเคราะห์ 2 มิติ แบบที่ 1 (SCB-2D v1)
3) แบบจำลองการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งระหว่างเขื่อนกันคลื่นแยกในระบบวิเคราะห์ 2 มิติ แบบที่ 2 (SCB-2D v2)

4) แบบจำลองการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งระหว่างเขื่อนกันคลื่นแยกในระบบวิเคราะห์ 2 มิติ แบบที่ 3 (SCB-2D v3)
5) แบบจำลองการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งระหว่างเขื่อนกันคลื่นแยกในระบบวิเคราะห์ 2 มิติ แบบที่ 4 (SCB-2D v4)

แบบจำลองที่พัฒนาขึ้นทั้ง 5 แบบนี้ใช้หลักการการคำนวณในรายละเอียดของแบบจำลองย่อยที่แตกต่างกัน ดังตารางที่ 3-2 ซึ่งรายละเอียดของแบบจำลองย่อยต่างๆ และแนวคิดในการพัฒนาแบบจำลองทั้ง 5 แบบ ได้นำเสนอในหัวข้อถัดไป

3.2 แบบจำลองคลื่น

แบบจำลองคลื่น (wave model) นี้ใช้สำหรับการคำนวณการเคลื่อนตัวของคลื่นที่เข้าสู่ชายฝั่ง ที่เป็นผลการการเปลี่ยนแปลงความสูงของท้องน้ำ(shoaling) การหักเห (refraction) การกระจายคลื่น (diffraction) และการแตกตัวของคลื่น (breaking)

3.2.1 แบบจำลองคลื่นใน 1 มิติ

การคำนวณในแบบจำลองนี้จะใช้กับแบบจำลองที่มีลักษณะการคำนวณเป็นแบบ 1 มิติ โดยแบ่งการคำนวณเป็นแถบการคำนวณที่มีระยะห่าง (Δx) เท่ากัน โดยการคำนวณในแบบจำลองคลื่นนี้มีขั้นตอนดังนี้

1) คำนวณคุณสมบัติของคลื่น ณ ตำแหน่งต่างๆ อันได้แก่ ความยาวคลื่น (wave length, L) ความเร็วคลื่น (wave celerity, C) ความเร็วกลุ่มคลื่น (wave group celerity, C_g)
2) คำนวณหาสัมประสิทธิ์ความลาดชันท้องน้ำ (K_s) จากสมการ 3-1

$$K_s = \sqrt{\frac{C_{g_o}}{C_{g_1}}} \qquad \text{..... (3-1)}$$

3) คำนวณหาสัมประสิทธิ์การหักเห (K_r) จากสมการ 3-2

$$K_r = \sqrt{\frac{b_o}{b_1}} = \sqrt{\frac{\cos\theta_o}{\cos\theta_1}} \qquad \text{..... (3-2)}$$

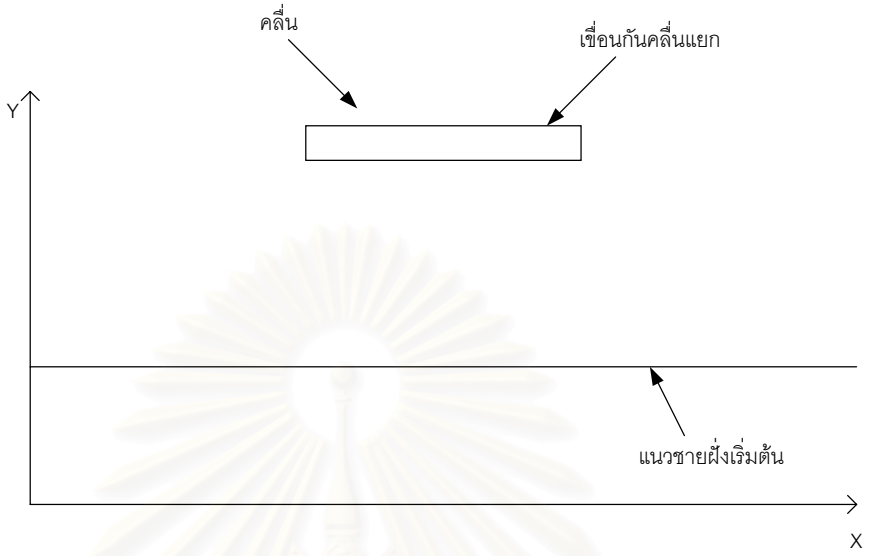
4) คำนวณหาสัมประสิทธิ์การกระจาย (K_d) โดยการประมาณค่าจากตาราง Wiegel (1962) ดังรายละเอียดในภาคผนวก ข.1 โดยการหาค่า K_d นั้นพิจารณาถือว่าค่า K_d วิ่งเข้าทางซ้ายและขวาโดยแบ่งพื้นที่ ณ. จุดกึ่งกลางตามแนวทิศทางคลื่น ดังรูป 3-2

ตาราง 3-1 รายละเอียดของแบบจำลองย่อยในแบบจำลอง SCB

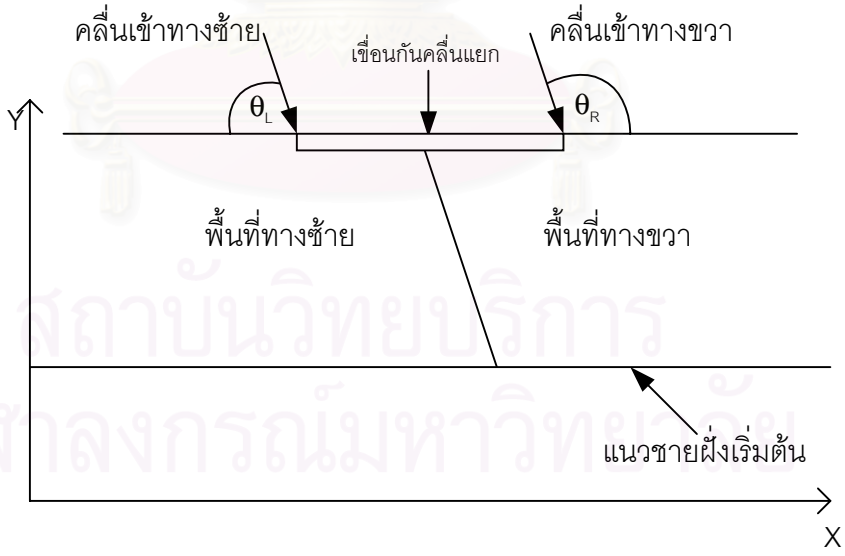
แบบจำลองย่อย	รายละเอียดของแบบจำลอง
แบบจำลองคลื่น (wave model)	ทำการคำนวณการเคลื่อนตัวของคลื่นที่เข้าสู่ชายฝั่งที่เป็นผลจากการเปลี่ยนแปลงความลึกท้องน้ำ (shoaling) การหักเห (refraction) การกระจายคลื่น (diffraction) และการแตกตัวของคลื่น (breaking)
แบบจำลองกระแสน้ำ (current model)	ทำการคำนวณความเร็วของกระแสน้ำชายฝั่งที่ อันเป็นผลจากการเหนี่ยวนำของคลื่น (wave induced current) ที่เกิดจากการแตกตัว
แบบจำลองอัตราการเปลี่ยนแปลงตะกอน (sediment transport model)	ทำการคำนวณการเคลื่อนตัวของตะกอนชายฝั่ง ที่เป็นผลจากคลื่นแตกตัว หรือกระแสน้ำชายฝั่ง
แบบจำลองการเปลี่ยนแปลงชายฝั่ง (shoreline change model)	ทำการคำนวณการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งโดยใช้สมการสมดุลมวล (mass balance) ที่พิจารณาจากปริมาณตะกอนเข้าและออกจากจุดคำนวณ

ตาราง 3-2 ส่วนประกอบของแบบจำลอง SCB แบบต่างๆ

แบบจำลองย่อย / แบบจำลอง	แบบจำลองคลื่น	แบบจำลองกระแสน้ำ	แบบจำลองอัตราการเคลื่อนตัวของตะกอนทราย	แบบจำลองการเปลี่ยนแปลงชายฝั่ง
SCB-1D	-แบบ 1 มิติ	ไม่มี	สูตรของ Ozasa และ Brampton (1990)	ทฤษฎี One-line
SCB-2D v1	-แบบ 2 มิติ โดยวิธีเชิงตัวเลข	มี	สูตรของ Kautitas (1988)	สูตรของ Watanabe(1986)
SCB-2D v2	-แบบ 2 มิติ โดยวิธีเชิงตัวเลข	ไม่มี	สมการความสัมพันธ์ของอัตราการเคลื่อนตัวของตะกอนกับพลังงานคลื่นแตกตัว	สูตรของ Watanabe(1986)
SCB-2D v3	-แบบ 2 มิติ โดยวิธีการสร้างแผนภูมิการหักเห	ไม่มี	สมการความสัมพันธ์ของอัตราการเคลื่อนตัวของตะกอนกับพลังงานคลื่นแตกตัว	สูตรของ Watanabe(1986)
SCB-2D v3	-แบบ 2 มิติ โดยวิธีการสร้างแผนภูมิการหักเห	ไม่มี	สมการความสัมพันธ์ของอัตราการเคลื่อนตัวของตะกอนกับพลังงานคลื่นแตกตัว	สมการการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งใน 2 มิติ



รูป 3-1 ลักษณะเริ่มต้นของแบบจำลอง



รูป 3-2 การแบ่งพื้นที่การคำนวณค่า K_d เนื่องจากคลื่นเข้ากระทำทางซ้ายและขวา

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

5) ตรวจสอบการแตกตัวของคลื่นโดยใช้ดัชนีการแตกตัว ดังสมการ 3-3

$$\frac{K_d \cdot K_r \cdot K_s \cdot H_o}{d} < \gamma \qquad \text{.....(3-3)}$$

โดย γ คือ ดัชนีการแตกตัว (breaking index) กำหนดให้เท่ากับ 0.78

d คือ ความลึกน้ำ

H คือ ความสูงคลื่นในน้ำลึก

เมื่อตรวจสอบแล้วยังไม่เกิดการแตกตัว ก็จะทำการลดค่าความลึกน้ำ (d) ลงแล้วกลับไปทำในขั้นตอนแรกจนถึงจุดที่คลื่นแตกตัว จะทำให้ทราบค่าความสูงคลื่นแตกตัว (H_b) ความลึกคลื่นแตกตัว (d_b) และมุมคลื่นแตกตัว (θ_b)

3.2.2 <u>แบบจำลองคลื่นใน 2 มิติโดยวิธีการเชิงตัวเลข</u>

การคำนวณในส่วนนี้ทำการคำนวณใน 2 มิติ ตามแกน XY โดยแบ่งแยกการคำนวณออกเป็น 2 ส่วน คือ การคำนวณการหักเหและการเปลี่ยนแปลงท้องน้ำ กับการคำนวณการกกระจายคลื่น การคำนวณการหักเหและการเปลี่ยนแปลงท้องน้ำ โดยใช้หลักการสมการอนุรักษ์คลื่น (conservation wave equation) แบบ 2 มิติ ตามแกน XY โดยใช้พื้นฐานการคำนวณคลื่นที่เข้าและออกจากพื้นที่ (Dean และ Dalrymple, 1984) และหลักการอนุรักษ์พลังงาน (Perlin และ Dean,1983) ดังสมการ 2-7 และ 2-8

$$\frac{\partial(k\sin\theta)}{\partial x} - \frac{\partial(k\cos\theta)}{\partial y} = 0 \qquad \text{..... (2-7)}$$

$$\frac{\partial(EC_g\sin\theta)}{\partial x} + \frac{\partial(EC_g\cos\theta)}{\partial y} = 0 \qquad \text{..... (2-8)}$$

เมื่อ C_g คือ ความเร็วกลุ่มคลื่น

θ คือ มุมของคลื่นที่เข้ากระทำต่อชายฝั่ง

k คือ จำนวนคลื่น (wave number) $= \frac{2\pi}{L}$

L คือ ความยาวคลื่น (wave length)

E คือ พลังงานคลื่น (wave energy) $= \frac{1}{8}\rho g H^2$

ซึ่งรายละเอียดการคำนวณจะแสดงรายละเอียดดังภาคผนวก ข.1.2

ส่วนการคำนวณในส่วนของการกกระจายของคลื่น ทำการคำนวณค่า K_d จากคลื่นที่เข้ากระทำทั้ง 2 ดังรูป 3-2 โดยคลื่นที่เข้ากระทำแต่ละข้าง (ทางซ้าย, ทางขวา) จะให้ค่า K_d แก่จุดการคำนวณทุกๆ

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

จุดทั้ง 2 ข้าง (K_{dL}, K_{dR}) ซึ่งค่า K_d ที่เกิดขึ้นจากแต่ละข้างนี้คำนวณโดยการประมาณจากตารางของ Wiegel (1962) แล้วนำผลของค่า K_d ทั้ง 2 ข้างมารวมกันเป็น K_d ณ จุดนั้น

สำหรับการคำนวรการแตกตัวก็ใช้วิธีการตรวจสอบค่าดัชนีการแตกตัว (γ) ดังสมการ 3-3

3.2.3 <u>แบบจำลองคลื่นโดยวิธีการสร้างแผนภูมิการหักเห</u>

การคำนวณในแบบจำลองคลื่นโดยวิธีการนี้ มุ่งเน้นที่จะสร้างแผนภูมิการหักเห (refraction diagram) จากจุดคำนวณ (node) ที่มีความลึกมากไปยังจุดที่มีความลึกน้อยกว่า ดังรูป 3-3 เพื่อหาค่าสัมประสิทธิ์การหักเห (K_r) สัมประสิทธิ์ความลาดชันท้องน้ำ (K_s) และสัมประสิทธิ์การกระจาย (K_d) ที่เปลี่ยนไปในแต่ละจุดการคำนวณ ซึ่งจะสามารถคำนวณความสูงคลื่น (H) และมุมของคลื่น (θ) ในแต่ละจุดการคำนวณได้

โดยรายละเอียดการคำนวณแสดงดังภาคผนวก ข.1.3

3.3 แบบจำลองกระแสน้ำ

แบบจำลองกระแสน้ำ (current model) นี้ใช้สำหรับการคำนวณความเร็วของกระแสน้ำชายฝั่งอันเป็นผลเนื่องจากการเหนี่ยวนำของคลื่น (wave induced current) โดยในแบบจำลองนี้แบ่งการคำนวณเป็น 2 ส่วน คือ การคำนวณรังสีความเค้น (radiation stress) และการคำนวณความเร็วของกระแสน้ำ (current velocity)

3.3.1 <u>สมการที่ใช้คำนวณ</u>

1) การคำนวณรังสีความเค้น ทำการคำนวณรังสีความเค้นในตำแหน่งการคำนวณ (node) ต่างๆ ซึ่งมีสมการ ดังสมการ 2-13 ถึง 2-15 โดยเมื่อประยุกต์ใช้กับทฤษฎีคลื่นความสูงน้อย ค่ารังสีความเค้นสามารถจัดรูปใหม่ได้ดังสมการ 3-4

$$\left.\begin{aligned} S_{xx} &= \frac{gH^2}{16}\left(2n-1+n\cos^2\grave{e}\right) \\ S_{xy} &= \frac{gH^2\, n\sin(2\theta)}{16} \\ S_{yy} &= \frac{gH^2}{16}\left(2n-1+n\sin^2\theta\right) \end{aligned}\right\} \quad (3\text{-}4)$$

เมื่อ S_{xx}, S_{xy}, S_{yy} คือ รังสีความเค้น (radiation stress)

H คือ ความสูงคลื่น

θ คือ มุมของคลื่นที่ทำกับแกน X

2) การคำนวณกระแสน้ำ ใช้สมการพื้นฐานโดยการจัดรูปจากสมการต่อเนื่อง (continuity equation) และสมการโมเมนตัม (momentum equation) ในแกน XY ดังสมการ 3-5 ถึง 3-7

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{\partial UZ}{\partial x} + \frac{\partial VZ}{\partial y} = 0 \quad \text{..... (3-5)}$$

$$\frac{\partial U}{\partial t} + g\frac{\partial \eta}{\partial x} + R_x + F_x = 0 \quad \text{..... (3-6)}$$

$$\frac{\partial V}{\partial t} + g\frac{\partial \eta}{\partial y} + R_y + F_y = 0 \quad \text{..... (3-7)}$$

เมื่อ $R_x = \frac{1}{\rho z}\left(\frac{\partial S_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial S_{xy}}{\partial y}\right)$

$R_y = \frac{1}{\rho z}\left(\frac{\partial S_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial S_{yy}}{\partial y}\right)$

$F_x = \frac{\tau_{bx}}{\rho z}$

$F_y = \frac{\tau_{by}}{\rho y}$

η คือ ระดับน้ำเฉลี่ยเนื่องจากการเคลื่อนที่ขึ้นลง

z คือ ความลึกน้ำทั้งหมด (ความลึกน้ำปกติ+η)

U,V คือ ความเร็วกระแสน้ำในแกน X,Y

τ_{bx}, τ_{by} คือ ความเค้นเฉือนเนื่องจากท้องน้ำในแนวแกน XY (bottom shearing stress)

3.3.2 <u>ขั้นตอนการคำนวณ</u>

การคำนวณกระแสน้ำมีขั้นตอนดังนี้

1. กำหนดค่าเริ่มต้นของตัวแปรให้เท่ากับ 0 แล้วคำนวณค่า S_{xx}, S_{xy}, S_{yy}
2. กำหนด Boundary Condition คือให้อัตราการเปลี่ยนแปลงที่ขอบเป็น 0

   นั่นคือ $x_{i,1} = x_{i,2}$; $x_{1,j} = x_{2,j}$; $x_{im,j} = x_{im-1,j}$ [x แทนตัวแปรที่ใช้กำหนด]
3. จากสมการ 3-5 : หาค่า η
4. จากสมการ 3-6 : คำนวณค่า U

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

5. จากสมการ 3-7 : คำนวณค่า V
6. กำหนด Boundary ของ U, V
7. ทำการคำนวณค่า η ซ้ำข้อ 3. จำนวน 20 ครั้ง เพื่อให้ได้ค่าที่ถูกต้อง
8. ทำการตรวจสอบความคลาดเคลื่อนของผลรวมความเร็วของกระแสน้ำในแต่ละจุด โดยผลความแตกต่างต้องไม่เกิน 0.1% จากความคลาดเคลื่อนเดิม ถ้าเกินให้กลับไปทำข้อ 3 ใหม่

ดังแสดงรายละเอียดในภาคผนวก ข.2

3.4 แบบจำลองอัตราการเคลื่อนตัวของตะกอน

แบบจำลองอัตราการเคลื่อนตัวของตะกอนชายฝั่ง (sediment transport model) คำนวณอัตราการเคลื่อนตัวของตะกอนชายฝั่ง ซึ่งมีการประยุกต์ใช้กับสมการ 3 แบบ คือ

3.4.1 สมการอัตราการเคลื่อนตัวของตะกอนโดย Ozasa และ Brampton (1980)

สมการของ Ozasa และ Brampton นี้ใช้คุณสมบัติต่างๆ ของการแตกตัวของคลื่น คือความสูงคลื่นแตกตัวและมุมคลื่นแตกตัว ดังสมการ 2-19 ถึง 2-21

$$Q = \left(H^2 C_g\right)_b \left(a_1 \sin 2\theta_{bs} - a_2 \cos\theta_{bs} \frac{\partial H_b}{\partial x} \right) \quad \text{..... (2-19)}$$

เมื่อ

$$a_1 = \frac{K1}{16\left(\frac{\rho_s}{\rho}-1\right)(1-\lambda)(1.416)^{5/2}} \quad \text{..... (2-20)}$$

$$a_2 = \frac{K2}{8\left(\frac{\rho_s}{\rho}-1\right)(1-\lambda)\tan\beta(1.416)^{5/2}} \quad \text{..... (2-21)}$$

K1,K2 = สัมประสิทธิ์การเคลื่อนตัวของตะกอน (transport parameters)

$\tan\beta$ = ความชันท้องน้ำเฉลี่ย (average beach slope)

3.4.2 สมการอัตราการเคลื่อนตัวของตะกอนโดย Kautitas (1988)

โดยสมการของ Kautitas (1988) นี้ อัตราการเคลื่อนตัวของตะกอนจะสัมพันธ์กับความเร็วของกระแสน้ำชายฝั่ง ดังสมการ 2-22

$$Q = \frac{0.05U\tau_{cw}^{2}CH}{\rho^{2}g^{5/2}\Delta\rho^{2}D_{50}} \quad \text{..... (2-22)}$$

เมื่อ U คือ ความเร็วของกระแสน้ำเฉลี่ย

CH คือ สัมประสิทธิ์ของ Chezy (Chezy friction coefficient) $= 18\log\left(\frac{12d}{k_s}\right)$

k_s คือ สัมประสิทธิ์ความขรุขระท้องน้ำ (bed roughness)

$\Delta\rho$ คือ ความหนาแน่นของตะกอนสัมพัทธ์ (relative density of sand) $= \frac{\rho_s - \rho}{\rho}$

D_{50} คือ ขนาดตะกอนเฉลี่ย (Mean grain diameter)

τ_{cw} คือ ความเค้นเฉือนที่ท้องน้ำเนื่องจากคลื่นและกระแสน้ำ $= \tau_c\left[1+\frac{1}{2}\left(\frac{k\hat{U}_b}{U}\right)^2\right]$

τ_c คือ ความเค้นเฉือนที่ท้องน้ำเนื่องจากกระแสน้ำ $= \rho g U^2/CH^2$

$\hat{U}_b$ คือ ความเร็วของคลื่น ณ ท้องน้ำ $= H\sqrt{g/d}$

k คือ สัมประสิทธิ์ความขรุขระสัมพัทธ์ $= CH\sqrt{f_w/2g}$

f_w คือ สัมประสิทธิ์ความเสียดทาน ณ ท้องน้ำ (bed friction coefficient)

3.4.3 <u>สมการอัตราการเคลื่อนตัวของตะกอนจากความสัมพันธ์ของพลังงานคลื่น</u>

สมการลักษณะนี้อัตราการเคลื่อนตัวของตะกอนจะสัมพันธ์ของพลังงานคลื่น ดังสมการ 3-8

$$Q = aE^{x} \quad \text{..... (3-8)}$$

จาก US.CERC (1984) เสนอสมการที่สัมพันธ์กับพลังงานคลื่น ดังสมการ 3-9

$$Q = aH_b^2 \sin 2\theta_{bs} \quad \text{..... (3-9)}$$

เมื่อ a คือ พารามิเตอร์ปรับแก้อัตราการเคลื่อนตัวของตะกอน

รายละเอียดของแบบจำลองอัตราการเคลื่อนตัวของตะกอนโดยใช้กับสมการทั้ง 3 แบบ ในภาคผนวก ข.3

3.5 แบบจำลองการเปลี่ยนแปลงชายฝั่ง

หลักการคำนวณในส่วนนี้ใช้หลักการของสมดุลมวล (mass balance) ดังสมการ 3-10

$$Q_{input} - Q_{output} = \frac{\Delta storage}{\Delta t} \quad \text{..... (3-10)}$$

จากหลักการดังกล่าวได้มีการจัดรูปสมการในหลายอย่าง คือ

3.5.1 <u>ทฤษฎี One-line</u>

ทฤษฎี One-line ที่เป็นการคำนวณชายฝั่งแบบ 1 มิติ ดังสมการ 3-11

$$\frac{\partial y}{\partial t} + \frac{1}{z}\frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad \text{..... (3-11)}$$

เมื่อ y คือ ตำแหน่งของชายฝั่งทะเลในแต่ละแถบการคำนวณ (strip)

x คือ ตำแหน่งของแถบการคำนวณ

z คือ ความลึกในแนวแกน Z

3.5.2 <u>สมการการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งใน 2 มิติ</u>

จากการพิจารณาการเปลี่ยนแปลงใน 2 มิติ ดังรูป 3-4 จะได้ว่า

$$\frac{\partial z}{\partial t} + \frac{\partial Q_x}{\partial x} + \frac{\partial Q_y}{\partial y} = 0 \quad \text{..... (3-12)}$$

เมื่อ Q_x, Q_y คือ อัตราการเปลี่ยนแปลงตะกอนในแนวแกน X,Y

z คือ ความลึกน้ำ

3.5.3 <u>สมการการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งของ Watanabe (1986)</u>

สมการของ Watanabe (1986) นี้ ได้พิจารณาถึงผลของการเคลื่อนตัวของตะกอน เนื่องจากความลาดชันที่เปลี่ยนแปลงไปของท้องน้ำใน 2 มิติ จึงทำการเพิ่มพจน์ของ nonlinear เข้าไปในสมการ 3-12 ด้วยสมการ 3-13

$$\frac{\partial z}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}(Q_x - \varepsilon_q |Q_x| \frac{\partial z}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial y}\left(Q_y - \varepsilon_q |Q_y| \frac{\partial z}{\partial y} \right) = 0 \quad \text{..... (3-13)}$$

เมื่อ ε_q = ค่าคงที่สำหรับการปรับแก้ สำหรับการศึกษานี้ให้มีค่าเท่ากับ 1

3.6 การพัฒนาแบบจำลอง

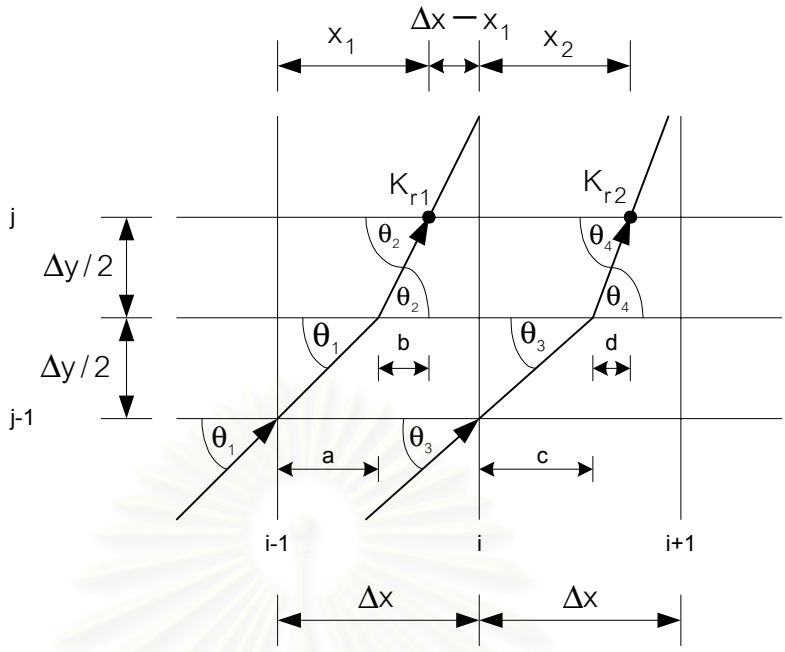
การพัฒนาแบบจำลองการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งระหว่างเขื่อนกันคลื่นแยก ทั้ง 5 แบบนี้ แสดงรายละเอียดของแบบจำลองย่อยต่างๆ ดังตาราง 3-2 และได้มีการทดสอบ ดังตาราง 3-3 ทำให้เกิดการพัฒนาปรับปรุงเปลี่ยนแปลงในแบบจำลองต่างๆ ดังนำเสนอต่อไป

3.6.1 <u>แบบจำลองการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งระหว่างเขื่อนกันคลื่นแยกในระบบวิเคราะห์ 1 มิติ</u>

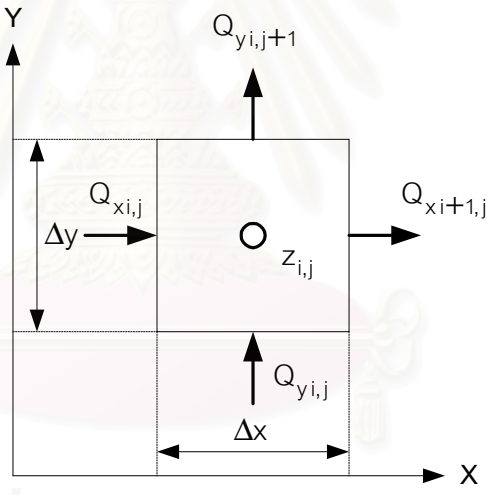
แบบจำลอง SCB-1D นี้มีการคำนวณต่างๆ ในระบบการวิเคราะห์แบบ 1 มิติ โดยมีผังการคำนวณแสดงดังรูป 3-5 โดยผลลัพธ์ที่ได้จากการทดสอบ ดังเช่นตัวอย่างในกรณี H_0 = 3 เมตร, θ_0 = 30°, T = 8 sec ดังรูป 3-6 พบว่าในส่วนบริเวณเหนือน้ำ (upcoast side) มีการทับถมและเพิ่มขึ้นเรื่อยๆ ตามช่วงเวลา โดยจะมีการเปลี่ยนแปลงอย่างรวดเร็วในช่วงแรก ส่วนในด้านท้ายน้ำ (downcoast side) พบว่าไม่มีการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งใดๆ เกิดขึ้น ยกเว้นบริเวณขอบเขต (boundary)

จากผลการทดสอบดังกล่าวสามารถสรุปและวิเคราะห์ผลการใช้แบบจำลอง SCB-1D ได้ดังนี้

1) การเปลี่ยนแปลงที่มีการทับถมอย่างมากในบริเวณเหนือน้ำ และไม่มีการเปลี่ยนแปลงอย่างใดในบริเวณท้ายน้ำ มีสาเหตุจากการคำนวณของการเปลี่ยนแปลงชายฝั่ง โดยใช้หลักการ One-line ที่พิจารณาเฉพาะการตกตะกอนเพียงอัตราการเคลื่อนตัวเข้าและออก (Q_{in} และ Q_{out}) ในแต่ละแถบการคำนวณ โดยเมื่อมี Q_{in} มากกว่า Q_{out} ผลที่ได้จะเป็นการทับถมดังเช่นในบริเวณเหนือน้ำ และถ้า Q_{in} เท่ากับ Q_{out} ก็จะไม่มีการเปลี่ยนแปลงใดๆ ดังที่เป็นในบริเวณท้ายน้ำ
2) การเปลี่ยนแปลงชายฝั่งโดยใช้ทฤษฎี One-line นี้ คลื่นจะมีอิทธิพลต่อการเปลี่ยนแปลงเป็นอย่างมาก เนื่องจากคลื่นเป็นปัจจัยหลักอันเดียวที่กำหนดอัตราการเคลื่อนตัวของตะกอน ดังนั้นการคำนวณความสูงคลื่นแตกตัวจึงมีความสำคัญต่อการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งเป็นอย่างมาก โดยในการคำนวณในแบบจำลองนี้การคำนวณค่า K_d โดยแบ่งเป็น 2 ส่วนนั้น ทำให้ค่า K_d ของ 2 บริเวณไม่ต่อเนื่อง จึงเป็นผลให้การคำนวณความสูงคลื่นของทั้ง 2 บริเวณ (พื้นที่ทางซ้าย และพื้นที่ทางขวา) มีเปลี่ยนแปลงไม่เหมือนกัน และเป็นผลให้บริเวณรอยต่อมีลักษณะการเปลี่ยนแปลงที่ฉับพลัน ดังรูป 3-6 ซึ่งเป็นรูปร่างที่ไม่เป็นจริงในธรรมชาติ
3) ในช่วงเวลาการคำนวณเริ่มแรก (t= 6 hrs.) ดังรูป 3-6 พบว่ามีการเปลี่ยนแปลงที่ผิดปกติอยู่ 2 บริเวณคือ บริเวณที่เป็นรอยต่อของบริเวณอับคลื่น และบริเวณด้านหลัง เกิดการกัดเซาะ ซึ่งอาจเป็นผลจากการคำนวณค่า K_d หรือเป็นผลจากเสถียรภาพในการคำนวณ (stability) ที่ใช้วิธีการแบบ explicit โดยในกรณีศึกษานี้ใช้ Δx = 50 m. และ Δt = 6 hrs.



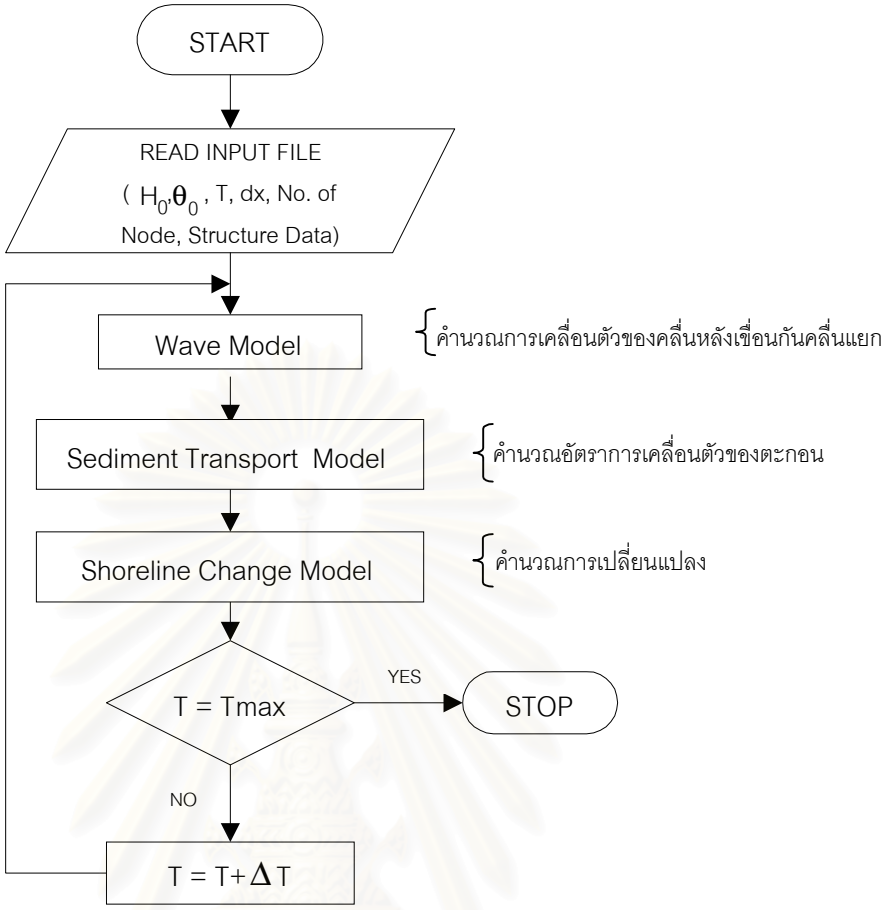
รูป 3-3 การคำนวณการหักเหของคลื่นโดยวิธีการสร้างแผนภูมิการหักเห



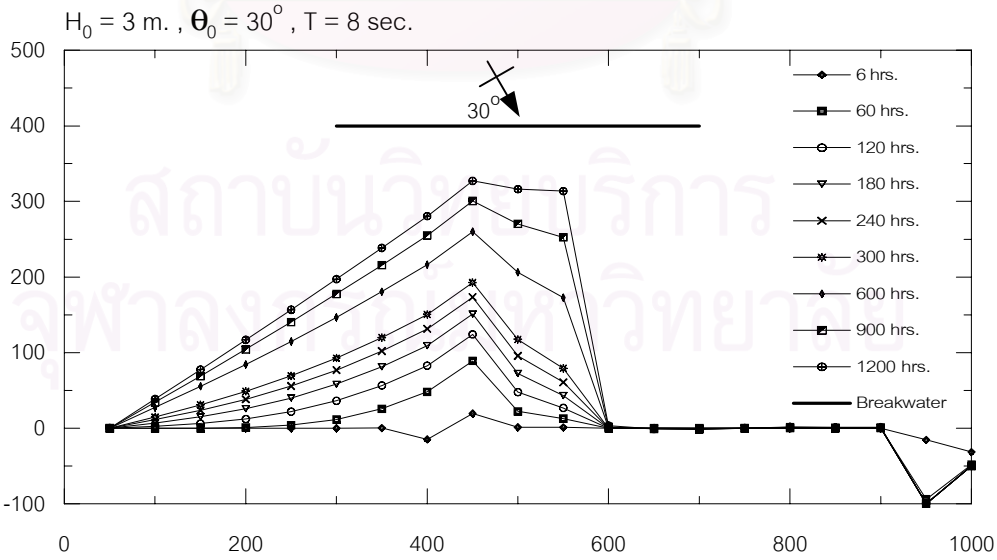
รูป 3-4 การคำนวณการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งใน 2 มิติ

ตาราง 3-3 กรณีทดสอบแบบจำลอง SCB

มุมของคลื่นที่เข้ากระทำต่อชายฝั่ง (θ_0, องศา)	0, 30, 60
ความสูงคลื่นในน้ำลึก (H_0 , เมตร)	1, 2, 3
คาบเวลาของคลื่น (T, วินาที)	6, 8, 10
ขนาดของตะกอน (D_{50}, มิลลิเมตร)	0.5



รูป 3-5 ผังการคำนวณของแบบจำลอง SCB-1D , SCB-2D v2, SCB-2D v3 และ SCB-2D v4



รูป 3-6 ตัวอย่างผลการคำนวณชายฝั่งของแบบจำลอง SCB –1D ณ. เวลาต่างๆ

3.6.2 แบบจำลองการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งระหว่างเขื่อนกันคลื่นแยกในระบบวิเคราะห์ 2 มิติ แบบที่ 1

จากผลการคำนวณในแบบจำลอง SCB-1D พบว่าผลที่ได้มีผลการเปลี่ยนแปลงที่ฉับพลัน ดังนั้น จึงทำการเปลี่ยนแปลงระบบวิเคราะห์เป็นแบบ 2 มิติตามแกน XY โดยทำการเปลี่ยนแปลงจากแบบจำลอง SCB-1D ดังนี้

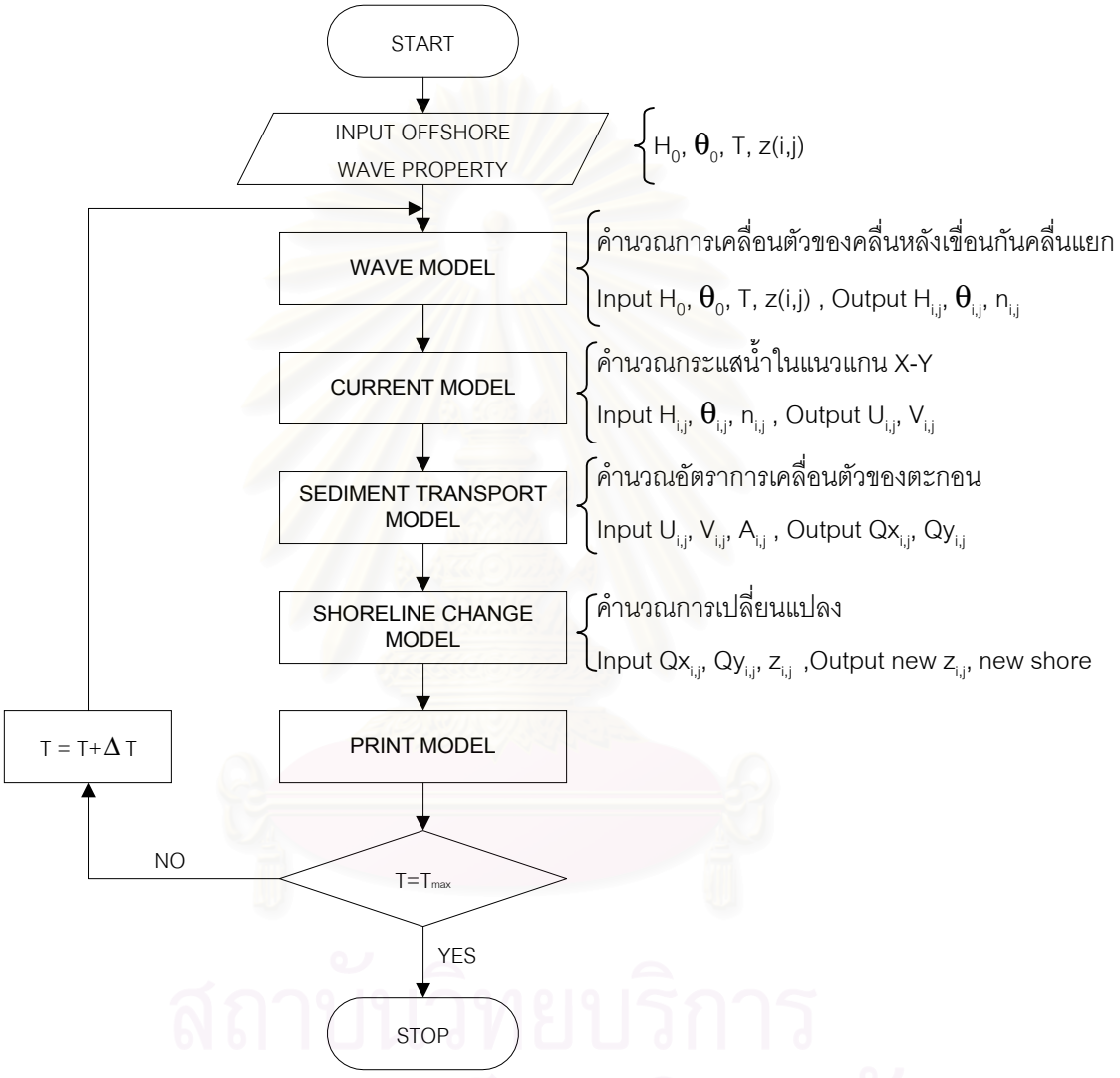
1) แบบจำลองคลื่นใช้แบบจำลองคลื่นใน 2 มิติ โดยวิธีการเชิงตัวเลข ซึ่งมีการปรับแก้วิธีการคำนวณค่า K_d เพื่อลดผลของความไม่ต่อเนื่องของการแบ่งพื้นที่ โดยใช้เป็นผลรวมของ K_d ที่คำนวณจากมุมของคลื่นทั้ง 2 ฝั่ง
2) เพิ่มแบบจำลองกระแสน้ำเข้าไปในการคำนวณด้วย เพื่อพิจารณาผลให้ละเอียดยิ่งขึ้น
3) เนื่องจากสามารถคำนวณความเร็วกระแสน้ำน้ำได้จึงเปลี่ยนการคำนวณอัตราการเคลื่อนตัวของตะกอนจากผลของความสูงคลื่นแตกตัวและมุมของคลื่นเป็นผลจากความเร็วของกระแสน้ำโดยใช้สูตรของ Kautitas (1988) แทน
4) เนื่องจากแบบจำลองนี้ใช้การวิเคราะห์แบบ 2 มิติ จึงใช้การคำนวณการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งด้วยสมการของ Watanabe (1986) ซึ่งมีผลของการเคลื่อนตัวของตะกอนเนื่องจากความลาดชันท้องน้ำรวมด้วย

โดยผังการคำนวณของแบบจำลองนี้แสดงดังรูป 3-7 โดยการทดสอบแบบจำลองพบว่าการคำนวณในแบบจำลองนี้ ในส่วนของการคำนวณกระแสน้ำจำเป็นต้องใช้วิธีการ trial and error โดยวนการคำนวณจนผลที่ได้มีความคลาดเคลื่อนน้อยมาก (น้อยกว่า 0.1%) และจากการทดสอบปรากฏว่าการคำนวณในส่วนของการ trail and error นี้ ให้ผลการคำนวณที่มีลักษณะลู่ออก ตั้งแต่เริ่มคำนวณเมื่อขยายค่าความคลาดเคลื่อนมากขึ้นจนผลการคำนวณมีการลู่เข้า (convergence) พบว่าเกิดผลการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งที่ผิดปกติ คือ เกิดเป็นลักษณะของหลุมเป็นจุด ๆ ในชายฝั่งทะเล เป็นผลให้การคำนวณในส่วนของแบบจำลองคลื่นเกิดความผิดพลาดในการคำนวณ คือ พจน์ในรากที่สองเป็นลบจึงไม่สามารถคำนวณต่อได้

3.6.3 แบบจำลองการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งระหว่างเขื่อนกันคลื่นแยกในระบบวิเคราะห์ 2 มิติ แบบที่ 2

เนื่องจากการคำนวณในแบบจำลอง SCB-2D v1 พบปัญหาเรื่องการคำนวณในส่วนของแบบจำลองกระแสน้ำ ดังนั้นในแบบจำลอง SCB-2D v2 นี้ จึงมีการเปลี่ยนแปลงจากแบบจำลอง SCB-2D v1 ดังนี้

1) ตัดการคำนวณในส่วนของแบบจำลองกระแสน้ำออกจากการคำนวณ



รูป 3-7 ผังการคำนวณของแบบจำลอง SCB-2D v1

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

2) เนื่องจากไม่พิจารณาผลของกระแสน้ำแล้ว ดังนั้น การหาอัตราการเคลื่อนตัวของตะกอนจึงเปลี่ยนไปใช้สมการความสัมพันธ์ของอัตราการเคลื่อนตัวของตะกอนกับพลังงานคลื่นแตกตัวแทน

โดยผังการคำนวณของแบบจำลองนี้จึงเหมือนกับผังการคำนวณของแบบจำลอง SCB-1D ดังรูป 3-5

จากการทดสอบแบบจำลอง SCB-2D v2 พบว่าแบบจำลอง SCB-2D v2 นี้ใช้การคำนวณคลื่นที่แยกการคำนวณ ผลของการกระจายออกจากกัน ทำให้บริเวณที่เป็นรอยต่อของบริเวณอับคลื่นหลังเขื่อนกันคลื่น (shadow area) กับพื้นที่ปกติมีความแตกต่าง K_d กันมาก ทำให้บริเวณรอยต่อนี้มีตำแหน่งที่คลื่นแตกตัวต่างกัน โดยผลความแตกต่างกันนี้ทำให้การเปลี่ยนแปลงสภาพท้องน้ำเกิดการนูนขึ้นอย่างกระทันหัน ส่งผลต่อการคำนวณของแบบจำลองคลื่น เช่นเดียวกับในแบบจำลอง SCB-2D v1 จึงไม่สามารถคำนวณต่อได้

3.6.4 <u>แบบจำลองการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งระหว่างเขื่อนกันคลื่นแยกในระบบวิเคราะห์ 2 มิติ แบบที่ 3</u>

เนื่องจากการคำนวณคลื่นในแบบจำลอง SCB-2D v2 โดยใช้วิธีการเชิงตัวเลข พบปัญหาที่เกี่ยวข้องทางการคำนวณที่ไม่สามารถปรับแก้ได้ จึงทำการปรับปรุงเปลี่ยนแปลงแบบจำลองคลื่นจากที่ใช้แบบจำลองคลื่นใน 2 มิติ โดยวิธีการเชิงตัวเลขเป็นแบบจำลองคลื่น โดยวิธีสร้างแผนภูมิการหักเหแทน โดยทำการคำนวณคลื่นเข้าทางซ้ายและขวา ดังรูป 3-2 โดยพิจารณาคำนวณทีละข้าง โดยผลการคำนวณนี้ให้ค่าความสูงคลื่นและมุมในแต่ละจุดคำนวณ เนื่องจากคลื่นทั้ง 2 ฝั่ง (H_L, H_R, θ_L, θ_R) จากนั้นนำความสูงคลื่นทั้ง 2 มารวมกันแบบเวกเตอร์ ดังสมการ 3-14 ถึง 3-17

$$H = \sqrt{H_x^2 + H_x^2} \quad \text{..... (3-14)}$$

$$H_x = H_L \cos\theta_L + H_R \cos\theta_R \quad \text{..... (3-15)}$$

$$H_y = H_L \sin\theta_L + H_R \sin\theta_R \quad \text{..... (3-16)}$$

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{H_y}{H_x}\right) \quad \text{..... (3-17)}$$

เมื่อ H_x คือ ความสูงคลื่นในแนวแกน X

H_y คือ ความสูงคลื่นในแนวแกน Y

H_L คือ ความสูงคลื่นเนื่องจากคลื่นเข้ากระทำจากฝั่งซ้าย

H_R คือ ความสูงคลื่นเนื่องจากคลื่นเข้ากระทำจากฝั่งขวา

θ_L คือ มุมของคลื่นเนื่องจากคลื่นเข้ากระทำจากชายฝั่งซ้าย

θ_R คือ มุมของคลื่นเนื่องจากคลื่นเข้ากระทำจากชายฝั่งขวา

เมื่อได้ความสูงคลื่น (H) และมุมของคลื่น (θ) ในแต่ละจุดการคำนวณแล้ว นำไปตรวจสอบเงื่อนไขการแตกตัว ดังสมการ 3-3

จากการทดสอบแบบจำลอง พบว่าผลการรวมคลื่นโดยใช้วิธีเวกเตอร์นั้น จะส่งผลให้มุมของคลื่นที่เกิดขึ้นมีทิศทางไม่ถูกต้อง โดยเฉพาะบริเวณที่อยู่นอกบริเวณอับคลื่น เช่น ในกรณีคลื่นเข้ากระทำในแนวตั้งฉากกับชายฝั่ง ดังรูป 3-8 พบว่าบริเวณนอกบริเวณอับคลื่นนั้นมีผลลัพธ์ของคลื่นทิศทางออกจากบริเวณอับคลื่น

3.6.5 <u>แบบจำลองการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งระหว่างเขื่อนกันคลื่นแยกในระบบวิเคราะห์ 2 มิติ แบบที่ 4</u>

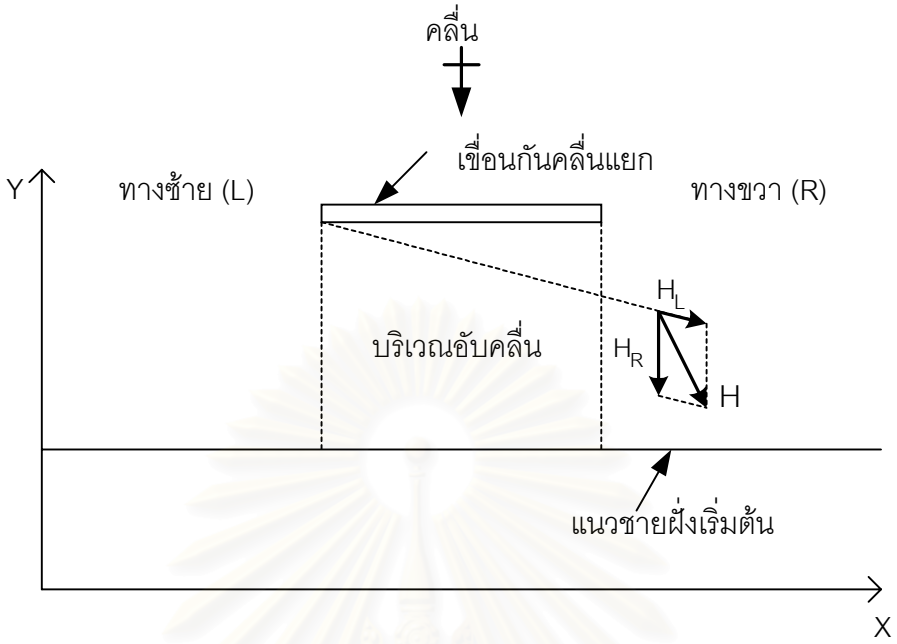
เนื่องจากการคำนวณคลื่นในแบบจำลอง SCB-2D v3 พบกับปัญหาการคำนวณคลื่น โดยการนำความสูงคลื่นมารวมกันแบบเวกเตอร์ซึ่งไปถูกต้องจึงทำการปรับเปลี่ยนดังนี้

1) แบบจำลองคลื่นใช้วิธีการคำนวณโดยการสร้างแผนภูมิการหักเห เช่นเดียวกันแต่ผลที่ได้เป็นความสูงคลื่นนั้นไม่ได้นำไปรวมกันแบบเวกเตอร์ แต่จะนำความสูงคลื่นและมุมของคลื่นทั้ง 2 ฝั่ง (H_L, H_R, θ_L, θ_R) ไปคำนวณหาอัตราการเคลื่อนตัวของตะกอนจากคลื่นทั้ง 2 ข้างแทนแล้วค่อยรวมผลของอัตราการเคลื่อนตัวของตะกอนจากคลื่นทั้ง 2 ข้าง ตามแกน XY เป็น Q_x, Q_y เพื่อใช้ในการเปลี่ยนแปลงต่อไป

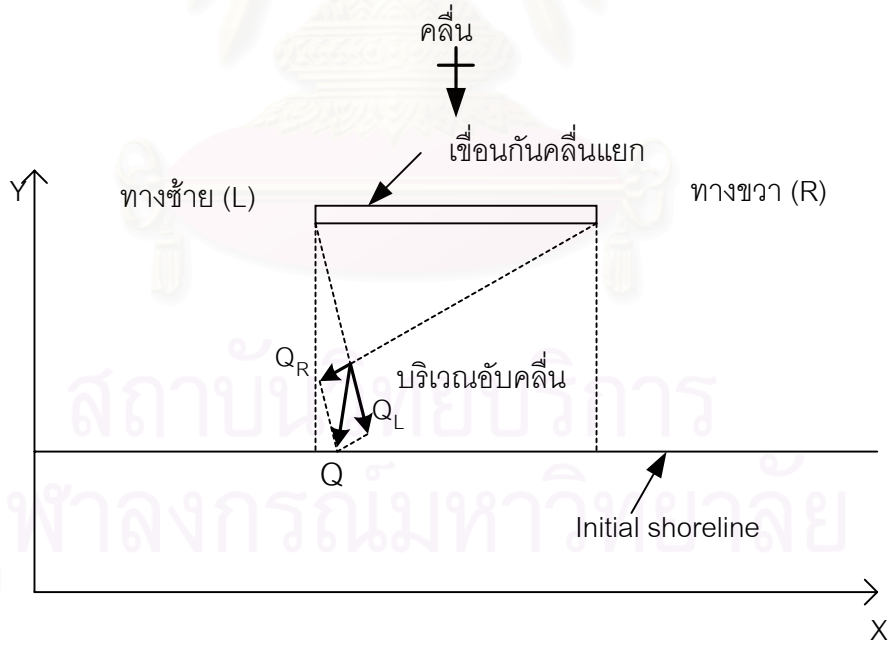
2) สำหรับแบบจำลองการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งได้ใช้รูปแบบการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งใน 2 มิติแทนสมการของ Watanabe (1966) เพื่อลดผลการเปลี่ยนแปลงความลึกในส่วนที่เป็นเทอมของ non-linear เนื่องจากพจน์นี้ส่งผลต่อเสถียรภาพ (stability) ของการคำนวณ

ผลการทดสอบแบบจำลอง SCB-2Dv4 นี้พบว่า

1) ในกรณีที่มุมที่เข้ากระทำเป็น 0° เกิดการกัดเซาะในบริเวณอับคลื่น เนื่องจากการคำนวณอัตราการเคลื่อนที่ของตะกอนที่เป็นผลจากคลื่นเข้ามา 2 ทิศทาง ดังรูป 3-9 ทำให้ทิศทางการเคลื่อนตัวของตะกอนทรายมีลักษณะวิ่งออกจากบริเวณอับคลื่น ดังนั้นในบริเวณนี้จึงถูกกัดเซาะ



รูป 3-8 การคำนวณทิศทางคลื่นนอกบริเวณอับคลื่น กรณีมุมของคลื่นเข้ากระทำตั้งฉากกับชายฝั่ง



รูป 3-9 การคำนวณอัตราการเคลื่อนตัวของตะกอนในบริเวณอับคลื่น กรณีมุมของคลื่นเข้ากระทำตั้งฉากกับชายฝั่ง

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

2) บริเวณรอยต่อของบริเวณอับคลื่น ค่าของ K_d จะแตกต่างกันมากทำให้บริเวณนี้มีความสูงคลื่นแตกตัวที่แตกต่างกัน ถ้ากำหนดค่าพารามิเตอร์ในการปรับแก้อัตราการเคลื่อนตัวของตะกอน (ค่า a ในสมการ 3-9) มากจะส่งผลให้เกิดการเปลี่ยนแปลงสภาพท้องน้ำอย่างฉับพลัน ซึ่งก็จะมีผลต่อการคำนวณต่อไป

3.7 บทสรุป

การพัฒนาแบบจำลองการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งระหว่างเขื่อนกันคลื่นแยกได้ทำการพัฒนาแบบจำลองขึ้นทั้งหมด 5 แบบ ซึ่งมีทั้งการคำนวณวิเคราะห์ใน 1 มิติ และ 2 มิติ โดยมีส่วนประกอบเป็นแบบจำลองย่อยทั้งสิ้น 4 ชนิด อันได้แก่แบบจำลองคลื่น (wave model) คำนวณการเคลื่อนตัวของคลื่น แบบจำลองกระแสน้ำ (current model) คำนวณความเร็วกระแสน้ำชายฝั่งที่เกิดจากการเหนี่ยวนำของคลื่นแตกตัว แบบจำลองอัตราการเคลื่อนตัวของตะกอน (sediment transport model) คำนวณปริมาณตะกอนที่มีการเคลื่อนตัวในช่วงเวลา และแบบจำลองการเปลี่ยนแปลงชายฝั่ง (shoreline change model) คำนวณการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งจากผลของปริมารตะกอนที่เคลื่อนตัว โดยในแต่ละแบบจำลองย่อยก็ยังมีวิธีการคำนวณที่แตกต่างกันในการเลือกใช้ที่เหมาะสม

3.7.1 แบบจำลอง SCB-1D

แบบจำลอง SCB-1D นี้มีใช้ระบบการคำนวณใน 1 มิติ โดยการคำนวณคลื่นใช้วิธีการคำนวณแบบ trial and error ในการหาคุณสมบัติต่างๆ ของคลื่นแตกตัว และนำคุณสมบัติเหล่านั้นไปคำนวณอัตราการเคลื่อนตัวของตะกอน สำหรับการคำนวณการเปลี่ยนแปลงของตะกอนนั้นคำนวณโดยใช้ทฤษฎี One-line โดยจากการทดสอบแบบจำลอง SCB-1D นี้มีพบข้อผิดพลาดคือ

1) การเปลี่ยนแปลงที่มีการทับถมอย่างมากในบริเวณเหนือน้ำ และไม่มีการเปลี่ยนแปลงอย่างใดในบริเวณท้ายน้ำ มีสาเหตุจากการคำนวณของการเปลี่ยนแปลงชายฝั่ง โดยใช้ทฤษฎี One-line ที่พิจารณาเฉพาะการตกตะกอนเพียงอัตราการเคลื่อนตัวเข้าและออก (Q_{in} และ Q_{out}) ในแต่ละแถบการคำนวณ

2) การคำนวณค่า K_d โดยแบ่งเป็น 2 ส่วนนั้นทำให้ค่า K_d ของ 2 บริเวณไม่ต่อเนื่อง จึงเป็นผลให้การคำนวณความสูงคลื่นของทั้ง 2 บริเวณ (พื้นที่ทางซ้าย และพื้นที่ทางขวา) มีเปลี่ยนแปลงไม่เหมือนกัน และเป็นผลให้บริเวณรอยต่อมีลักษณะการเปลี่ยนแปลงที่ฉับพลัน ทำให้เกิดรูปร่างที่ไม่เป็นจริงในธรรมชาติ

3) ผลของเสถียรภาพในการคำนวณ (stability) ที่มีความสัมพันธ์กับค่าของ Δx และ Δt ที่ใช้ในการคำนวณ ถ้ามีสัดส่วนของ Δt ต่อ Δx มาก อาจทำให้เกิดผลลัพธ์การคำนวณที่ผิดพลาดขึ้นได้ ดังเช่นการเกิดการกัดเซาะขึ้นในบริเวณรอยต่อของบริเวณอับคลื่น

3.7.2 <u>แบบจำลอง SCB-2D</u>

แบบจำลอง SCB-2D นี้มีการคำนวณใน 2 มิติ ตามแกน XY โดยทำการปรับปรุงในส่วนการคำนวณเป็นแบบย่อยๆ 4 แบบ ซึ่งผลการศึกษายังไม่สามารถคำนวณการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งที่เหมาะสมถูกต้องตามสภาพความเป็นจริงในธรรมชาติได้ โดยผลการทดสอบในแบบจำลองต่างๆ พบจุดผิดพลาดดังนี้

1) การพิจารณาผลของการกระจายคลื่นโดยการคำนวณค่า K_d จากการประมาณค่าจากตาราง ส่งผลให้เกิดการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งอย่างฉับพลันในบริเวณรอยต่อของบริเวณอับคลื่นหลังเขื่อนกันคลื่นอยู่ ซึ่งอาจเป็นผลจากตารางที่ใช้มีการตั้งแกนแบบ r-θ ทำให้เกิดผลที่ผิดพลาดจากการประมาณแบบเส้นตรง (linear interpolation) ได้
2) การคำนวณการเคลื่อนตัวของคลื่นที่เข้ากระทำต่อชายฝั่งในบริเวณหลังเขื่อนกันคลื่น ยังไม่สามารถหาผลสรุปที่ถูกต้องได้ โดยผลการคำนวณส่วนนี้ส่งผลถึงการคำนวณในแบบจำลองอัตราการเคลื่อนตัวของตะกอน ทำให้เกิดการเคลื่อนตัวของตะกอนในทิศทางที่ผิดปกติ
3) การคำนวณในส่วนของแบบจำลองกระแสน้ำยังไม่สามารถแก้สมการของแบบจำลองได้
4) การเลือกใช้สมการในแบบจำลองอัตราการเคลื่อนตัวของตะกอนจำเป็นต้องมีการปรับแก้ค่าของพารามิเตอร์ที่กำหนดอัตราการเคลื่อนตัวของตะกอน (ค่า a ในสมการ 3-9) ให้เหมาะสม
5) การคำนวณการเปลี่ยนแปลงท้องน้ำที่ใช้หลักการของสมดุลตะกอนนี้ที่พิจารณาเฉพาะปริมาณตะกอนเข้าและออกในจุดการคำนวณ (Node) ที่เป็นผลจากคลื่นหรือกระแสน้ำเท่านั้น อาจไม่ถูกต้องเพราะจะทำให้เกิดการสะสมของตะกอนในตำแหน่งใดตำแหน่งหนึ่งเพียงอย่างเดียวทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงสภาพชายฝั่งอย่างฉับพลันได้

บทที่ 4

แบบจำลอง GENESIS

แบบจำลอง GENESIS เป็นแบบจำลองคณิตศาสตร์ (mathematical model) ที่ใช้การวิเคราะห์เชิงตัวเลข เพื่อใช้ในการคำนวณการเปลี่ยนแปลงของชายฝั่งทะเลในระยะยาว แบบจำลองชนิดนี้จะวิเคราะห์ปริมาณตะกอนตามช่วงเวลา ภายใต้อิทธิพลจากโครงสร้างป้องกันชายฝั่ง โดยใช้ระบบการคำนวณแบบ 1 มิติ ซึ่งถูกพัฒนาโดย Coastal Engineering Research Center (CERC), Waterways Experiment Station (WES), US Army Corps of Engineers สำหรับในบทนี้จะนำเสนอถึงสมมติฐานของแบบจำลอง GENESIS ส่วนประกอบต่างๆ ที่มีอยู่ในแบบจำลองนี้ รวมถึงสมการพื้นฐานที่ใช้ในแบบจำลอง GENESIS

4.1 สมมติฐานและข้อจำกัด

4.1.1 ความสามารถของแบบจำลอง

แบบจำลอง GENESIS เป็นแบบจำลองที่สามารถประยุกต์ใช้กับการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งทะเลอันเนื่องมาจากโครงสร้างและการจัดการในหลายลักษณะดังนี้

1) สามารถวิเคราะห์ผลกระทบของโครงสร้างชายฝั่งและการจัดการชายฝั่งแบบผสมผสานกันได้ ซึ่งประกอบไปด้วย โครงสร้างคันดักตะกอน (groins) เขื่อนกันทราย (jetties) เขื่อนกันคลื่น (breakwater) การถมหาด (beach fill) และกำแพงกันคลื่น (seawall)
2) สามารถใช้โครงสร้างแบบผสม เช่น โครงสร้างรูปตัว T รูปตัว Y และโครงสร้างคันดักตะกอน
3) การส่งผ่านทรายผ่านโครงสร้างต่างๆ (sand by passing)
4) สามารถรวมผลการเลี้ยวเบนเนื่องจากโครงสร้างต่างๆ เขื่อนกันคลื่นแยก เขื่อนกันทรายและคันดักตะกอน
5) สามารถวิเคราะห์ครอบคลุมพื้นที่ขนาดใหญ่ (1 – 100 กิโลเมตร)
6) สามารถใช้คลื่นกับข้อมูลที่น้ำลึกได้หลากหลาย ทั้งความสูงคลื่น (wave height) คาบเวลาของคลื่น (wave period) และทิศทางคลื่น (wave direction)
7) สามารถใช้ข้อมูลคลื่นนำเข้าจากหลายแหล่งกำเนิดได้
8) สามารถวิเคราะห์การเคลื่อนที่ของตะกอนเนื่องจากคลื่นที่ทำมุมกับชายฝั่ง
9) สามารถส่งผ่านคลื่นผ่านเขื่อนกันคลื่นแยก

4.1.2 สมมติฐานของแบบจำลอง GENESIS

แบบจำลอง GENESIS มีสมมติฐานเบื้องต้นสำหรับการคำนวณการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งทะเลที่สำคัญดังนี้

1) รูปร่างของหน้าตัดชายฝั่ง (beach profile) มีลักษณะเป็นรูปร่างสมดุล
2) ขอบเขตของการเคลื่อนตัวในแนวเข้าและออกจากชายฝั่ง เป็นค่าคงที่
3) ตะกอนทรายที่มีการเคลื่อนที่นั้นเป็นผลมาจากการแตกตัวของคลื่น
4) ไม่พิจารณาผลของกระแสน้ำชายฝั่งเนื่องมาจากผลของโครงสร้างต่างๆ
5) การคำนวณนี้เป็นการวิเคราะห์ผลการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งในระยะยาว

4.1.3 ข้อจำกัดในการคำนวณของแบบจำลอง GENESIS

แบบจำลอง GENESIS นั้นมีข้อจำกัด ดังต่อไปนี้

1) ไม่สามารถคำนวณผลของการสะท้อนกลับของคลื่น (reflection) เนื่องจากโครงสร้าง
2) ไม่สามารถวิเคราะห์การงอกของชายฝั่งแบบ Tombolo (ชายฝั่งที่งอกไปในทะเล) จนถึงเชื่อนกันคลื่นแยก
3) มีข้อจำกัดปลีกย่อยในการวางตำแหน่ง กำหนดรูปร่าง และมุมของโครงสร้างในทะเล
4) ไม่มีการวิเคราะห์ผลกระทบจากการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำทะเล (น้ำขึ้น น้ำลง)
5) ข้อจำกัดอันเนื่องมาจากการใช้ ทฤษฎีพื้นฐานแบบ 1 มิติ

4.2 ส่วนประกอบของแบบจำลอง

แบบจำลอง GENESIS มีการแบ่งส่วนของแบบจำลองออกเป็น 2 ส่วนใหญ่ๆ คือ แบบจำลองคลื่น (wave model) กับแบบจำลองการเคลื่อนตัวของตะกอนและการเปลี่ยนแปลงชายฝั่ง (longshores and transport and shoreline change model) โดยแผนผังการคำนวณของแบบจำลอง GENESIS แสดงดังรูป 4-1

4.2.1 แบบจำลองคลื่น

แบบจำลองคลื่น สามารถแบ่งได้เป็น 2 ส่วนย่อย คือ Internal Wave Model (IWM)และ External Wave Model (EWM) โดยมีลักษณะการทำงานที่จะกล่าวโดยสังเขปต่อไปนี้

Internal Wave Model (IWM) เป็นแบบจำลองที่รวมอยู่ในแบบจำลอง GENESIS มีการจัดระบบการคำนวณแบบเดียวกับ GENESIS ในส่วนของ IWM นี้จะคำนวณการเคลื่อนตัวของคลื่นจาก

น้ำลึก (H_0, θ_0, T) หรือจากตำแหน่งอ้างอิง (reference point) โดยคำนวณต่อจาก External wave model ไปสู่ชายฝั่ง เพื่อหาค่าพารามิเตอร์ต่างๆ ของคลื่นแตกตัว (wave breaking (H_b , θ_b , d_b)) แล้วส่งเป็นข้อมูลนำเข้าไปยังแบบจำลองการเคลื่อนตัวของตะกอน และการเปลี่ยนแปลงชายฝั่ง (longshore sand transport and shoreline change model) ในการคำนวณส่วนนี้จะรวมผลของการหักเหและการกระจายของคลื่น (refraction and diffraction) ที่เกิดจากโครงสร้างป้องกันชายฝั่งเข้าด้วยกัน

External Wave Model (EWM) โดยใช้แบบจำลอง RCPWAVE ซึ่งเป็นแบบจำลองที่อยู่ภายนอกตัว แบบจำลอง GENESIS ใช้สำหรับคำนวณการเคลื่อนตัวของคลื่นจากน้ำลึกมาสู่ตำแหน่งอ้างอิง โดยผลการคำนวณมีความละเอียด และถูกต้องมากกว่าแบบจำลอง IWM เนื่องจากใช้ข้อมูลคลื่นในน้ำลึก และข้อมูลท้องน้ำ (bathymetric data) เป็นข้อมูลนำเข้า อีกทั้งมีการคำนวณแบบ 2 มิติ ทำให้ได้ผลที่ถูกต้องกว่า และให้ผลลัพธ์เป็นพารามิเตอร์ของคลื่น ณ ตำแหน่งอ้างอิงเพื่อใช้ในการคำนวณใน IWM ต่อไป แต่การคำนวณในส่วนของแบบจำลองนี้พิจารณาถึงผลของการเลี้ยวเบนเพียงอย่างเดียว

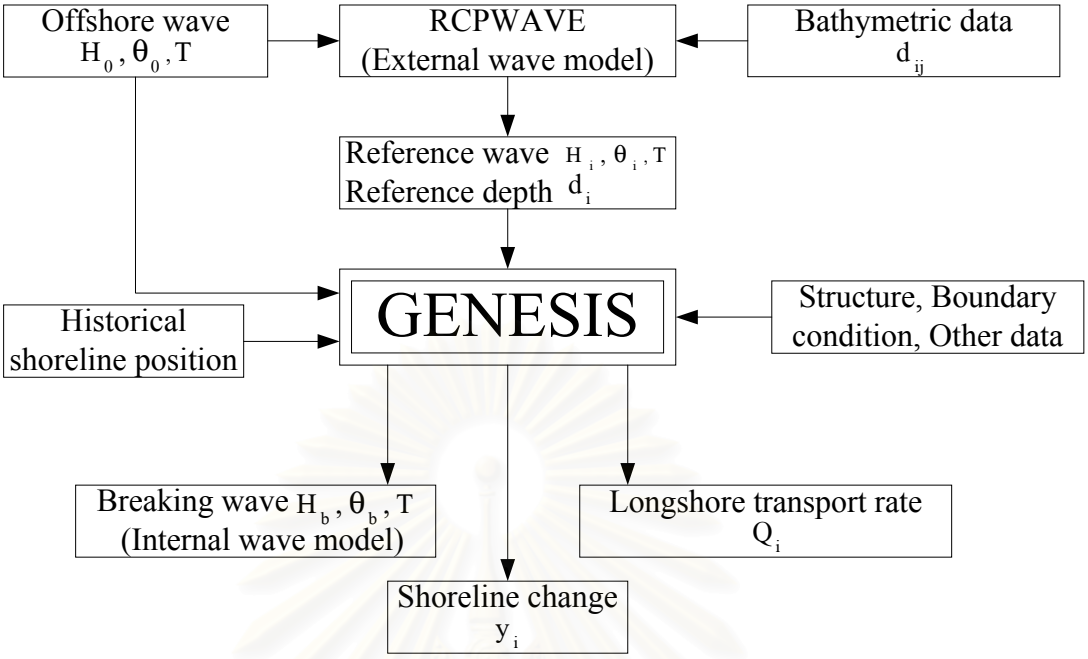
4.2.2 <u>แบบจำลองการเคลื่อนตัวของตะกอนและการเปลี่ยนแปลงชายฝั่ง</u>

แบบจำลองการเคลื่อนตัวของตะกอนและการเปลี่ยนแปลงชายฝั่ง (longshore sand transport and shoreline change model) เป็นการคำนวณต่อจากแบบจำลองคลื่น ซึ่งเริ่มจากจุดที่คลื่นแตกตัวถึงชายฝั่ง โดยใช้พารามิเตอร์ของคลื่นแตกตัว (H_b, θ_b, T) กับความชันท้องน้ำ (จากความชันท้องน้ำเฉลี่ยในแต่ละหน้าตัด) เป็นข้อมูลนำเข้าเพื่อหาค่าอัตราการเคลื่อนตัว (transport rate, Q) และการเปลี่ยนแปลงชายฝั่ง (shoreline change, Δy) ต่อไป

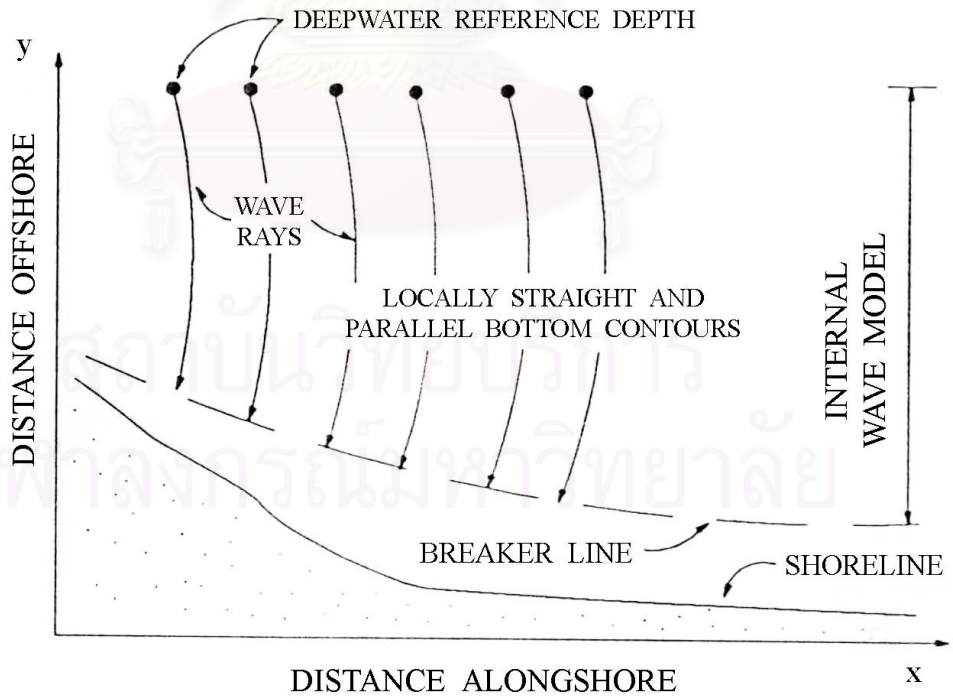
4.3 **หลักการของแบบจำลอง** Internal wave model

ดังที่กล่าวแล้วข้างต้นแบบจำลอง GENESIS นี้แบ่งการคำนวณเป็น 2 ส่วนคือ แบบจำลองคลื่น แบบจำลองการเคลื่อนตัวของตะกอน และการเปลี่ยนแปลงชายฝั่ง โดยส่วนที่มีการคำนวณในแบบจำลอง GENESIS เองมีเพียงส่วนของคลื่นที่เป็น Internal wave model และส่วนแบบจำลองการเคลื่อนตัวของตะกอนและการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งเท่านั้น ซึ่งมีหลักการคำนวณดังนี้

แบบจำลองคลื่นจะคำนวณการเคลื่อนที่ของคลื่นจากน้ำลึก (deep water) หรือจากตำแหน่งอ้างอิง (reference point) ที่รู้คุณสมบัติของคลื่น (คำนวณต่อจาก EWM) ไปสู่ชายฝั่ง เพื่อหาค่าพารามิเตอร์ต่างๆ ของคลื่นแตกตัว อันได้แก่ ความสูงของคลื่นแตกตัว (H_b) , มุมของคลื่นแตกตัว (θ_b) และความลึกของน้ำ ณ ตำแหน่งคลื่นแตกตัว (d_b) ดังแสดงในรูป 4-2 และ 4-3 โดยเริ่มจากการคำนวณการเคลื่อนตัวของคลื่นในน้ำลึกจนถึงตำแหน่งคลื่นแตกตัว ในกรณีที่ไม่พิจารณาผลจากการกระจายของ



รูป 4-1 ผังการคำนวณของแบบจำลอง GENESIS และ RCPWAVE



รูป 4-2 ผังการทำงานของแบบจำลองคลื่นที่มีเฉพาะ Internal wave model

คลื่น (diffraction) เนื่องจากโครงสร้างป้องกันชายฝั่ง จากนั้นจึงมีการคำนวณซ้ำในส่วนที่เป็นผลจากการกระจายของคลื่นอีกครั้งหนึ่ง

การคำนวณหาความสูงของคลื่นแตกตัว (breaking wave height) ที่เป็นผลจากการหักเหของคลื่น (refraction) และการเคลื่อนตัวสู่น้ำตื้น (shoaling) คำนวณโดยใช้สมการ 4-1

$$H_b = K_r K_s H_{ref} \quad \text{..... (4-1)}$$

เมื่อ H_b คือ ความสูงคลื่นแตกตัวในแต่ละจุดตามแนวชายฝั่ง

K_r คือ สัมประสิทธิ์การหักเห (refraction coefficient)

K_s คือ สัมประสิทธิ์ความลาดชันของท้องน้ำ (shoaling coefficient)

H_{ref} คือ ความสูงคลื่นจากจุดอ้างอิงในน้ำลึกหรือจุดอ้างอิง

โดยค่าของ K_r เป็นฟังก์ชันของมุม ณ จุดอ้างอิงถึงจุดที่คลื่นแตกตัว

$$K_r = \left(\frac{\cos \theta_1}{\cos \theta_2} \right)^{1/2} \quad \text{..... (4–2)}$$

โดย θ_1 คือ มุมของคลื่นที่จุดอ้างอิง

θ_2 คือ มุมของคลื่น ณ จุดที่คลื่นแตกตัว

และ K_s เป็นฟังก์ชันของคาบเวลาของคลื่น (wave period) ที่จุดอ้างอิงกับจุดที่คลื่นแตกตัว

$$K_s = \left(\frac{C_{g1}}{C_{g2}} \right)^{1/2} \quad \text{..... (4–3)}$$

โดย C_{g1}, C_{g2} คือ ความเร็วของกลุ่มคลื่น ณ จุดอ้างอิงและจุดคลื่นแตกตัว (wave group celerity)

$$C_g = nC \quad \text{..... (4–4)}$$

เมื่อ C คือ ความเร็วของคลื่น (wave celerity) $= \frac{L}{T}$

L คือ ความยาวคลื่น (wave length) ที่ความลึกใดๆ จากสมการ 4-5

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

$$L = L_0 \tanh\left(\frac{2\pi d}{L}\right) \quad \text{..... (4–5)}$$

$$n = 0.5\left[1+\frac{2\pi d/L}{\sinh(2\pi d/L)}\right]$$

สำหรับสมการที่ใช้กำหนดความลึกที่คลื่นจะแตกตัว คือ

$$H_b = \gamma d_b \quad \text{..... (4–6)}$$

เมื่อ d_b คือ ความลึก ณ ตำแหน่งที่คลื่นแตกตัว

γ คือ ดัชนีการแตกตัวของคลื่น (breaking index) ซึ่งเป็นฟังก์ชันของ ความชันคลื่นในน้ำลึก (deepwater wave steepness) กับความลาดชันชายฝั่งเฉลี่ย (average beach slope) ดังแสดงในสมการ 4-7

$$\gamma = b - a\frac{H_0}{L_0} \quad \text{..... (4–7)}$$

เมื่อ $a = 5.00(1-e^{-43\tan\beta})$

$$b = \frac{1.12}{1+e^{-60\tan\beta}}$$

ในส่วนของมุมของคลื่น (wave angle) ณ ตำแหน่งคลื่นแตกตัว คำนวณจากสมการของ Snell's Law ดังแสดงในสมการ 4–8

$$\frac{\sin\theta_b}{L_b} = \frac{\sin\theta_1}{L_1} \quad \text{..... (4–8)}$$

เมื่อ θ_b คือ มุมของคลื่น ณ ตำแหน่งคลื่นแตกตัว (wave angle at break point)

L_b คือ ความยาวของคลื่น ณ ตำแหน่งคลื่นแตกตัว (wave length at break point)

θ_1 คือ มุมของคลื่น ณ ตำแหน่งอ้างอิง (wave angle at reference point)

L_1 คือ ความยาวของคลื่น ณ ตำแหน่งอ้างอิง (wave length at reference point)

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ในการคำนวณหา H_b, θ_b และ d_b นั้นใช้การคำนวณแบบ trial & error ซ้ำไปมาระหว่างสมการ 4-1, 4-6 และ 4-8

θ_b ที่ได้จากการคำนวณเป็นมุมของคลื่นที่ทำกับแกน XY จึงมีการปรับเปลี่ยนมุมของคลื่นให้เป็นมุมที่ทำกับชายฝั่ง θ_{bs} ดังแสดงในรูป 4-4 โดยใช้สมการ 4-9 เพื่อใช้ในการคำนวณการเคลื่อนตัวของตะกอนต่อไป โดย θ_s คือ มุมที่ชายฝั่งทำกับแกน X โดย $\theta_s = \tan^{-1}\left(\frac{\partial y}{\partial x}\right)$

$$\theta_{bs} = \theta_b - \theta_s \qquad \text{.....} \quad (4\text{-}9)$$

วิธีการคำนวณที่กล่าวมาข้างต้นเป็นการคำนวณคลื่นที่พิจารณาเฉพาะผลของการหักเหและการเปลี่ยนแปลงความลึกท้องน้ำเท่านั้น ซึ่งเมื่อพิจารณาผลของโครงสร้างอันได้แก่ เขื่อนกันคลื่นแยก, โครงสร้างคันดักตะกอน, ซึ่งโครงสร้างเหล่านี้ก็มีผลต่อการเคลื่อนตัวของคลื่น โดยปลายของโครงสร้างจะทำให้เกิดปรากฏการณ์การกระจายตัวของคลื่น (diffraction) และโครงสร้างเขื่อนกันคลื่นแยกจะมีการกักคลื่นไว้ ทำให้คลื่นหลังเขื่อนกันคลื่นแยกมีความสูงลดลง ซึ่งเรียกบริเวณนี้ว่า บริเวณอับคลื่น (shadow region) ดังนั้นการคำนวณหาจุดในบริเวณนี้จึงเป็นผลการผสมผสานของปรากฏการณ์การหักเหของคลื่น การกระจายของคลื่น และความลาดชันท้องน้ำ

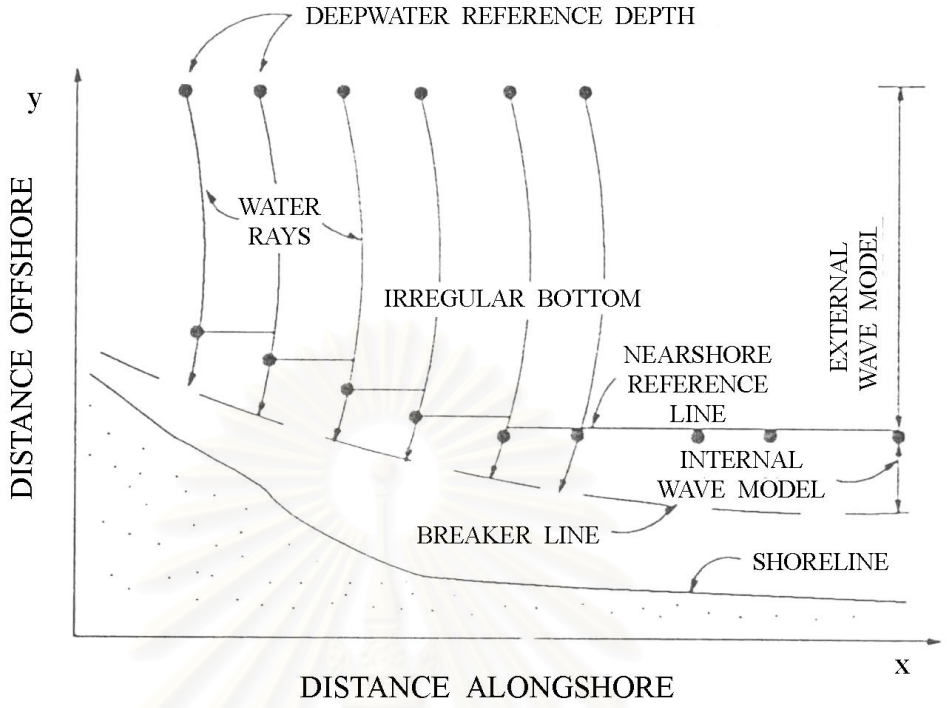
จากรูป 4-5 มุมต่างๆในการคำนวณความสูงคลื่น และมุมของคลื่นแตกตัวหลังโครงสร้างเขื่อนกันคลื่น ในทางทฤษฎีพื้นที่ที่ทำการศึกษาด้วยแบบจำลองสามารถแบ่งได้เป็น 2 ส่วน คือพื้นที่ที่อยู่ภายใต้อิทธิพลของโครงสร้าง (shadow region) และพื้นที่ที่อยู่ภายนอกผลของโครงสร้าง (illuminated region) ซึ่งทั้ง 2 บริเวณจะมีค่าสัมประสิทธิ์การกระจาย (diffraction coefficient) เพื่อใช้ในการคำนวณความสูงคลื่นแตกตัว

สำหรับการคำนวณมุมของคลื่นที่แตกตัวในพื้นที่ที่อยู่ภายใต้อิทธิพลของโครงสร้าง รังสีของคลื่นจะถูกสมมติให้เป็นแนวรัศมีจากมุมของโครงสร้าง โดยการคำนวณหาความสูงคลื่นแตกตัวที่มีผลของการหักเหดังแสดงในสมการ 4-10

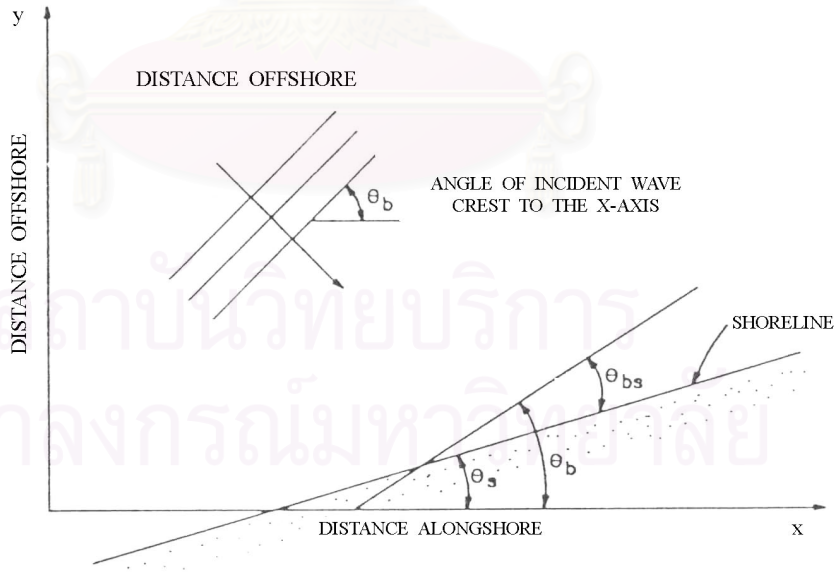
$$H_b = K_d(\theta_d, d_b)\, H'_b \qquad \text{.....} \quad (4\text{-}10)$$

เมื่อ K_d คือ สัมประสิทธิ์การกระจาย (diffraction coefficient) สำหรับกรณีที่คลื่นสม่ำเสมอรายละเอียดอ้างอิงในบทที่ 2 ของ Shore Protection Manual (1984)

H'_b คือ ความสูงคลื่นแตกตัว (breaking wave height) ที่คำนวณโดยไม่รวมผลของการกระจายเนื่องจากโครงสร้าง



รูป 4-3 ผังการทำงานของแบบจำลองคลื่นที่มีการทำงานของ Internal wave model และ External wave model



รูป 4-4 มุมของคลื่นแตกตัวที่ทำกับชายฝั่ง

θ_d คือ มุมระหว่างคลื่นที่วิ่งเข้าที่ปลายของโครงสร้างกับเส้นตรงที่ลากจากปลายโครงสร้างถึงจุดที่ทำการคำนวณ (เมื่อจุดที่คำนวณอยู่ในบริเวณที่มีผลของโครงสร้าง)

การคำนวณในส่วนนี้ เป็นการคำนวณโดยใช้วิธี trial & error เพื่อหา H_b , d_b และ θ_b โดยใช้สมการ 4-6, 4-8 และ 4-10

นอกจากอิทธิพลของโครงสร้างแล้ว การเปลี่ยนแปลงของเส้นชั้นความสูง (contour line) เนื่องจากการคำนวณการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งตลอดทุกช่วงเวลาการคำนวณ ยังมีผลต่อการคำนวณการกระจายตัวของคลื่นอีกด้วย โดยการคำนวณผลการเปลี่ยนแปลงเส้นชั้นความสูงนั้น แบบจำลอง GENESIS มีสมมติฐานว่า การคำนวณต่างๆ นั้นเป็นระนาบและมีเส้นชั้นความสูงที่ขนานกัน (parallel contour) กับชายฝั่งทะเล เนื่องจากผลการเปลี่ยนแปลงเส้นชั้นความสูงนี้ทำให้ระบบการคำนวณมุมต่าง ๆ ที่มีอยู่เดิมในระบบแกน XY จึงถูกเปลี่ยนให้อยู่ในระบบแกน $X'Y'$ ดังรูป 4-6 ซึ่งมีความสัมพันธ์ดังนี้

$$\theta' = \theta + \theta_s$$

เมื่อ θ' คือ มุมของคลื่นที่ทำกับแกน X',Y'

θ คือ มุมของคลื่นที่ทำกับแกน X , Y เดิม

θ_s คือ มุมที่ชายฝั่งกระทำกับแกน X โดยที่ $\theta_s = \tan^{-1}\left(\frac{\partial y}{\partial x}\right)$

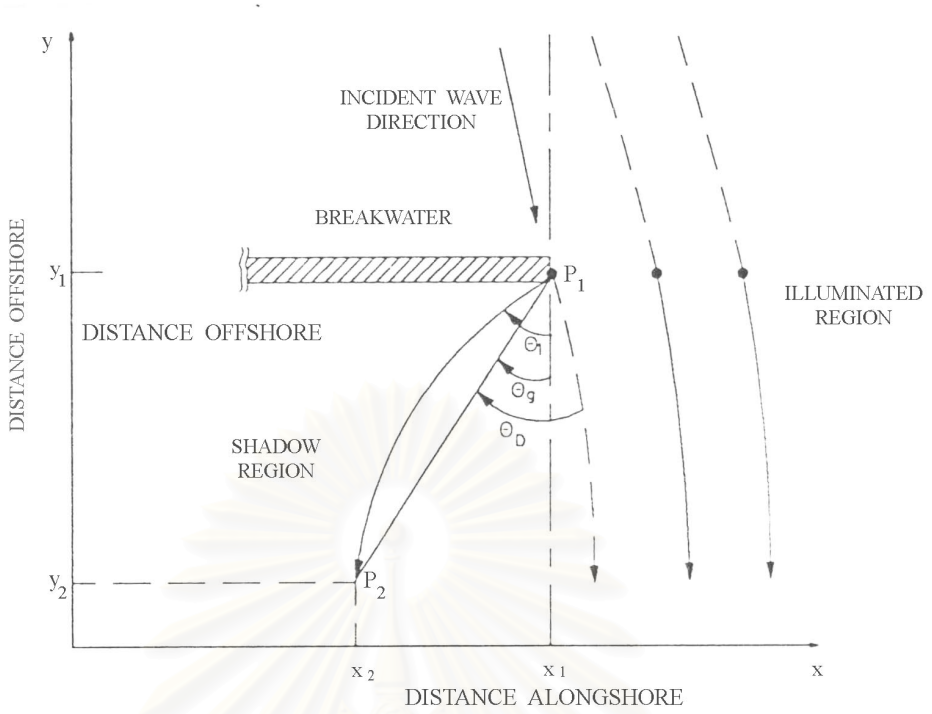
ดังนั้นการคำนวณเรื่องการหักเหของคลื่นที่ถูกต้องจึงควรแทน θ_1 ด้วย θ' ในสมการ 4-3 และการคำนวณความสูงคลื่นแตกตัวจึงเป็นไปตามสมการ 4-11

$$H_b = K_d(\theta_d , d_b)\, K_r'(\theta_1', d_b)\, H_b' \quad \text{.....} \quad (4\text{-}11)$$

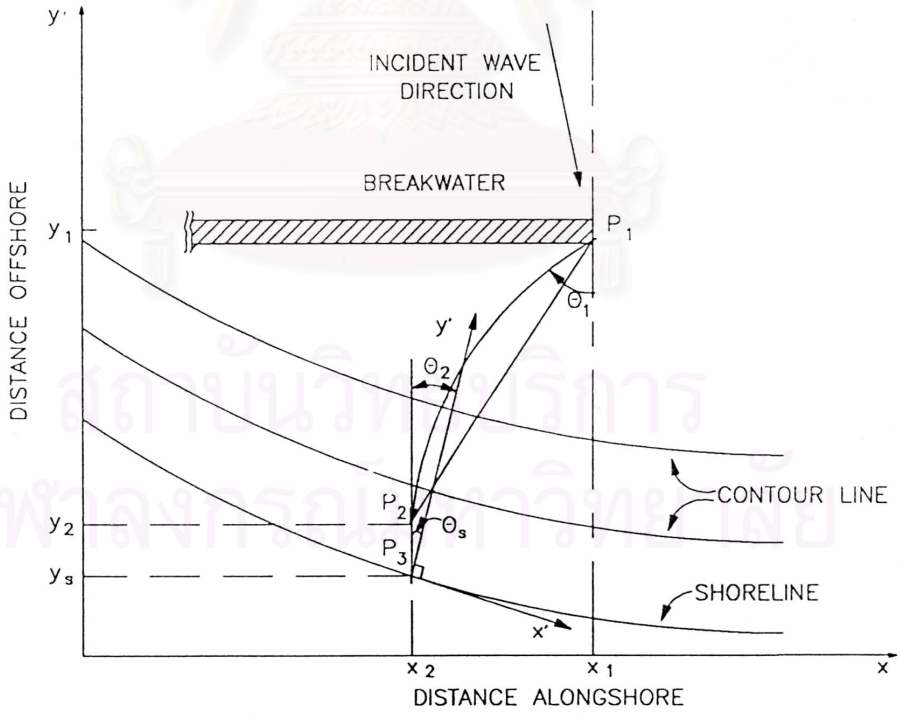
เมื่อ K_r' คือ refraction coefficient ในแกน X',Y'

4.4 หลักการของแบบจำลองการเปลี่ยนแปลงชายฝั่ง

แบบจำลองการเคลื่อนตัวของตะกอนและการเปลี่ยนแปลงชายฝั่ง (longshore sand transport and shoreline change model) นี้แบ่งการคำนวณออกเป็น 2 ส่วนย่อย คือ การคำนวณการเคลื่อนที่ของตะกอนทราย และการคำนวณการเปลี่ยนแปลงของชายฝั่ง



รูป 4-5 มุมต่างๆในการคำนวณคลื่นหลังโครงสร้างเขื่อนกันคลื่นแยก



รูป 4-6 ผลของเส้นชั้นความสูงที่เปลี่ยนแปลงต่อมุมของคลื่นที่เข้ากระทำ

4.4.1 <u>การคำนวณการเปลี่ยนแปลงของชายฝั่ง</u>

หลักการพื้นฐานของการคำนวณเรื่องการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งนี้ ใช้หลักการการอนุรักษ์ปริมาณทราย (conversation of sand volume) โดยกำหนดให้แกน X เป็นแกนในแนวขนานกับชายฝั่ง (alongshore direction) และแกน Y จะเป็นแกนที่มีทิศตั้งฉากกับชายฝั่งโดยจะยื่นออกไปในทะเล (offshore direction) ดังแสดงในรูป 4-7

จากรูป 4-7 จะได้ว่าการเปลี่ยนแปลงปริมาตรในแต่ละส่วนย่อย (section) คือ

$$\Delta V = \Delta x \, \Delta y \, (d_B + d_C)$$

โดย Δx คือ ความยาวของแต่ละส่วนย่อยๆ ในการคำนวณ

Δy คือ การเปลี่ยนแปลงของตำแหน่งของชายฝั่ง

d_B คือ ระดับความสูงของคันดิน (berm height)

d_C คือ depth of closure

การพิจารณาปริมาณตะกอนที่เข้าและออกในพื้นที่ มีการพิจารณาใน 2 แนวตามแกน XY โดยในแนวแกน X จะได้

$$\Delta V = \Delta Q \, \Delta t = \left(\frac{\partial Q}{\partial x} \right) \Delta x \Delta t$$

เมื่อ ΔQ คือ อัตราการเปลี่ยนแปลงของตะกอน

ส่วนในแนวแกน Y พิจารณาผลเฉพาะผลของการถมหาด (beach fill) หรือการส่งผ่านทราย (sand bypassing) ในรูปของอัตราการเปลี่ยนแปลงตะกอน (q)

โดย $q = q_s + q_0$

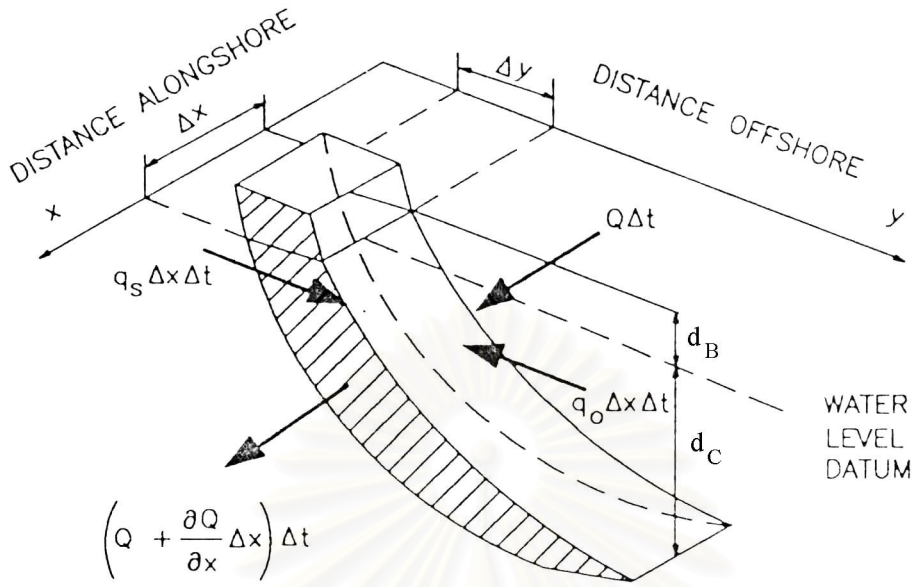
q_s คือ อัตราการเคลื่อนที่ของตะกอนในทิศทางจากชายฝั่งสู่ทะเล

q_0 คือ อัตราการเคลื่อนที่ของตะกอนในทิศทางจากทะเลสู่ชายฝั่ง

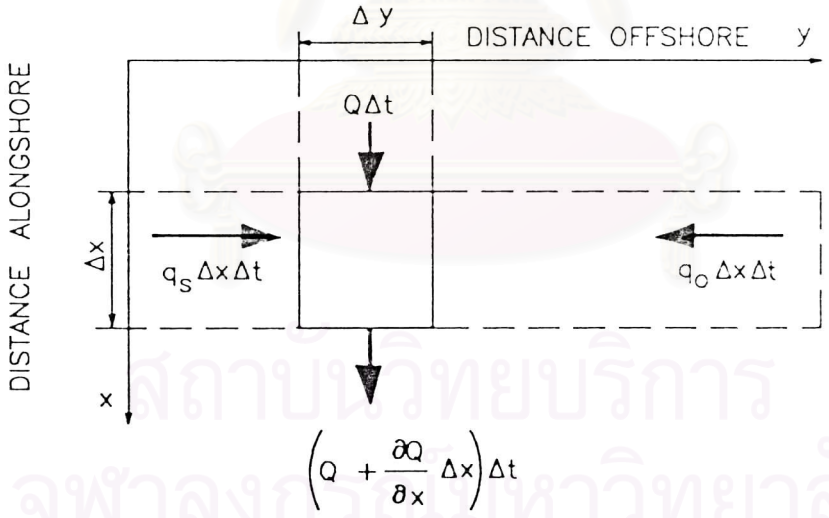
และเมื่อรวมผลทั้ง 2 แกน จะได้ว่า

$$\Delta V = \Delta x \, \Delta y \, (d_B + d_C) = \left(\frac{\partial Q}{\partial x} \right) \Delta x \, \Delta t + q \, \Delta x \, \Delta t$$

ถ้าให้ $\Delta t \longrightarrow 0$ จะได้ผลดังสมการ 4-12



ก) รูปตัดขวาง



ข) ภาพแปลน

รูป 4-7 การคำนวณการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งโดยใช้ทฤษฎี One-line

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

$$\frac{\partial y}{\partial t} + \frac{1}{(d_B + d_C)}\left[\frac{\partial Q}{\partial x} - q\right] = 0 \qquad \text{..... (4-12)}$$

4.4.2 <u>การคำนวณหาอัตราการเคลื่อนที่ตะกอนชายฝั่ง</u>

หลักการคำนวณหาอัตราการเคลื่อนที่ของตะกอนชายฝั่ง (longshore transport) อาศัยความสัมพันธ์กับพลังงานคลื่น ณ จุดแตกตัวเป็นหลัก ดังสมการ 4-13

$$Q = \left(H^2 C_g\right)_b \left[a_1 \sin 2\theta_{bs} - a_2 \cos\theta_{bs} \frac{\partial H}{\partial x}\right]_b \qquad \text{..... (4-13)}$$

เมื่อ H คือ ความสูงคลื่น

C_g คือ ความเร็วของกลุ่มคลื่น (wave group speed)

b คือ เป็นตัวห้อยที่บอกถึงสภาวะของการแตกตัวของคลื่น

$$a_1 = \frac{K1}{16\,(\rho_s / \rho - 1)(1-\lambda)\,(1.416)^{5/2}}$$

$$a_2 = \frac{K2}{8\,(\rho_s / \rho - 1)(1-\lambda)\tan\beta\,(1.416)^{5/2}}$$

โดย K1,K2 คือ สัมประสิทธิ์การเคลื่อนตัวของตะกอน (sediment transport parameters)

ρ_s คือ ความหนาแน่นของทราย

ρ คือ ความหนาแน่นของน้ำ

λ คือ ความพรุนของทราย (porosity of sand) ที่ท้องน้ำ

$\tan\beta$ คือ ความลาดชันเฉลี่ยของท้องน้ำวัดจากชายฝั่งถึงความลึกที่ตะกอนทรายเริ่มเคลื่อนตัว (depth of active longshore sand transport)

แบบจำลอง GENESIS ใช้ค่า K1 และ K2 เป็นค่าคงที่ที่สามารถปรับเปลี่ยนได้ เพื่อใช้ในการตรวจสอบ และปรับแก้แบบจำลองในพื้นที่ต่างๆ กัน (calibration parameter) โดยแบบจำลอง GENESIS เสนอแนะให้ใช้ค่า K1 มีค่าประมาณ 0.1 – 1.0 ส่วนค่า K2 นั้นควรมีค่าประมาณ 0.5 – 1.0 เท่าของ K1

ในแบบจำลอง GENESIS ได้ให้คำนิยามในการหาความกว้างของ surf zone โดยกำหนดความลึก ณ จุดที่ตะกอนเริ่มเคลื่อนที่ (The depth of active transport, d_{LT}) ซึ่งค่าดังกล่าวมีค่าเท่ากับความลึก ณ จุดที่คลื่นที่มีความสูงเป็น $H_{1/10}$ แตกตัว ดังสมการ 4-14

$$d_{LT} = \frac{1.27}{\gamma}\left(H_{1/3}\right)_b \quad \text{..... (4-14)}$$

เมื่อ 1.27 คือ ตัวเลขที่ใช้แปลงค่า (conversion factor) ระหว่าง $H_{1/10}$ กับ $H_{1/3}$

γ คือ ดัชนีการแตกตัวของคลื่น

$(H_{1/3})_b$ คือ ความสูงคลื่นนัยสำคัญ ณ จุดแตกตัว

นอกจากนี้แบบจำลอง GENESIS ยังมีการนำเอาผลการศึกษาของ Hallermeier โดยให้คำนิยามความลึกอีกชนิดหนึ่งขึ้นมาใช้ในการหาความลาดชันท้องน้ำ (beach slope, tan β) อีกตัวหนึ่ง คือ "maximum depth of longshore transport" (d_{LT0})

$$d_{LT0} = (2.3 - 10.9\frac{H_0}{L_0})\,H_0 \quad \text{..... (4-15)}$$

เมื่อ $\frac{H_0}{L_0}$ คือ ความชันคลื่นในน้ำลึก (wave steepness in deep water)

H_0 คือ ความสูงคลื่นนัยสำคัญในน้ำลึก

L_0 คือ ความยาวคลื่นในน้ำลึก โดย $L_0 = \frac{gT^2}{2\pi}$

T คือ คาบของคลื่น (wave period)

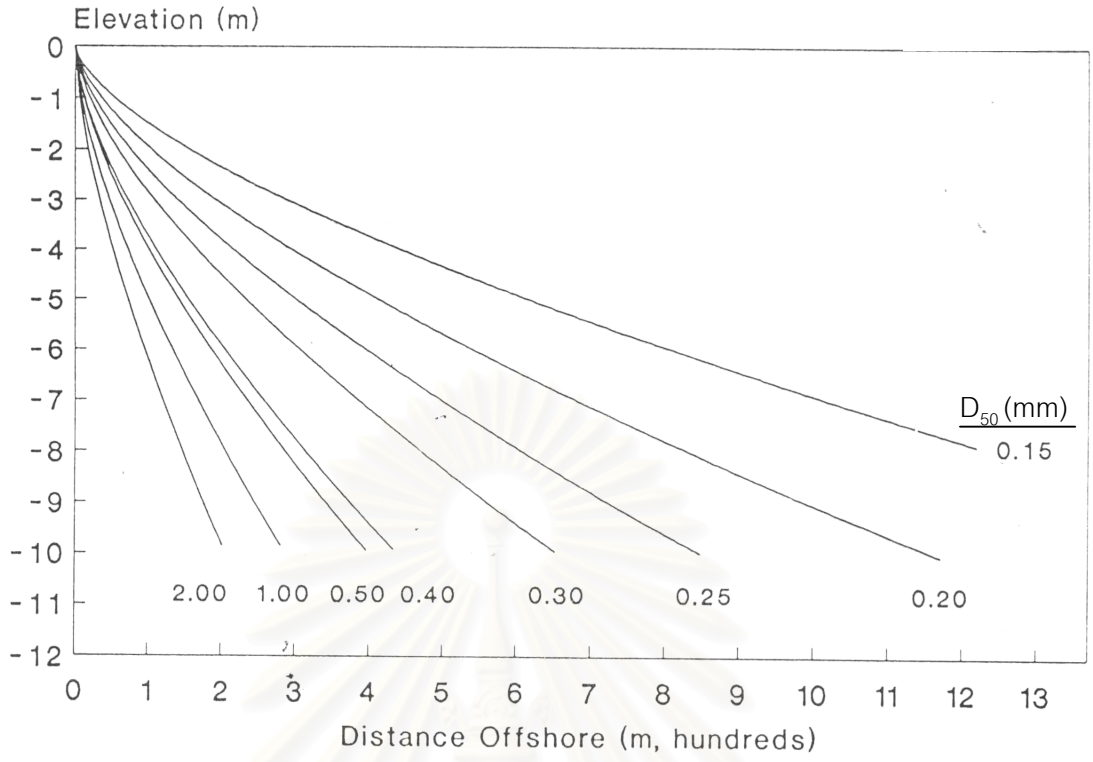
ในแบบจำลอง GENESIS มีสมมติฐานที่สำคัญคือ ลักษณะของรูปตัดตามยาวของชายฝั่ง (beach profile) จะมีค่าคงที่เสมอไม่ว่าแนวชายฝั่งจะเปลี่ยนไปอย่างไร ดังนั้นแบบจำลอง GENESIS จึงใช้รูปร่างตามยาวของชายฝั่งในสภาวะสมดุล (equilibrium profile shape) จากการศึกษาของ Bruun (1954) และ Dean (1977) มาใช้ดังแสดงในรูป 4-8 และ 4-9 โดยมีความสัมพันธ์ตามสมการ 4-16

$$d = A\,y^{2/3} \quad \text{..... (4-16)}$$

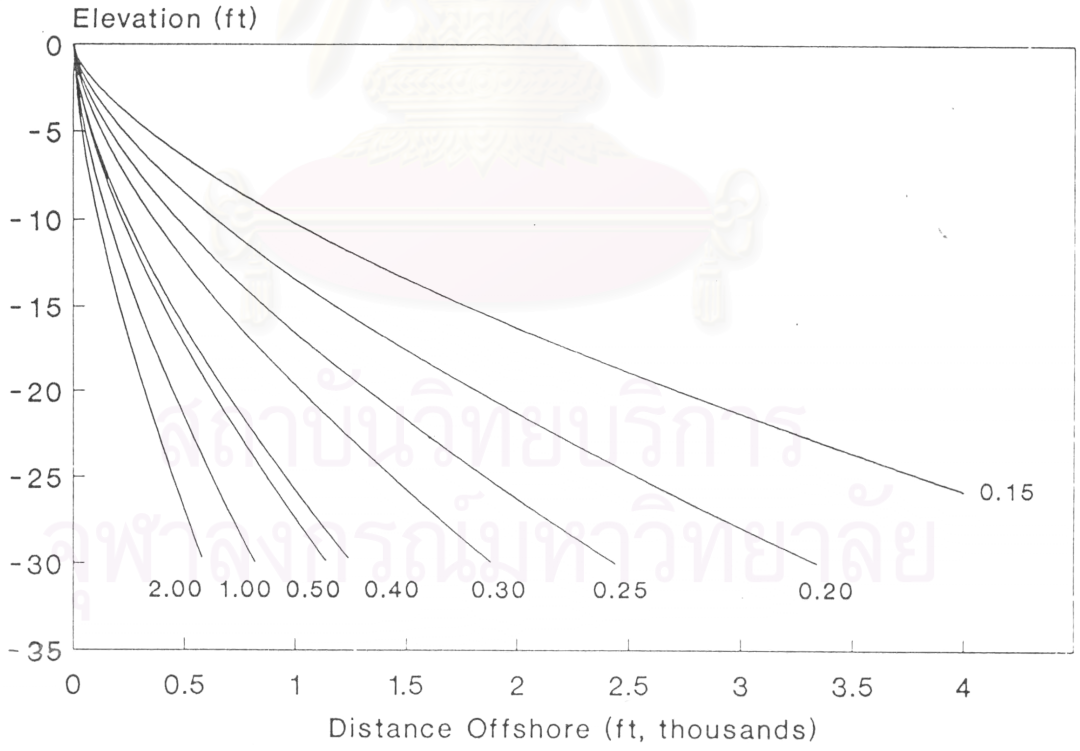
เมื่อ d คือ ความลึกของน้ำ (water depth)

A คือ empirical scale parameter ซึ่งได้มีการศึกษาโดย Moore (1982) ซึ่งเป็นตัวแปรที่ขึ้นกับขนาดของตะกอนชายฝั่ง (grain size diameter, D_{50}) ดังสมการ 4-17

$$\left.\begin{aligned} A &= 0.41\,(D_{50})^{0.94} \quad ; \quad D_{50} < 0.4 \\ A &= 0.23\,(D_{50})^{0.32} \quad ; \quad 0.4 \le D_{50} < 10.0 \\ A &= 0.23\,(D_{50})^{0.28} \quad ; \quad 10.0 \le D_{50} < 40.0 \\ A &= 0.46\,(D_{50})^{0.11} \quad ; \quad 40.0 \le D_{50} \end{aligned}\right\} \quad \text{(4-17)}$$



รูป 4-8 ความสัมพันธ์ระหว่างขนาดของตะกอนชายฝั่งกับลักษณะรูปร่างตามยาวของชายฝั่ง ในหน่วยเมตริก



รูป 4-9 ความสัมพันธ์ระหว่างขนาดของตะกอนชายฝั่งกับลักษณะรูปร่างตามขวางของชายฝั่ง ในหน่วย American customary unit

จากรูปตัดตามยาวดังที่ได้จากการคำนวณ ทำให้สามารถหาค่าความลาดชันของชายฝั่งเฉลี่ย ($\tan\beta$) ของรูปร่างตามขวางของชายฝั่งในสภาวะสมดุล โดยใช้สมการ 4-16 ทำให้สามารถหาค่าของ $\tan\beta$ จากสมการ

$$\tan\beta = \frac{d}{y} = Ay^{-\frac{1}{3}} \quad \text{..... (4-18)}$$

เมื่อ y คือ ความกว้างของ littoral zone ที่ยื่นไปในทะเล ซึ่ง ณ จุดนั้นมีความลึกเป็น d_{LT0} และจากสมการ 4-16 จะได้ว่า $y = (d_{LT0} / A)^{3/2}$ เมื่อแทนในสมการ 4-18 จะได้

$$\tan\beta = \left(\frac{A^3}{d_{LT0}}\right)^{1/2} \quad \text{..... (4-19)}$$

4.5 วิธีการใช้แบบจำลอง

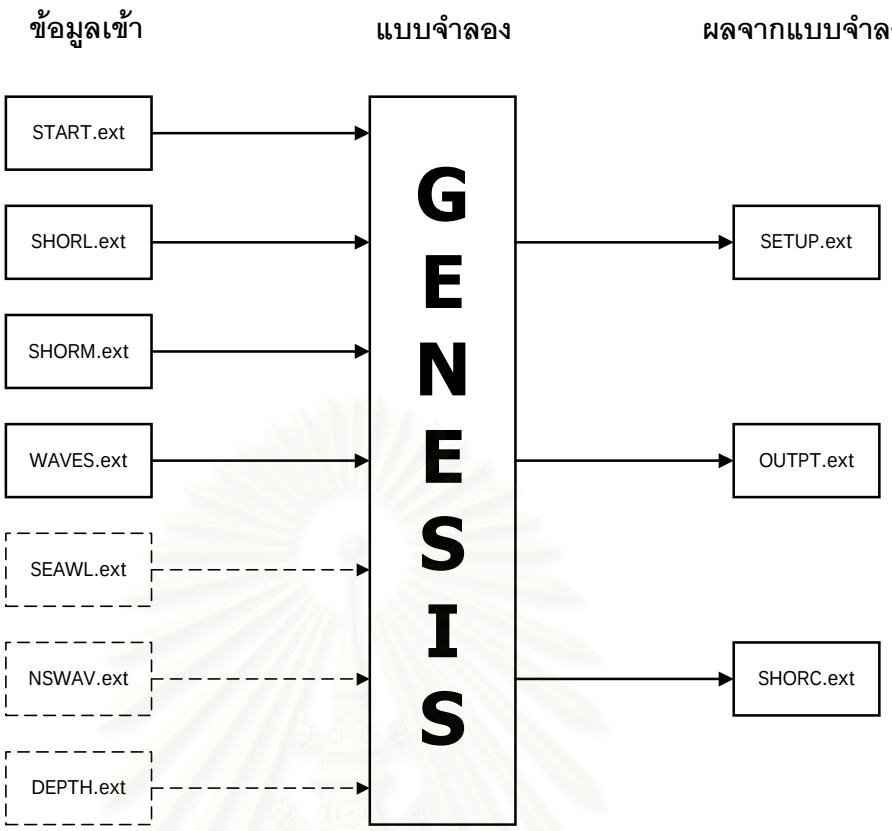
แบบจำลอง GENESIS มีการจัดการกับกระบวนการนำเข้าข้อมูล (input) และผลลัพธ์ (output) ที่ได้จากการคำนวณ ในรูปแบบของแฟ้มข้อมูล (files) ต่างๆ โดยในแต่ละกรณีจะที่มีชื่อนามสกุลของแฟ้มข้อมูลเป็นชนิดเดียวกัน แต่ชื่อของแฟ้มข้อมูลจะแตกต่างกันออกไปตามแต่ละหน้าที่ของแฟ้มข้อมูลนั้น ดังแสดงในรูป 4-10

การจัดระบบการนำเข้าเป็นแฟ้มข้อมูล โดยแฟ้มข้อมูลนำเข้าประกอบด้วยแฟ้มข้อมูล 7 ชนิด ตามแต่ละหน้าที่ในการใช้งานของแต่ละแฟ้ม ดังแสดงตาราง 4-1 แฟ้มข้อมูลที่จำเป็นในการคำนวณในแบบจำลอง GENESIS คือ START, SHORL, SHORM และ WAVES ส่วนแฟ้มข้อมูล Depth และ NSWAV นั้นเป็นเพียงส่วนประกอบเสริม เมื่อต้องการใช้แบบจำลองคลื่นภายนอก (EWM) มาใช้ร่วมกับในการคำนวณในแบบจำลองด้วย หรือแฟ้มข้อมูล SEAWL ใช้ในกรณีที่มีการใช้โครงสร้างประเภทเขื่อนป้องกันตลิ่ง (seawall) รวมอยู่ด้วยจึงมีการนำแฟ้มข้อมูลเหล่านั้นมาใช้

ผลจากการคำนวณที่ได้จากแบบจำลอง ตลอดจนตัวแปรต่าง ๆ ที่ใช้ในการคำนวณจะถูกบันทึกไว้ในแฟ้มข้อมูลออก (output) 3 ชุด ดังแสดงในตาราง 4-2 ภาคผนวก ค. แสดงตัวอย่างข้อมูลเข้าและข้อมูลออกด้วยแฟ้มต่าง ๆ

4.6 ความอ่อนไหวของพารามิเตอร์ในแบบจำลอง GENESIS

แบบจำลอง GENESIS ประกอบด้วยพารามิเตอร์ต่างๆที่เป็นปัจจัยสำคัญต่อผลการคำนวณชายฝั่งทะเลในแบบจำลอง ซึ่งพารามิเตอร์เหล่านี้เป็นตัวกำหนดความถูกต้องของแบบจำลองการ



รูป 4-10 โครงสร้างการนำข้อมูลและผลลัพธ์ที่ได้จากแบบจำลอง GENESIS

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตาราง 4-1 แฟ้มข้อมูลนำเข้าของแบบจำลอง GENESIS

ชื่อแฟ้มข้อมูล	รายละเอียด
1) START.ext	เป็นแฟ้มข้อมูลที่บอกถึงคุณสมบัติต่างๆของแบบจำลอง (model configuration)
2) SHORL.ext	เป็นแฟ้มข้อมูลที่บอกถึงตำแหน่งของชายฝั่งทะเลเริ่มแรก (initial shoreline)
3) SHORM.ext	เป็นแฟ้มข้อมูลที่บอกถึงตำแหน่งของชายฝั่งทะเลที่ได้จากการวัด เพื่อใช้ในกระบวนการเปรียบเทียบและปรับแก้แบบจำลอง (calibration and verification)
4) WAVES.ext	เป็นแฟ้มข้อมูลที่บอกถึงลักษณะของคลื่นในแต่ละช่วงเวลา
5) SEAWL.ext	เป็นแฟ้มข้อมูลที่บอกถึงตำแหน่งของเขื่อนป้องกันตลิ่ง (seawall)
6) DEPTH.ext	เป็นแฟ้มข้อมูลที่บอกถึงตำแหน่งความลึก ณ จุดอ้างอิงเมื่อมีการใช้การคำนวณคลื่นจากแบบจำลองคลื่นภายนอก (external wave model)
7) NSWAV.ext	เป็นแฟ้มข้อมูลที่บอกถึงคุณสมบัติต่างๆ ของคลื่น ณ จุดอ้างอิงเมื่อมีการใช้การคำนวณคลื่นจากแบบจำลองคลื่นภายนอก

ตาราง 4-2 แฟ้มข้อมูลผลลัพธ์ที่ได้จากแบบจำลอง GENESIS

ชื่อแฟ้มข้อมูล	รายละเอียด
1) SETUP.ext	เป็นแฟ้มข้อมูลที่แสดงผลการกำหนดค่าพารามิเตอร์ต่างๆที่กำหนดไว้ในแฟ้มข้อมูล START รวมถึงข้อความแสดงผลการคำนวณที่ผิดพลาดที่เกิดขึ้น (error and warning messages)
2) OUTPUT.ext	เป็นแฟ้มข้อมูลที่แสดงผลการคำนวณหลักซึ่งประกอบด้วย ตำแหน่งชายฝั่งในช่วงเวลาสุดท้าย การคำนวณปริมาณการเคลื่อนตัวของตะกอนชายฝั่ง เป็นต้น
3) SHORC.ext	เป็นแฟ้มข้อมูลที่แสดงตำแหน่งของชายฝั่งในช่วงเวลาสุดท้ายเพื่อใช้ในการเปรียบเทียบตำแหน่งชายฝั่งที่ได้จากการสำรวจ

เปลี่ยนแปลงสำหรับการศึกษานี้มุ่งเน้นในการประยุกต์ใช้แบบจำลอง GENESIS กับกรณีการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งอันเนื่องจากมีโครงสร้างเขื่อนกันคลื่นแยกเป็นโครงสร้างป้องกันชายฝั่ง จึงนำเสนอความอ่อนไหวของพารามิเตอร์ (sensitivity of parameters) เฉพาะในกรณีที่ศึกษา ดังแสดงรายละเอียดการวิเคราะห์ในภาคผนวก ง

4.6.1 <u>พารามิเตอร์ที่กำหนดสภาพชายฝั่งทะเลและโครงสร้าง</u>

พารามิเตอร์ประเภทนี้เป็นตัวบอกถึงลักษณะต่าง ๆ ทางกายภาพของการจำลองอันเกี่ยวกับสภาพชายฝั่งทะเล ลักษณะโครงสร้างต่างๆ และคุณสมบัติต่าง ๆ ของคลื่น ซึ่งสรุปผลการวิเคราะห์ความอ่อนไหวได้ดังนี้

1) Depth of closure และความสูงสันทราย (d_C และ d_B) โดยพารามิเตอร์นี้จะวิเคราะห์ความอ่อนไหวโดยพิจารณาในรูปของ d_C+d_B ซึ่งพบว่าพารามิเตอร์ทั้ง 2 ตัวนี้ ไม่มีผลต่อการเปลี่ยนแปลงของชายฝั่ง เนื่องจากการวิเคราะห์ครั้งนี้เป็นกรณีของชายฝั่งสมดุล ดังนั้นการกำหนดค่า d_C และ d_B สำหรับกรณีชายฝั่งสมดุลจึงสามารถกำหนดค่าเท่าไรก็ได้ แต่จะมีผลต่อเวลาของการเข้าสู่สมดุล
2) ขนาดของตะกอนทราย (D_{50}) พบว่าการเปลี่ยนแปลงของ (D_{50}) มีผลต่อการเปลี่ยนแปลงชายฝั่ง โดยตะกอนชายฝั่งที่มีขนาดเล็ก จะทำให้เกิด Tombolo ที่ยื่นงอกมากกว่าตะกอนชายฝั่งที่มีขนาดใหญ่
3) ระยะห่างฝั่งของเขื่อนกันคลื่นแยก (distance of breakwater, DBW) พบว่าพารามิเตอร์ DBW นี้ เมื่อกำหนดให้มีระยะห่างจากชายฝั่งทะเลมากเกินกว่าการงอกของ Tombolo มาติดเขื่อนกันคลื่นแยก ซึ่งเป็นข้อจำกัดของแบบจำลองแล้ว การเปลี่ยนแปลงพารามิเตอร์ DBW จะไม่ส่งผลใด ๆ ต่อการเปลี่ยนแปลงของชายฝั่ง

รายละเอียดในการวิเคราะห์แสดงในภาคผนวก ง.1

4.6.2 <u>พารามิเตอร์ที่กำหนดสภาพคลื่น</u>

การวิเคราะห์ความอ่อนไหวของพารามิเตอร์ที่เกี่ยวข้องกับสภาพคลื่นอันประกอบด้วย ความสูงคลื่น คาบเวลา และมุมที่คลื่นกระทำต่อชายฝั่ง สรุปได้ดังนี้

1) ความสูงคลื่นในน้ำลึก (deep water wave height, H_0) พบว่าค่า H_0 มีค่ามากทำให้ชายหาดสมดุลหลังเขื่อนกันคลื่นแยกมีระยะเว้า (sag) มากขึ้นด้วย
2) คาบเวลาคลื่น (wave period, T) พบว่าคาบเวลาคลื่นไม่มีผลต่อการเปลี่ยนแปลงรูปร่างของชายฝั่ง

3) ทิศทางคลื่นที่กระทำต่อชายฝั่ง (wave angle, θ) ซึ่งพิจารณาเฉพาะกรณีที่คลื่นมีขนาดเดียวกันแต่ทิศทางเข้าทางซ้ายและขวา โดยผลการวิเคราะห์พบว่าได้ผลของการเปลี่ยนแปลงของชายฝั่งที่เหมือนกัน

สำหรับรายละเอียดการวิเคราะห์พารามิเตอร์ทั้ง 3 แสดงในภาคผนวก ง.2

4.6.3 <u>พารามิเตอร์ที่กำหนดสภาพการคำนวณ</u>

พารามิเตอร์ประเภทนี้ ประกอบด้วย พารามิเตอร์ 2 ตัว คือ ระยะห่างระหว่างจุดคำนวณ (Δx) และช่วงเวลาคำนวณ (Δt) พบว่า Δx ที่มีค่าน้อย (ความละเอียด (resolution)ในการคำนวณสูง) ทำให้รูปร่างชายฝั่งมีระยะเว้ามากกว่ากรณีที่มี Δx มาก แต่ในกรณีที่ Δx มีค่าน้อยมาก เช่น 0.1 เมตร อาจทำให้เกิดรูปร่างชายฝั่งที่ผิดปกติขึ้นได้ ส่วนผลการวิเคราะห์ความอ่อนไหวของช่วงเวลาคำนวณ พบว่าการเปลี่ยนแปลงพารามิเตอร์ Δt ไม่มีผลต่อการเปลี่ยนแปลงชายฝั่ง

รายละเอียดการวิเคราะห์พารามิเตอร์ Δx และ Δt แสดงใน ภาคผนวก ง.3

4.6.4 <u>พารามิเตอร์สำหรับปรับแก้แบบจำลอง</u>

พารามิเตอร์ที่ใช้ในการปรับแก้แบบจำลอง (calibration parameters) คือสัมประสิทธิ์การเคลื่อนตัวของตะกอน (K1,K2) ซึ่งผลการวิเคราะห์ค่า K1 และ K2 สรุปได้ดังนี้

1) ค่า K1 เป็นพารามิเตอร์ที่กำหนดอัตราการเคลื่อนตัวของตะกอนตามแนวชายฝั่ง ซึ่งค่า K1 มากขึ้นทำให้แนวโน้มการเปลี่ยนแปลงชายฝั่ง มีความราบเรียบเป็นเส้นตรงมากขึ้น
2) ค่า K2 เป็นพารามิเตอร์กำหนดอัตราการเคลื่อนตัวของตะกอนอันเนื่องจากการเปลี่ยนแปลงความสูงคลื่นแตกตัวตามระยะทาง ซึ่งในกรณีที่มีโครงสร้างป้องกันชายฝั่งที่ทำให้เกิดปรากฏการณ์การกระจายคลื่น (diffraction) ค่า K2 จะมีผลมาก โดยการเพิ่มค่า K2 ขึ้นจะทำให้การเกิด Tomboloหลังเขื่อนกันคลื่นแยกงอกยื่นมากขึ้นด้วย
3) เมื่อพิจารณาอัตราส่วน K2/K1 พบว่า ถ้าค่าของ K1 และ K2 ในกรณีที่แตกต่างกันแต่มีอัตราส่วน K2/K1 เท่ากันแล้ว เมื่อถึงกรณีสมดุลรูปร่างของชายฝั่งจะมีรูปร่างเดียวกัน
4) การปรับแก้แบบจำลองด้วย K1 และ K2 ในกรณีที่มีโครงสร้างเขื่อนกันคลื่นแยก ปรับแก้โดยการหาอัตราส่วน K2/K1 ก่อน แล้วจึงปรับแก้ค่า K1 เพื่อให้ได้ค่า K1 และ K2 ที่เหมาะสม

รายละเอียดการวิเคราะห์พารามิเตอร์ K1 และ K2 แสดงในภาคผนวก ง.4

บทที่ 5

การประยุกต์ใช้แบบจำลอง GENESIS กรณีเขื่อนกันคลื่นแยก

แบบจำลอง GENESIS สามารถประยุกต์กับการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งที่มีโครงสร้างป้องกันได้หลายรูปแบบ สำหรับการศึกษานี้มุ่งเน้นถึงการประยุกต์ใช้แบบจำลอง GENESIS กับกรณีชายฝั่งสมดุลระหว่างเขื่อนกันคลื่นแยก (detached breakwaters) ที่มีคลื่นเข้ากระทำมุมต่างๆ กัน โดยการเปรียบเทียบกับแบบจำลองชลศาสตร์ของอาทิตยา (2540) ในบทนี้กล่าวถึงการปรับเทียบแบบจำลอง GENESIS กับแบบจำลองชลศาสตร์ของอาทิตยา การประยุกต์ใช้และการวิเคราะห์ผลจากการนำแบบจำลอง GENESIS เปรียบเทียบกับแบบจำลองชลศาสตร์ของอาทิตยา ใน 2 กรณี คือ เป็นไปตามที่กำหนดในการทดลองของอาทิตยาซึ่งมีการปรับขยายมิติต่างๆ ขึ้น 100 เท่า เพื่อให้มีขนาดคลื่นและโครงสร้างใกล้เคียงกับสภาพจริงของชายฝั่งทะเลทั่วไป ในกรณีที่เป็นแบบจำลองโดยตรง (model) และในกรณีต้นแบบ (prototype)

5.1 การปรับเทียบแบบจำลอง GENESIS กับแบบจำลองชลศาสตร์

ในการศึกษาครั้งนี้ทดลองใช้แบบจำลอง GENESIS ประยุกต์กับกรณีแบบจำลองชลศาสตร์ของอาทิตยา (2540) ซึ่งศึกษาเกี่ยวกับรูปร่างชายฝั่งสมดุล (equilibrium shoreline) ระหว่างเขื่อนกันคลื่นแยก (detached breakwaters) โดยมีตัวแปรที่สำคัญในการพิจารณา 3 ตัว คือ ความชันคลื่นในน้ำลึก (wave steepness, H_0/L_0), อัตราส่วนระหว่างความยาวของเขื่อนกันคลื่นแยกกับระยะห่างระหว่างเขื่อนกันคลื่นแยก (ℓ:G) และ มุมของคลื่นที่เข้ากระทำต่อชายฝั่ง (θ_o) ดังแสดงรายละเอียดในหัวข้อ 2.7 ดังนั้นการปรับเทียบแบบจำลอง GENESIS กับแบบจำลองชลศาสตร์ของอาทิตยา จึงควรพิจารณาดังนี้

5.1.1 การกำหนดเงื่อนไขช่วงเวลากรณีชายฝั่งสมดุลในแบบจำลอง GENESIS

เนื่องจากการศึกษานี้ได้นำแบบจำลอง GENESIS ไปประยุกต์ใช้กับแบบจำลองชลศาสตร์ของอาทิตยา ที่ศึกษาเกี่ยวกับชายฝั่งสมดุลระหว่างเขื่อนกันคลื่นแยก การกำหนดเงื่อนไขของกรณีชายฝั่งสมดุลนั้นใช้สมมติฐานว่าชายฝั่งสมดุลคือชายที่เมื่อเวลาผ่านไปแล้วมีการเปลี่ยนแปลงน้อยมาก หรือไม่มีการเปลี่ยนแปลงเกิดขึ้น ดังนั้นจึงทำการศึกษาในกรณีตัวอย่าง 2 แบบ คือ ในกรณีที่เป็นแบบจำลอง (model) และในกรณีที่เป็นต้นแบบ (prototype) ซึ่งเกิดจากการขยายมาตราส่วนของกรณีแบบจำลอง 100 เท่า ดังตาราง 5-1 เพื่อวิเคราะห์การเปลี่ยนแปลงชายฝั่งที่เกิดจากการคำนวณ เทียบกับเวลาในแบบจำลอง GENESIS

การทดสอบการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งตามช่วงเวลานี้ ใช้เป็นระยะยื่นในแนวตั้งฉากกับชายฝั่งจากจุดที่ชายฝั่งงอกออกไปในทะเล (Tombolo) มากที่สุดถึงจุดที่มีความเว้า (ถูกกัดเซาะ) มากที่สุด หรือ

อาจเรียกว่าระยะเว้าของชายฝั่ง (sag) เป็นตัวแปรที่เปลี่ยนแปลงกับเวลา ผลการทดสอบพบว่า ในกรณีของแบบจำลอง การเปลี่ยนแปลงชายฝั่งถึงจุดสมดุล ใช้เวลาในแบบจำลอง GENESIS เพียง 1 วัน เท่านั้น สำหรับรายละเอียดการคำนวณที่น้อยกว่า 1 วัน ไม่สามารถแสดงผลได้เนื่องจากเป็นข้อจำกัดของแบบจำลอง GENESIS แสดงดังตาราง 5-2 และรูป 5-1 ส่วนในกรณีของต้นแบบที่ขยายมาตราส่วน 100 เท่าของแบบจำลอง พบว่าจะมีการเปลี่ยนแปลงมากในช่วงเดือนแรกโดยระยะเว้ามีเท่ากับ 121.64 เมตร แล้วเปลี่ยนแปลงลดลงเมื่อเข้าสู่เดือนที่ 2 เมื่อผ่านเดือนที่ 2 ไปการเปลี่ยนแปลงก็แทบจะหยุดนิ่งแล้ว โดยการเปลี่ยนแปลงตั้งแต่เดือนที่ 2 ถึง ปีที่ 20 มีการเปลี่ยนแปลงเพียง 3.24 เมตรเท่านั้นดังตาราง 5-3 และรูป 5-2 ดังนั้นการพิจารณากรณีชายฝั่งสมดุลจึงใช้ช่วงเวลาสำหรับการคำนวณในแบบจำลองเท่ากับ 31 วัน ส่วนในกรณีต้นแบบใช้ช่วงเวลาการคำนวณทั้งหมด 3 ปี

จากผลของระยะเวลาที่ใช้ในกรณีชายฝั่งสมดุลพบว่า การเปลี่ยนแปลงชายฝั่งกรณีชายฝั่งสมดุลนั้น ในธรรมชาติใช้เวลายาวนานกว่าที่ได้จากการคำนวณของแบบจำลอง GENESIS มาก โดยในกรณีธรรมชาตินั้นอาจเป็นเพราะในสภาพคลื่นที่เข้ากระทำต่อชายฝั่งมีการเปลี่ยนแปลงทั้งขนาดและทิศทางตลอดเวลา ทำให้การเปลี่ยนแปลงชายฝั่งในธรรมชาติมีการเปลี่ยนแปลงตลอด ซึ่งผิดกับเงื่อนไขที่ใช้แบบจำลอง GENESIS ในครั้งนี้ที่มีเฉพาะคลื่นลักษณะเดียวเข้ากระทำและมีขนาดใหญ่มาก คือ ในกรณีของแบบจำลองใช้ H_0 = 0.041 เมตร และในกรณีต้นแบบใช้ H_0 = 4.1 เมตร ทำให้ผลการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งจึงเข้าสู่สมดุลอย่างรวดเร็ว

5.1.2 <u>การปรับแก้ค่าสัมประสิทธิ์การเคลื่อนตัวของตะกอน</u>

ค่าสัมประสิทธิ์การเคลื่อนตัวของตะกอน หรือค่า K1, K2 นี้ เป็นพารามิเตอร์ที่กำหนดอัตราการเคลื่อนตัวของตะกอนในแบบจำลอง GENESIS โดยค่า K1 เป็นพารามิเตอร์หลักที่กำหนดปริมาณของตะกอนที่เคลื่อนตัวตามแนวชายฝั่ง ส่วนค่า K2 เป็นพารามิเตอร์สำหรับปรับแก้รูปร่างให้มีความถูกต้องมากยิ่งขึ้น โดยค่า K2 จะมีอิทธิพลต่อการเปลี่ยนแปลงรูปร่างชายฝั่งมากในกรณีที่การจำลองนั้นมีโครงสร้างที่ทำให้เกิดปรากฏการณ์การกระจายคลื่น (diffraction) เช่น เขื่อนกันคลื่นแยก

ดังนั้นในการปรับแก้ค่า K1, K2 ในกรณีชายฝั่งสมดุลโดยเปรียบเทียบกับแบบจำลองชลศาสตร์ของอาทิตยา จึงแบ่งออกเป็น 2 กรณี คือ

1) กรณีแบบจำลอง (model) คือ กรณีที่ทำการจำลองสภาพตามแบบจำลองของอาทิตยาที่ใช้ศึกษาในแอ่งคลื่น (wave basin) โดยกำหนดให้พารามิเตอร์ต่างๆในแบบจำลองที่ใช้ในแบบจำลอง GENESIS เหมือนกับแบบจำลองชลศาสตร์ และเลือกกรณีการศึกษาของแบบจำลองชลศาสตร์สำหรับการปรับแก้ค่า K1, K2 นี้ทั้งหมด 13 กรณี โดยให้ครอบคลุมผลของ

ตาราง 5-1 กรณีทดสอบการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งกับระยะเวลาในแบบจำลอง GENESIS

พารามิเตอร์	Δx m.	Δt hrs	d_c m.	d_B m.	D_{50} mm.	K1	K2	ℓ:G	θ_o	H_o m.	T sec	H_o/L_o	ระยะเวลาที่ใช้ทดสอบ
กรณีแบบจำลอง	0.1	0.01	0.08	0.036	0.25	0.5	0.3	1:3	-25	0.041	1	0.026	1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 15, 20, 25, 31 วัน
กรณีต้นแบบ	10	0.5	9.33	4.67	25	0.5	0.3	1:3	-25	4.1	10	0.026	1, 2, 3, 4, 5, 6, 8, 10, 12,15, 18, 24, 30, 36, 42, 48 เดือน 5, 6, 7, 8, 10, 12, 14, 16, 18, 20 ปี

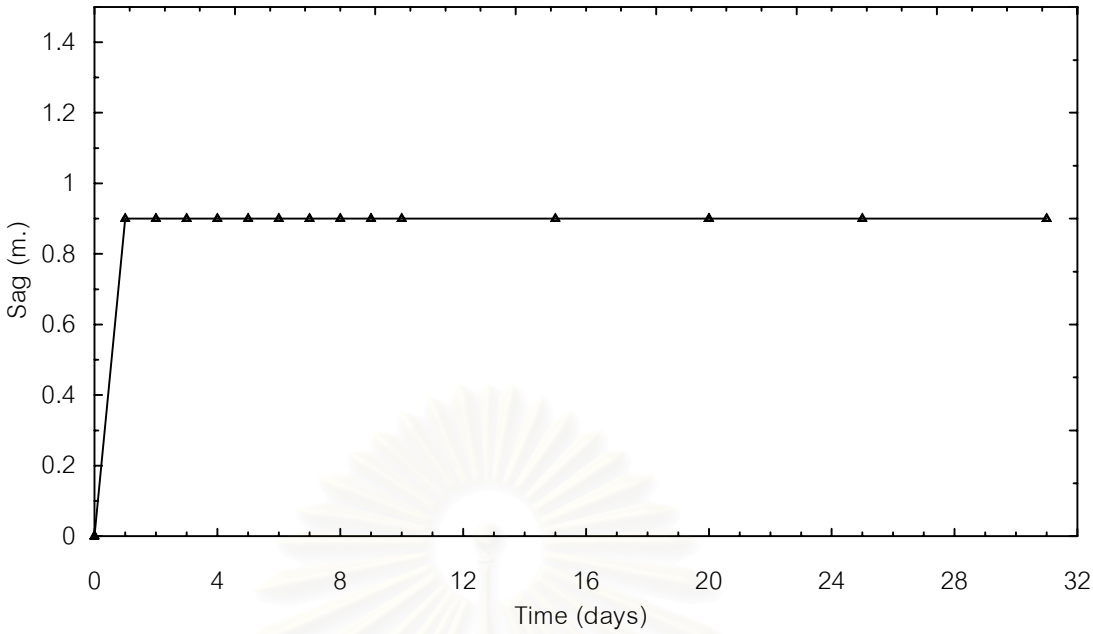
ตาราง 5-2 การเปลี่ยนแปลงชายฝั่งทะเลกับระยะเวลาในแบบจำลอง GENESIS กรณีแบบจำลอง

ระยะเวลาในแบบจำลอง GENESIS (วัน)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	15	20	25	31
ระยะเว้าของชายฝั่งทะเล	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9

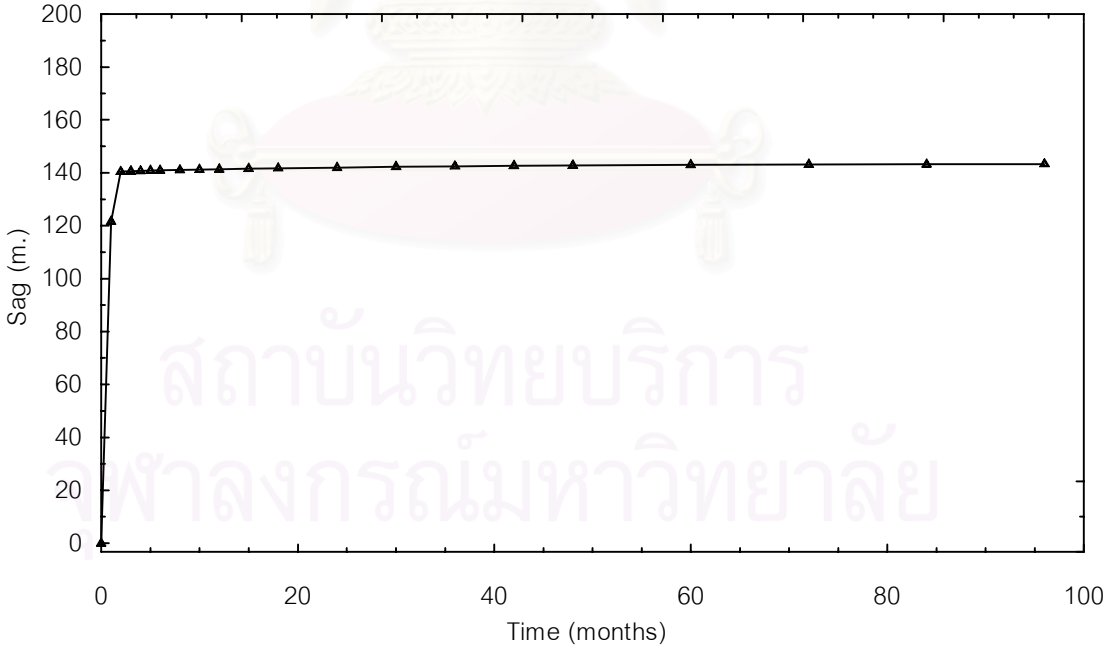
ตาราง 5-3 การเปลี่ยนแปลงชายฝั่งทะเลกับระยะเวลาในแบบจำลอง GENESIS กรณีต้นแบบ

ระยะเวลาในแบบจำลอง GENESIS (เดือน)	1	2	3	4	5	6	8	10	12	15	18	24	30	36	42	48
ระยะเว้าของชายฝั่งทะเล	121.64	140.42	140.58	140.71	140.79	140.92	141.05	141.17	141.32	141.56	141.75	141.96	142.27	142.48	142.64	142.79

ระยะเวลาในแบบจำลอง GENESIS (ปี)	5	6	7	8	10	12	14	16	18	20
ระยะเว้าของชายฝั่งทะเล	143.03	143.17	143.24	143.27	143.52	143.55	143.61	143.65	143.66	143.66



รูป 5-1 การเปลี่ยนแปลงชายฝั่งตามช่วงเวลา ที่คำนวณได้จากแบบจำลอง GENESIS ในกรณีแบบจำลอง



รูป 5-2 การเปลี่ยนแปลงชายฝั่งตามช่วงเวลา ที่คำนวณได้จากแบบจำลอง GENESIS ในกรณีต้นแบบ

ตัวแปรที่สำคัญที่ใช้ศึกษาในแบบจำลองชลศาสตร์ทั้ง 3 ตัว คือ H_o/L_o, ℓ:G และ θ_o โดยรายละเอียดแสดงในภาคผนวก จ.2

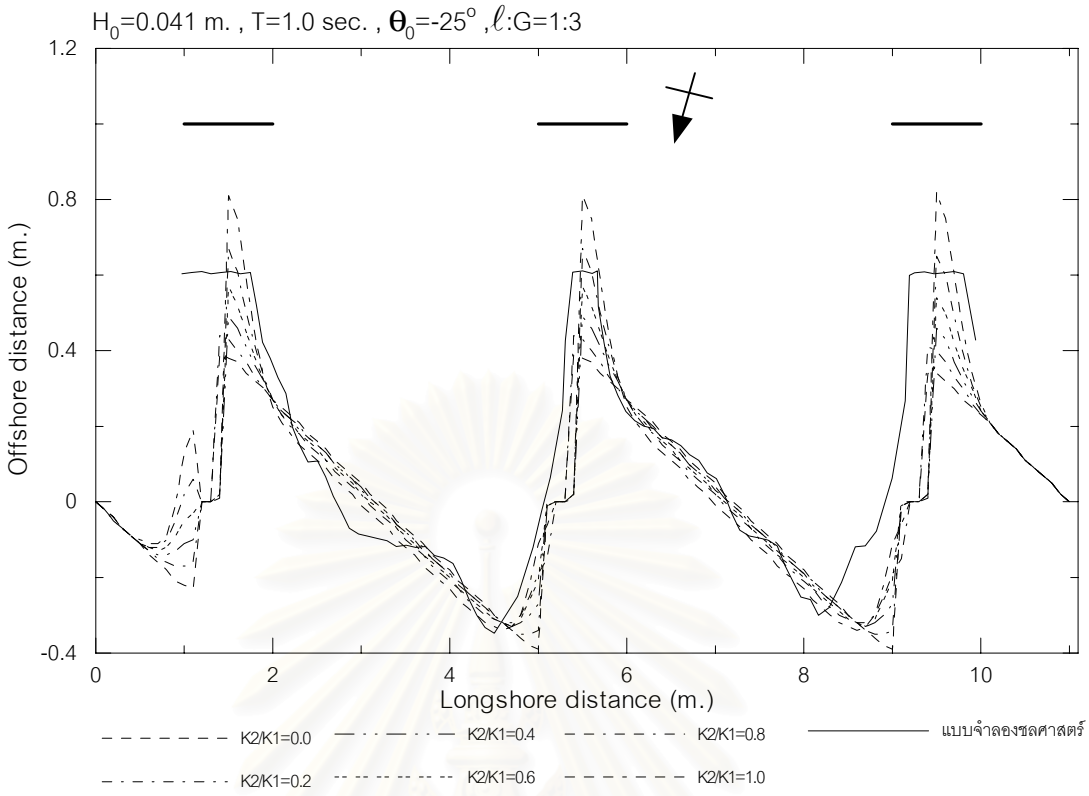
2) กรณีต้นแบบ (prototype) คือ กรณีที่ทำการขยายแบบจำลองชลศาสตร์ ด้วยมาตราส่วน 1:100 ในทุกตัวแปร ยกเว้นค่า d_B และ d_C โดยค่า d_C สามารถคำนวณจากสมการ 4-15 ส่วนค่า d_B สมมติให้มีค่าเป็นครึ่งหนึ่งของ d_C โดยผลของการเปลี่ยนแปลงของพารามิเตอร์ 2 ตัวนี้ สำหรับกรณีชายฝั่งสมดุลแล้ว ถือว่าไม่มีผลต่อรูปร่างชายฝั่ง (ดังรายละเอียดในภาคผนวก ง) โดยการปรับแก้ค่า K1, K2 นี้ทำการปรับแก้ทั้งหมด 10 กรณี โดยรายละเอียดดังแสดงในภาคผนวก จ.3

จากการปรับแก้ค่า K1, K2 พบว่า สำหรับกรณีชายฝั่งสมดุลนี้ รูปร่างของชายฝั่งมีแปรผันตามอัตราส่วน K2/K1 เมื่ออัตราส่วน K2/K1 มีค่ามากขึ้น ระยะเว้าของชายฝั่ง (sag) ก็เพิ่มขึ้นด้วย โดยผลจากการปรับแก้ค่า K1, K2 ในกรณีแบบจำลอง พบว่าในแต่ละกรณีค่า K1, K2 ที่ปรับเปลี่ยนไปให้ผลของรูปร่างชายฝั่งที่มีความใกล้เคียงและสอดคล้องกับแบบจำลองชลศาสตร์ของอาทิตยา ดังรูป 5-3 แสดงการเปรียบเทียบรูปร่างชายฝั่งที่เป็นผลจากการคำนวณของแบบจำลอง GENESIS กับแบบจำลองชลศาสตร์ของอาทิตยา เนื่องด้วยการศึกษาของอาทิตยาเป็นกรณีชายฝั่งที่ Tombolo ยื่นติดกับเขื่อนกันคลื่นแยก ซึ่งแตกต่างกับการประยุกต์ใช้แบบจำลอง GENESIS ที่ไม่สามารถคำนวณกรณีชายฝั่งที่มี Tombolo ยื่นติดได้ ดังนั้นรูปร่างชายฝั่งที่เป็นผลจากการศึกษาของอาทิตยาทั้งหมดที่แสดงในการศึกษานี้จึงเป็นการเลื่อน (shift) รูปลงมาเพื่อความสะดวกในการเปรียบเทียบ โดยผลของการพิจารณาอัตราส่วน K2/K1 ที่ให้ค่าระยะเว้าของชายฝั่งที่เท่ากันกับผลการศึกษาจากแบบจำลองชลศาสตร์ในแต่ละกรณีดังตาราง 5-4 แล้วนำผลที่ได้ไปหาค่าเฉลี่ย ซึ่งปรากฏว่า อัตราส่วน K2/K1 ที่เหมาะสมมีค่าเท่ากับ 0.65

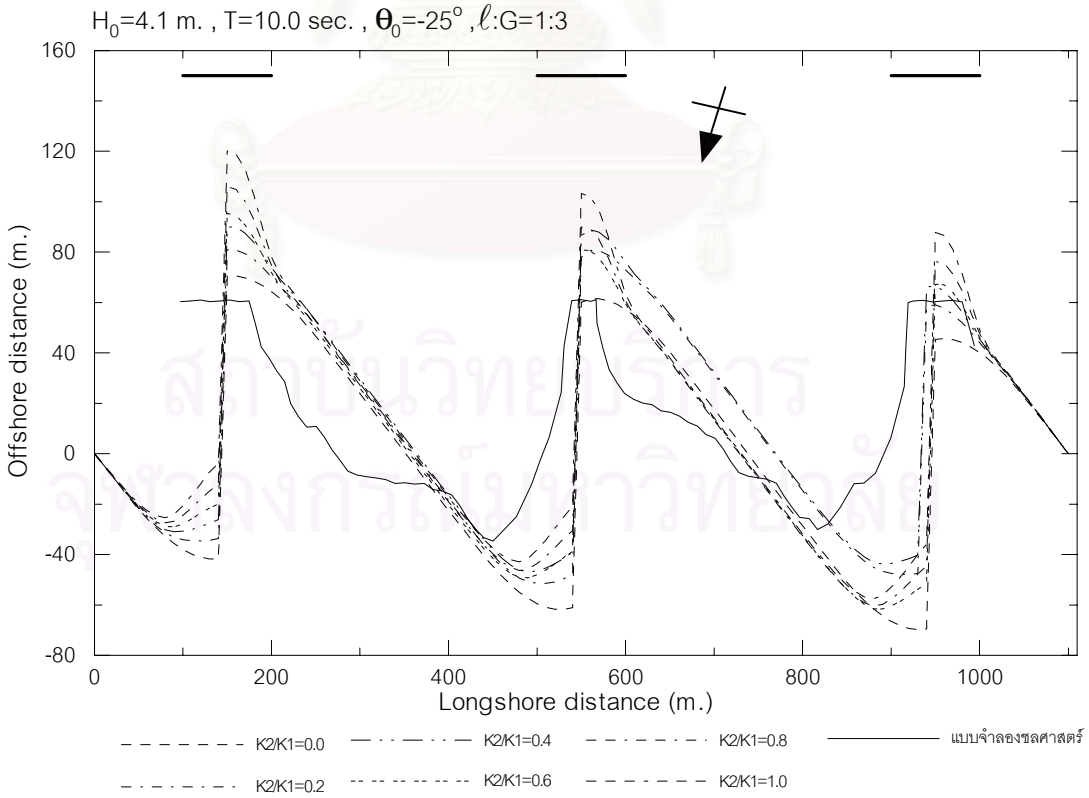
ส่วนผลการปรับแก้ค่า K1, K2 ในกรณีต้นแบบ พบว่าค่าของ K1, K2 ในทุกกรณีให้ผลของระยะเว้าของชายฝั่งที่เกิดจากการคำนวณของแบบจำลอง GENESIS มากกว่าผลจากแบบจำลองชลศาสตร์ แต่เมื่อพิจารณารูปร่างชายฝั่ง พบว่ารูปร่างชายฝั่งที่ได้จาการคำนวณนั้นสอดคล้องกับรูปร่างชายฝั่งที่เป็นผลจากแบบจำลองชลศาสตร์ที่นำมาขยายมาตราส่วน 100 เท่า ดังรูป 5-4 ดังนั้นการเลือกใช้อัตราส่วน K2/K1 ที่เหมาะสมจึงใช้ผลของการปรับแก้ค่า K1, K2 จากกรณีแบบจำลองได้ คือ อัตราส่วน K2/K1 ที่เหมาะสมมีค่าเท่ากับ 0.65

5.2 กรณีการศึกษาเปรียบเทียบกับกรณีการทดลอง

ในการศึกษานี้ได้ทำการศึกษาเปรียบเทียบกับแบบจำลองชลศาสตร์ของอาทิตยาในทุกการทดลองโดยแบ่งลักษณะการทดสอบเป็น 3 กรณี คือ กรณีแบบจำลอง (model), กรณีต้นแบบ (prototype) และกรณีตัวอย่างศึกษา



รูป 5-3 ตัวอย่างการปรับแก้ค่า K1, K2 ในกรณีแบบจำลอง



รูป 5-4 ตัวอย่างการปรับแก้ค่า K1, K2 ในกรณีต้นแบบ

5.2.1 กรณีแบบจำลอง

ในกรณีแบบจำลอง ทำการประยุกต์ใช้แบบจำลอง GENESIS จำลองลักษณะของแบบจำลองชลศาสตร์ โดยกำหนดพารามิเตอร์ทุกตัวในแบบจำลอง GENESIS ให้เหมือนกับในแบบจำลองชลศาสตร์ในทุกการทดลอง ดังรายละเอียดในตาราง 2-6 ส่วนพารามิเตอร์อื่นๆ อันได้แก่

- ขนาดตะกอน (D_{50}) กำหนดให้เท่ากับ 0.25 มิลลิเมตร
- ระยะห่างระหว่างแถบการคำนวณ (Δx) กำหนดให้เท่ากับ 0.1 เมตร
- ช่วงเวลาการคำนวณ (Δt) กำหนดให้เท่ากับ 0.01 ชั่วโมง
- ค่า depth of closure (d_c) กำหนดให้เท่ากับ 0.08 เมตร
- ความสูงสันทราย (d_B) กำหนดให้เท่ากับ 0.036 เมตร

ส่วนค่า K1 และ K2 กำหนดเป็นอัตราส่วน K2/K1 มีค่าเท่ากับ 0.65 ซึ่งในการศึกษานี้ กำหนดให้ K1 = 0.2 และ K2 = 0.13

5.2.2 กรณีต้นแบบ

สำหรับในกรณีต้นแบบนี้ใช้การขยายมาตราส่วน 100 เท่าจากกรณีแบบจำลองทั้งในสภาพทางกายภาพของคลื่น และตัวแปรต่างๆ โดยการกำหนดค่าพารามิเตอร์ต่างๆ เมื่อเทียบกับกรณีแบบจำลองมีดังตาราง 5-5 แสดงการเปรียบเทียบค่าพารามิเตอร์ต่างๆที่ใช้ในกรณีแบบจำลองกับกรณีต้นแบบ โดยยกตัวอย่างในกรณีย่อย G3 ในแบบจำลองชลศาสตร์ของอาทิตยา โดยขยายมาตราส่วน 100 เท่าในทุกพารามิเตอร์ เมื่อขยายค่าความสูงคลื่นในน้ำลึก (H_0) 100 เท่า พบว่าคาบเวลาคลื่น (T) จะขยายเพียง 10 เท่า เนื่องจากต้องการให้ความชันคลื่นในน้ำลึกคงที่ (H_0/L_0) ดังสมการ 5-1

จาก
$$L_0 = \frac{gT^2}{2\pi}$$

$$\frac{(H_0/L_0)_p}{(H_0/L_0)_m} = \frac{(2\pi H_0/gT^2)_p}{(2\pi H_0/gT^2)_m} = \frac{(H_0/T^2)_p}{(H_0/T^2)_m} = 1$$

$$\left(\frac{H_0}{T^2}\right)_p = \left(\frac{H_0}{T^2}\right)_m$$

ดังนั้น
$$\frac{T_p}{T_m} = \sqrt{\frac{H_{0p}}{H_{0m}}} = \sqrt{100} = 10 \qquad \text{..... (5-1)}$$

ตาราง 5-4 สรุปอัตราส่วน K2/K1 ที่เหมาะสม

กรณีเปรียบเทียบกับแบบจำลอง	อัตราส่วน K2/K1 ที่เหมาะสม	ℓ:G	θ_0 (องศา)	H_0 (m.)	T (sec)	H_0/L_0	Sag_0 (m.)	ค่าเฉลี่ยของ K2/K1
G1	0.58	1:3	-25	0.03	1.55	0.008	0.716	
G2	0.38	1:3	-25	0.035	1.3	0.013	0.716	
G3	0.53	1:3	-25	0.041	1	0.026	0.870	0.57
G4	0.73	1:3	-25	0.043	0.85	0.038	1.029	
G5	0.64	1:3	-25	0.052	0.8	0.052	1.111	
E3	0.93	1:1	-25	0.041	1	0.026	0.616	
F3	1.01	1:2	-25	0.037	1	0.024	0.795	0.72
G3	0.53	1:3	-25	0.041	1	0.026	0.870	
H3	0.40	1:4	-25	0.041	1	0.026	1.020	
C3	0.83	1:3	-15	0.041	1	0.026	0.728	
G3	0.53	1:3	-25	0.041	1	0.026	0.870	0.68
K3	0.20	1:3	-35	0.037	1	0.024	0.96	
ค่าเฉลี่ย								0.65

ตาราง 5-5 ตัวอย่างพารามิเตอร์ที่ใช้ในการประยุกต์แบบจำลอง GENESIS กับแบบจำลองชลศาสตร์

พารามิเตอร์	Δx (m.)	Δt (hrs)	d_C (m.)	d_B (m.)	D_{50} (mm.)	K1	K2	ℓ:G	θ_0	H_0 (m.)	T (sec)	H_0/L_0	Sag_o (m.)
กรณีแบบจำลอง	0.1	0.01	0.08	0.036	0.25	0.2	0.13	1:3	-25	0.041	1	0.026	0.87
กรณีต้นแบบ	10	0.5	9.33	4.67	25	0.2	0.13	1:3	-25	4.1	10	0.026	87

เมื่อ m คือ เงื่อนไขกรณีแบบจำลอง

p คือ เงื่อนไขกรณีต้นแบบ

ส่วนค่า depth of closure (d_C) กำหนดให้มีค่าตามสูตร 4-13 ซึ่งเป็นฟังก์ชันของความชันคลื่นในน้ำลึก (H_0/L_0) และความสูงคลื่นในน้ำลึก (H_0) สำหรับค่าความสูงสันทราย (d_B) กำหนดให้มีค่าเป็นครึ่งหนึ่งของ d_C

5.2.3 <u>กรณีตัวอย่างศึกษา</u>

การศึกษาแบบจำลองชลศาสตร์ของอาทิตยา แสดงผลสรุปในรูปแบบของเกณฑ์การออกแบบเขื่อนกันคลื่นแยก ดังรูป 2-14 โดยมีความสัมพันธ์ระหว่างความชันคลื่นในน้ำลึก (H_0/L_0) ระยะเว้าของชายฝั่งต่อความยาวคลื่นในน้ำลึก (S/L_0) และทิศทางคลื่นที่ทำมุมกับแนวชายฝั่ง (α_0) ในกรณีที่อัตราส่วนระหว่างความยาวเขื่อนกันคลื่นต่อระยะระหว่างเขื่อนกันคลื่นแยกที่แตกต่างกัน (ℓ:G)

ในการศึกษาแบบจำลอง GENESIS นี้จึงได้ทำการวิเคราะห์กรณีตัวอย่างศึกษาเพื่อนำไปเปรียบเทียบกับผลจากแบบจำลองชลศาสตร์ โดยได้กำหนดพารามิเตอร์ต่าง ๆ สำหรับกรณีศึกษาดังนี้

- ความชันคลื่นในน้ำลึก (H_0/L_0) ใช้ค่า 0.02 , 0.04 และ 0.06
- ทิศทางของคลื่นที่ทำมุมกับแนวชายฝั่ง ใช้ค่า 15° 25° และ 35°
- อัตราส่วนระหว่างความยาวเขื่อนกันคลื่นต่อระยะห่างระหว่างเขื่อนกันคลื่นแยก (ℓ:G) ใช้ค่า 1:1 , 1:2 , 1:3 และ 1:4

เพื่อหาค่าของระยะเว้าของชายฝั่งต่อความยาวคลื่นในน้ำลึก (S/L_0) จากรูป 2-14 และกำหนดให้ความสูงคลื่นในน้ำลึก (H_0) มีค่าเท่ากับ 1 เมตรในทุกกรณี ดังแสดงกรณีตัวอย่างศึกษาต่างๆ ดังตาราง 5-6

5.3 การวิเคราะห์ผลการประยุกต์ใช้แบบจำลอง GENESIS

การประยุกต์ใช้แบบจำลอง GENESIS กับแบบจำลองชลศาสตร์ของอาทิตยา (2540) ทั้ง 3 กรณี คือ กรณีแบบจำลอง กรณีต้นแบบ และกรณีตัวอย่างศึกษา สามารถวิเคราะห์ผลได้ดังนี้ โดยรายละเอียดแสดงดังภาคผนวก ฉ

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตาราง 5-6 กรณีประยุกต์ใช้แบบจำลอง GENESIS กับกรณีตัวอย่างศึกษา

กรณี	กรณีย่อย	ℓ:G	θ_0	H_0/L_0	S/L_0	H_0 (m.)	L_0 (m.)	T (sec)	ระยะเว้า (m.)
VPB-1	a2	1:1	15	0.02	0.23	1	50.00	5.66	11.25
เทียบกับ	a4	1:1	15	0.04	0.50	1	25.00	4.00	12.50
กรณี A	a6	1:1	15	0.06	0.77	1	16.67	3.27	12.88
VPB-2	b2	1:2	15	0.02	0.27	1	50.00	5.66	13.65
เทียบกับ	b4	1:2	15	0.04	0.59	1	25.00	4.00	14.78
กรณี B	b6	1:2	15	0.06	0.91	1	16.67	3.27	15.15
VPB-3	c2	1:3	15	0.02	0.36	1	50.00	5.66	18.20
เทียบกับ	c4	1:3	15	0.04	0.77	1	25.00	4.00	19.33
กรณี C	c6	1:3	15	0.06	1.29	1	16.67	3.27	21.55
VPB-4	d2	1:4	15	0.02	0.42	1	50.00	5.66	21.00
เทียบกับ	d4	1:4	15	0.04	0.91	1	25.00	4.00	22.73
กรณี D	d6	1:4	15	0.06	1.39	1	16.67	3.27	23.10
VPB-5	e2	1:1	25	0.02	0.25	1	50.00	5.66	12.50
เทียบกับ	e4	1:1	25	0.04	0.55	1	25.00	4.00	13.63
กรณี E	e6	1:1	25	0.06	0.84	1	16.67	3.27	14.02
VPB-6	f2	1:2	25	0.02	0.34	1	50.00	5.66	16.75
เทียบกับ	f4	1:2	25	0.04	0.75	1	25.00	4.00	18.63
กรณี F	f6	1:2	25	0.06	1.18	1	16.67	3.27	19.70
VPB-7	g2	1:3	25	0.02	0.42	1	50.00	5.66	20.75
เทียบกับ	g4	1:3	25	0.04	0.84	1	25.00	4.00	20.93
กรณี G	g6	1:3	25	0.06	1.28	1	16.67	3.27	21.40
VPB-8	h2	1:4	25	0.02	0.45	1	50.00	5.66	22.25
เทียบกับ	h4	1:4	25	0.04	0.96	1	25.00	4.00	23.88
กรณี H	h6	1:4	25	0.06	1.46	1	16.67	3.27	24.35
VPB-9	i2	1:1	35	0.02	0.31	1	50.00	5.66	15.35
เทียบกับ	i4	1:1	35	0.04	0.63	1	25.00	4.00	15.68
กรณี I	i6	1:1	35	0.06	0.96	1	16.67	3.27	15.95
VPB-10	j2	1:2	35	0.02	0.38	1	50.00	5.66	18.75
เทียบกับ	j4	1:2	35	0.04	0.77	1	25.00	4.00	19.25
กรณี J	j6	1:2	35	0.06	1.19	1	16.67	3.27	19.83
VPB-11	k2	1:3	35	0.02	0.45	1	50.00	5.66	22.50
เทียบกับ	k4	1:3	35	0.04	0.92	1	25.00	4.00	23.00
กรณี K	k6	1:3	35	0.06	1.43	1	16.67	3.27	23.83
VPB-12	l2	1:4	35	0.02	0.52	1	50.00	5.66	26.00
เทียบกับ	l4	1:4	35	0.04	1.07	1	25.00	4.00	26.75
กรณี L	l6	1:4	35	0.06	1.62	1	16.67	3.27	27.00

5.3.1 ผลการประยุกต์ใช้แบบจำลอง GENESIS กับกรณีแบบจำลอง

จากการประยุกต์ใช้แบบจำลอง GENESIS กับกรณีแบบจำลองได้ผลสรุปดังตาราง 5-7 และตัวอย่างของกรณีการเปรียบเทียบผลการใช้แบบจำลอง GENESIS กับกรณีแบบจำลองในกรณี θ_0 = -15° ดังรูป 5-5 ถึง 5-8 พบว่าผลที่ได้จากการคำนวณของแบบจำลอง GENESIS ให้รูปร่างและระยะเว้าที่ใกล้เคียงกับผลที่ได้จากแบบจำลองชลศาสตร์ ดังแสดงรายละเอียดในภาคผนวก ฉ.1

เมื่อผลการคำนวณที่ได้จากแบบจำลอง GENESIS ดังตาราง 5-7 พบว่า รูปร่างของชายฝั่งสมดุลขึ้นอยู่กับความสูงคลื่นในน้ำลึก (H_0) ไม่ใช่ความชันคลื่นในน้ำลึก (H_0/L_0) ดังตัวอย่างเช่น ในกรณีของ VM-1 พบว่า ในกรณีย่อย a2, a3 และ a4 มีความสูงคลื่นในน้ำลึกใกล้เคียงกัน แต่ความชันคลื่นในน้ำลึกแตกต่างกัน ให้ผลการคำนวณระยะเว้าชายฝั่งจากแบบจำลอง GENESIS ใกล้เคียงกัน

ส่วนในบางกรณี เช่น กรณีที่เทียบกับแบบจำลองชลศาสตร์ กรณี A กรณีย่อย a2 พบว่า มีระยะเว้าที่แตกต่างจากระยะเว้าของแบบจำลองชลศาสตร์ถึง 78.36% แต่เมื่อพิจารณารูป 5-5 พบว่ารูปร่างคล้ายกัน แตกต่างกันตรงบริเวณที่เป็นรอยต่อของบริเวณอับคลื่น ซึ่งมีการเปลี่ยนแปลงของการกัดเซาะและการทับถมอย่างฉับพลันในการคำนวณของแบบจำลอง GENESIS เนื่องจากในแบบจำลอง GENESIS นี้ใช้การคำนวณการเปลี่ยนแปลงของชายฝั่งในแต่ละแถบการคำนวณ (strip) แบบสมดุลตะกอน นั่นเป็นผลให้เกิดการคำนวณของตะกอนที่ถูกกัดเซาะและการทับถมอย่างฉับพลันขึ้น ซึ่งผิดกับของจริงในธรรมชาติที่การกัดเซาะและการทับถมของตะกอนอาจมีการเคลื่อนตัวเลื่อนไปได้ ไม่จำเป็นต้องตกตะกอนในช่วงถัดไปเท่านั้น ด้วยเหตุดังกล่าวข้างต้นทำให้ระยะเว้าของการคำนวณจากแบบจำลอง GENESIS จึงมีค่ามากกว่าผลจากแบบจำลองชลศาสตร์

นอกจากระยะเว้าที่แตกต่างกันมากในบางกรณีแล้ว พบว่าในกรณีของชายฝั่งที่เป็นผลจากการคำนวณของแบบจำลอง GENESIS ยังให้ผลของรูปร่างที่แปลก คือ เกิดรอยหยักในบริเวณส่วนที่เป็น Tombolo ยื่นออกไป ซึ่งเกิดขึ้นในทุกกรณีย่อยและจะมีผลมากในกรณีที่มีมุมของคลื่นที่เข้ากระทำมีค่าเป็น 15° โดยเห็นได้อย่างชัดในกรณีที่อัตราส่วน ℓ:G มีค่าเท่ากับ 1:1 และผลของรอยหยักนี้จะลดลงเมื่ออัตราส่วน ℓ:G มากขึ้นดังรูป 5-5 ถึง 5-8 ผลที่เกิดขึ้นนี้เนื่องจากการใช้ระยะห่างระหว่างแถบการคำนวณ (Δx) ที่น้อยเกินไป โดยเฉพาะอย่างยิ่งในกรณีที่มุมของคลื่นที่กระทำต่อชายฝั่งมีค่าน้อย (15°) และอัตราส่วน ℓ:G มีค่าต่ำ (1:1) ยิ่งทำให้ความสูงและมุมของคลื่นแตกตัวในบริเวณรอยหยักมีค่าใกล้เคียงกัน เพราะแถบการคำนวณอยู่ติดกันมาก ส่งผลให้การคำนวณอัตราการเคลื่อนตัวของตะกอนเข้าและออกเท่ากัน ชายฝั่งในบริเวณนั้นจึงไม่มีการเปลี่ยนแปลง

ตาราง 5-7 ผลการเปรียบเทียบระยะเว้าชายฝั่งที่ได้จากแบบจำลอง GENESIS กับแบบจำลองชลศาสตร์ กรณีแบบจำลอง

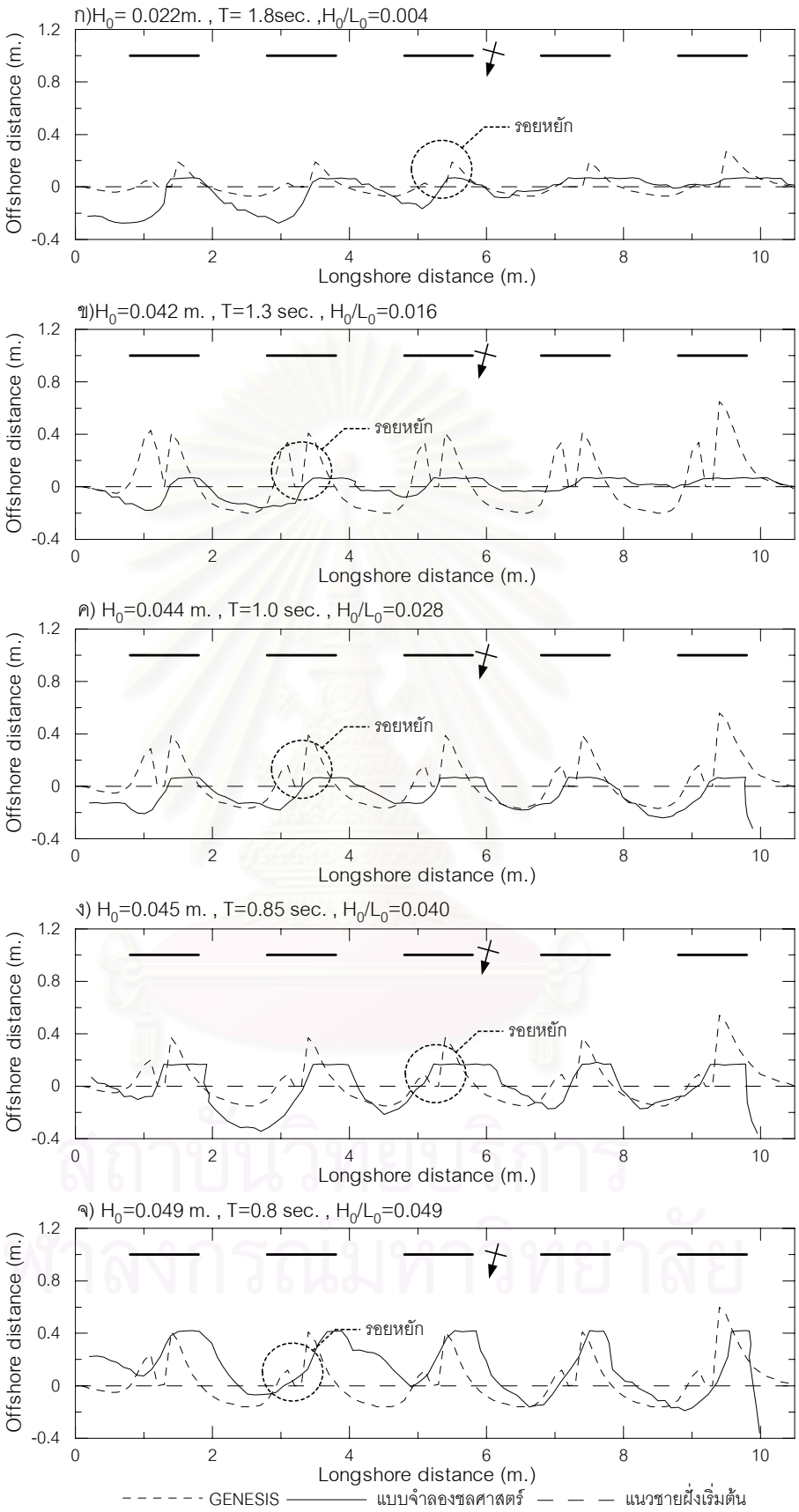
กรณี	กรณีย่อย	ℓ:G	θ_0	H_0 m.	T sec	H_0/L_0	ระยะเว้าจากแบบจำลองกายภาพ (m.)	ระยะเว้าจาก GENESIS (m.)	Diff. %
	a1	1:1	-15	0.022	1.8	0.004	0.313	0.26	16.93
VM-1	a2	1:1	-15	0.042	1.3	0.016	0.342	0.61	-78.36
เทียบกับ	a3	1:1	-15	0.044	1	0.028	0.380	0.56	-47.37
กรณี A	a4	1:1	-15	0.045	0.85	0.040	0.631	0.52	17.59
	a5	1:1	-15	0.049	0.8	0.049	0.709	0.57	19.61
	b1	1:2	-15	0.026	1.55	0.007	0.486	0.42	13.58
VM-2	b2	1:2	-15	0.039	1.3	0.015	0.486	0.64	-31.69
เทียบกับ	b3	1:2	-15	0.042	1	0.027	0.535	0.65	-21.50
กรณี B	b4	1:2	-15	0.045	0.85	0.040	0.680	0.67	1.47
	b5	1:2	-15	0.051	0.8	0.051	0.776	0.79	-1.80
	c1	1:3	-15	0.024	1.55	0.006	0.535	0.50	6.54
VM-3	c2	1:3	-15	0.04	1.3	0.015	0.554	0.80	-44.40
เทียบกับ	c3	1:3	-15	0.041	1	0.026	0.728	0.77	-5.77
กรณี C	c4	1:3	-15	0.044	0.85	0.039	0.873	0.81	7.22
	c5	1:3	-15	0.054	0.8	0.054	1.066	1.07	-0.38
	d1	1:4	-15	0.027	1.55	0.007	0.680	0.67	1.47
VM-4	d2	1:4	-15	0.041	1.3	0.016	0.699	1.01	-44.49
เทียบกับ	d3	1:4	-15	0.042	1	0.027	0.824	0.96	-16.50
กรณี D	d4	1:4	-15	0.048	0.85	0.043	1.095	1.08	1.37
	d5	1:4	-15	0.051	0.8	0.051	1.211	1.18	2.56
	e1	1:1	-25	0.025	1.55	0.007	0.463	0.37	20.09
VM-5	e2	1:1	-25	0.035	1.3	0.013	0.517	0.52	-0.58
เทียบกับ	e3	1:1	-25	0.041	1	0.026	0.616	0.59	4.22
กรณี E	e4	1:1	-25	0.042	0.85	0.037	0.633	0.58	8.37
	e5	1:1	-25	0.049	0.8	0.049	0.666	0.69	-3.60
	f1	1:2	-25	0.025	1.55	0.007	0.662	0.54	18.43
VM-6	f2	1:2	-25	0.036	1.3	0.014	0.689	0.74	-7.40
เทียบกับ	f3	1:2	-25	0.037	1	0.024	0.795	0.74	6.92
กรณี F	f4	1:2	-25	0.046	0.85	0.041	0.931	0.93	0.11
	f5	1:2	-25	0.049	0.8	0.049	0.967	1.01	-4.45

* มี Tombolo ยื่นไปติดเขื่อนกันคลื่นก่อนการจำลองเสร็จสมบูรณ์

ตาราง 5-7 (ต่อ) ผลการเปรียบเทียบระยะเว้าชายฝั่งที่ได้จากแบบจำลอง GENESIS กับแบบจำลองชลศาสตร์ กรณีแบบจำลอง

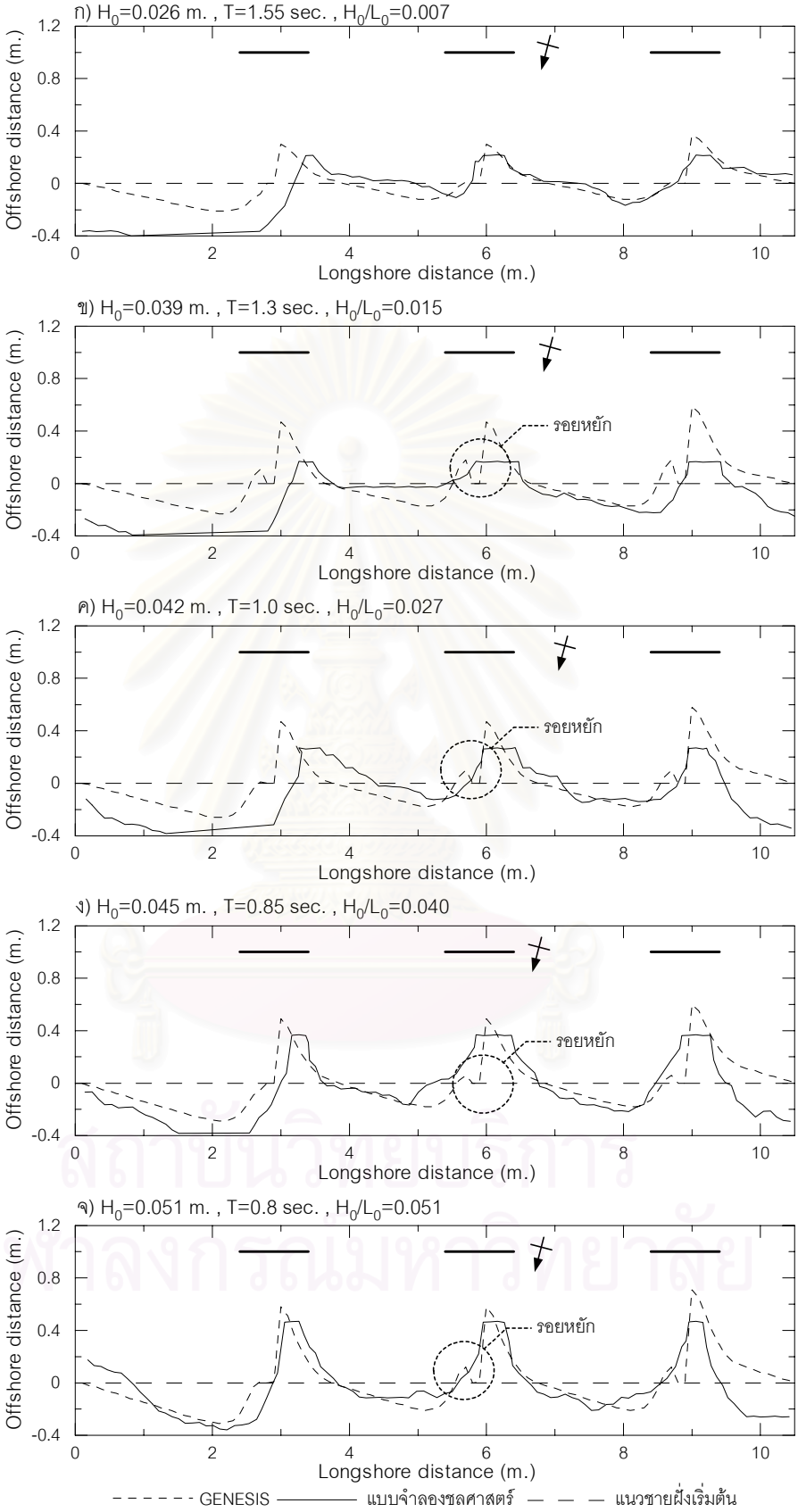
กรณี	กรณีย่อย	ℓ:G	θ_0	H_0 m.	T sec	H_0/L_0	ระยะเว้าจากแบบจำลองกายภาพ (m.)	ระยะเว้าจาก GENESIS (m.)	Diff. %
	g1	1:3	-25	0.03	1.55	0.008	0.716	0.81	-13.13
VM-7	g2	1:3	-25	0.035	1.3	0.013	0.716	0.92	-28.49
เทียบกับ	g3	1:3	-25	0.041	1	0.026	0.870	1.05	-20.69
กรณี G	g4	1:3	-25	0.043	0.85	0.038	1.029	1.11	-7.87
	g5*	1:3	-25	0.052	0.8	0.052	1.111	-	-
	h1	1:4	-25	0.022	1.55	0.006	0.848	0.87	-2.59
VM-8	h2	1:4	-25	0.035	1.3	0.013	0.898	1.09	-21.38
เทียบกับ	h3	1:4	-25	0.041	1	0.026	1.020	1.27	-24.51
กรณี H	h4	1:4	-25	0.044	0.85	0.039	1.122	1.37	-22.10
	h5*	1:4	-25	0.053	0.8	0.053	1.142	-	-
	i1	1:1	-35	0.016	1.55	0.004	0.305	0.33	-8.20
VM-9	i2	1:1	-35	0.034	1.3	0.013	0.411	0.58	-41.12
เทียบกับ	i3	1:1	-35	0.042	1	0.027	0.452	0.71	-57.08
กรณี I	i4	1:1	-35	0.049	0.85	0.043	0.551	0.87	-57.89
	i5*	1:1	-35	0.054	0.8	0.054	0.649	-	-
	j1	1:2	-35	0.022	1.55	0.006	0.661	0.65	1.66
VM-10	j2	1:2	-35	0.036	1.3	0.014	0.755	0.89	-17.88
เทียบกับ	j3	1:2	-35	0.043	1	0.028	0.919	1.11	-20.78
กรณี J	j4	1:2	-35	0.045	0.85	0.040	0.960	1.09	-13.54
	j5	1:2	-35	0.046	0.8	0.046	0.960	0.91	5.21
	k1	1:3	-35	0.025	1.55	0.007	0.866	0.92	-6.24
VM-11	k2	1:3	-35	0.033	1.3	0.013	0.948	1.08	-13.92
เทียบกับ	k3	1:3	-35	0.037	1	0.024	0.960	1.21	-26.04
กรณี K	k4	1:3	-35	0.041	0.85	0.036	1.083	1.35	-24.65
	k5*	1:3	-35	0.051	0.8	0.051	1.091	-	-
	l1	1:4	-35	0.024	1.55	0.006	0.876	1.10	-25.57
VM-12	l2	1:4	-35	0.036	1.3	0.014	0.962	1.37	-42.41
เทียบกับ	l3*	1:4	-35	0.04	1	0.026	1.165	-	-
กรณี L	l4*	1:4	-35	0.043	0.85	0.038	1.288	-	-
	l5*	1:4	-35	0.053	0.8	0.053	1.300	-	-

* มี Tombolo ยื่นไปติดเขื่อนกันคลื่นก่อนการจำลองเสร็จสมบูรณ์



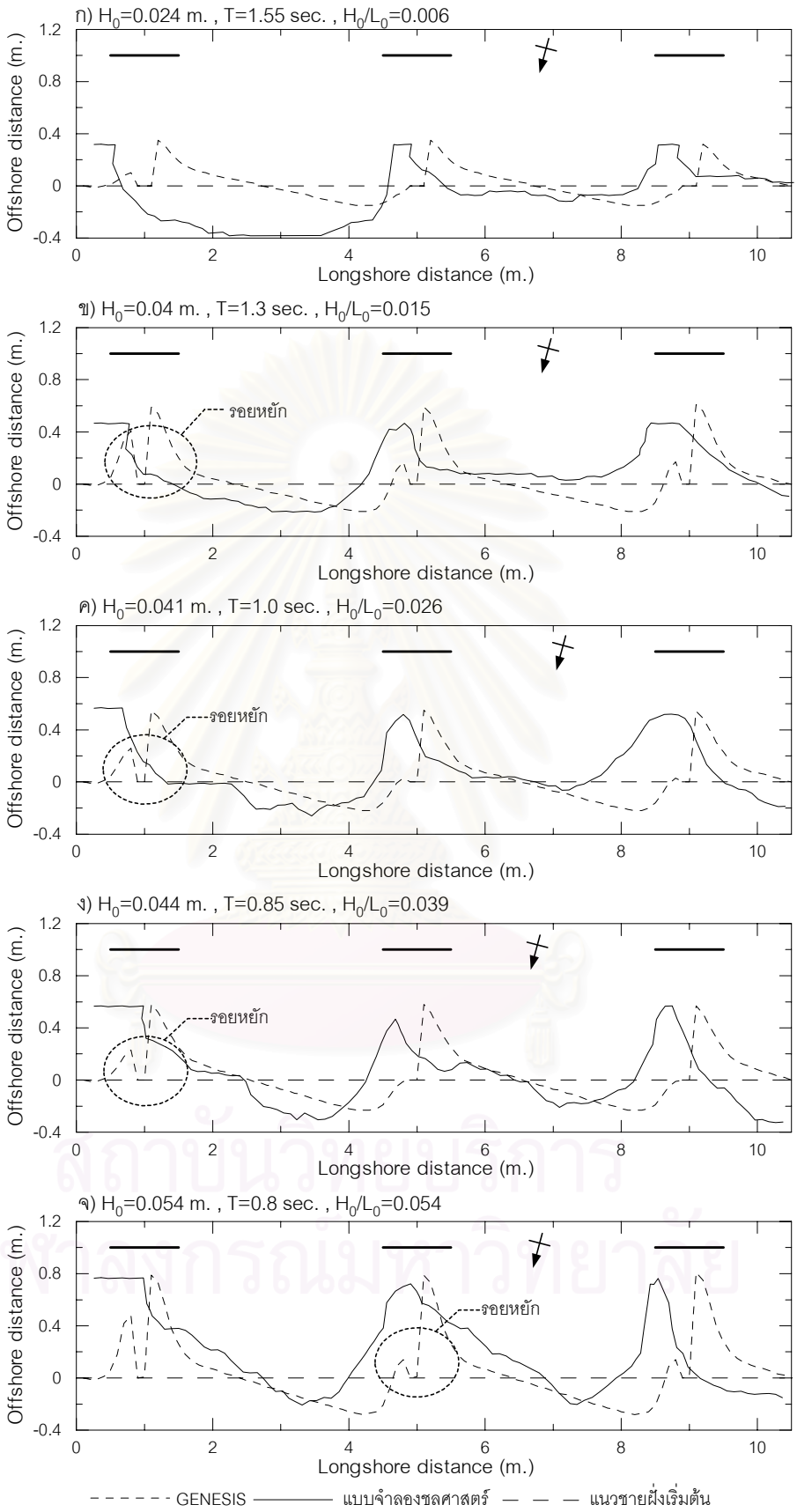
รูป 5-5 การเปรียบเทียบผลการใช้แบบจำลอง GENESIS กับกรณีแบบจำลอง

กรณี θ_0 = -15°, ℓ:G = 1:1



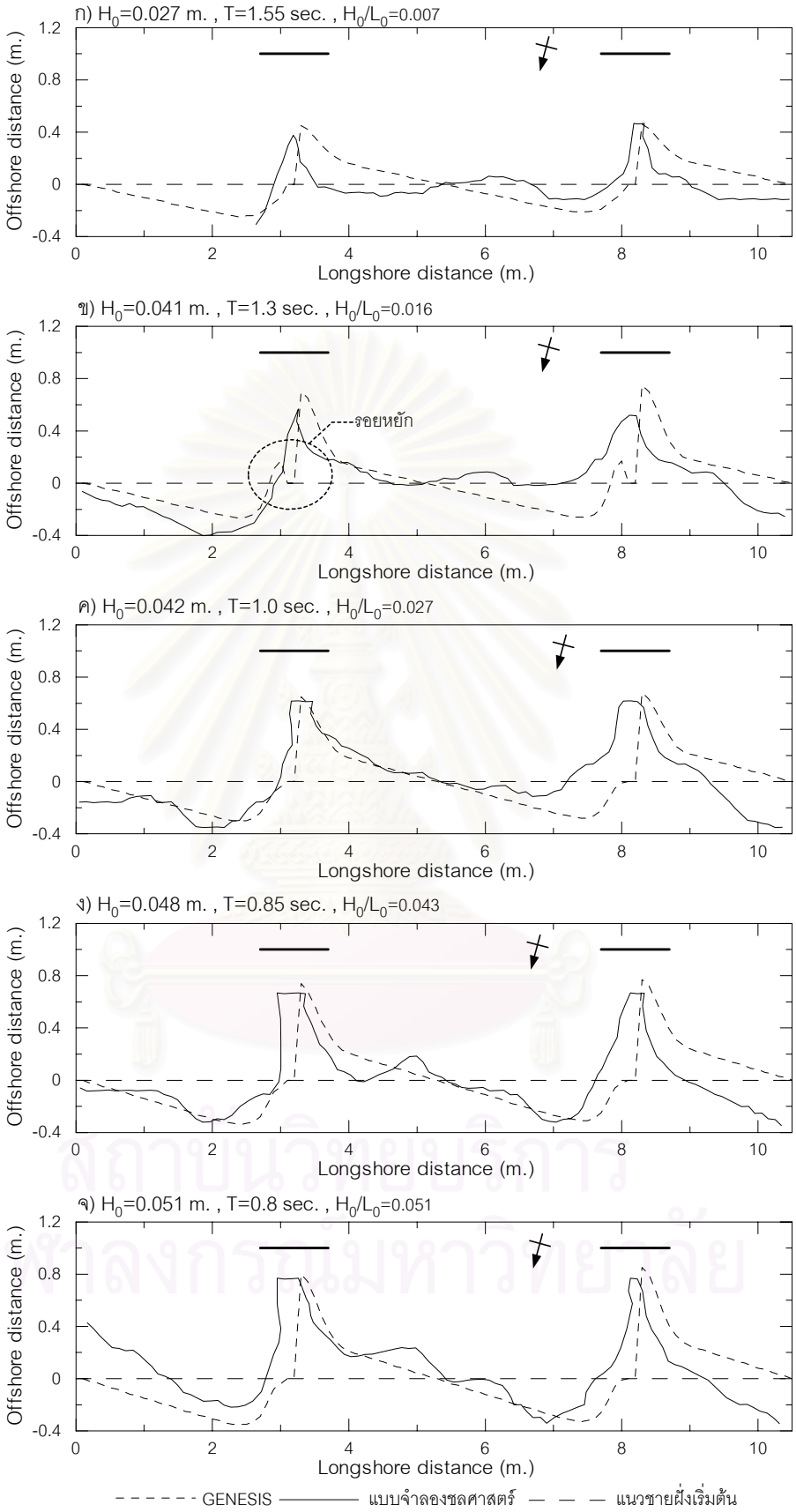
รูป 5-6 การเปรียบเทียบผลการใช้แบบจำลอง GENESIS กับกรณีแบบจำลอง

กรณี θ_0 = -15°, ℓ:G = 1:2



รูป 5-7 การเปรียบเทียบผลการใช้แบบจำลอง GENESIS กับกรณีแบบจำลอง

กรณี θ_0 = -15°, ℓ:G = 1:3



รูป 5-8 การเปรียบเทียบผลการใช้แบบจำลอง GENESIS กับกรณีแบบจำลอง

กรณี θ_0 = -15°, ℓ:G = 1:4

5.3.2 ผลการประยุกต์ใช้แบบจำลอง GENESIS กับกรณีต้นแบบ

ผลการประยุกต์ใช้แบบจำลอง GENESIS ได้ผลการเปรียบเทียบระยะเว้าชายฝั่งที่เป็นผลการคำนวณของแบบจำลอง GENESIS กับแบบจำลองชลศาสตร์กรณีต้นแบบที่ขยายมาตราส่วน 100 เท่า จากในกรณีของแบบจำลองชลศาสตร์ของอาทิตยา ดังตาราง 5-8 พบว่า ผลของระยะเว้าที่ได้จากการคำนวณมีค่ามากกว่าผลจากแบบจำลองชลศาสตร์เป็นส่วนใหญ่ โดยเฉพาะในกรณีมุมของคลื่น (θ_0) เท่ากับ -35° ระยะเว้าของชายฝั่งที่คำนวณได้จากแบบจำลอง GENESIS มีค่ามากกว่า ผลจากแบบจำลองชลศาตร์ประมาณ 2 เท่า ดังรูป 5-9 ถึง 5-12

เมื่อพิจารณาผลของรูปร่างชายฝั่ง พบว่า รูปร่างที่ได้จากการคำนวณมีลักษณะที่คล้ายผลของแบบจำลองชลศาสตร์ คือมีลักษณะตำแหน่งที่ Tombolo ยื่นมากที่สุดและส่วนที่เว้าที่สุดอยู่ในตำแหน่งที่ใกล้เคียงกันในทุกกรณี มีเพียงแต่ระยะเว้าที่แตกต่างกันเท่านั้น เนื่องจากใช้วิธีการคำนวณการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งที่ทำให้เกิดการกัดเซาะและทับถมโดยพิจารณาเฉพาะอัตราการเคลื่อนตัวของตะกอนทรายที่เข้าและออกในแต่ละแถบการคำนวณเท่านั้น นอกจากนี้ผลการคำนวณชายฝั่งจากแบบจำลอง GENESIS ได้ชายฝั่งรูปร่างผิดปกติ คือ กรณีที่เขื่อนกันคลื่นแยกติดกันมาก (ℓ:G = 1:1) มีลักษณะของชายฝั่งที่ยื่นมากผิดปกติ และมีส่วนที่เว้ามากผิดปกติดังรูป 5-13 โดยรูปร่างผิดปกติเหล่านี้เกิดขึ้นเฉพาะในกรณีที่เขื่อนกันคลื่นแยกติดกันมากเท่านั้น ซึ่งอาจสันนิษฐานได้ว่าลักษณะรูปร่างของชายฝั่งที่ผิดปกตินี้เป็นผลจากเขื่อนกันคลื่นที่ติดกันมาก ส่งผลให้การคำนวณการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งในบริเวณอ่าวที่อยู่ระหว่างเขื่อนกันคลื่นแยก (bay) ที่ติดกัน มีผลของการกระจายคลื่นที่ส่งผลต่อกัน ทำให้เกิดรูปร่างที่ผิดปกติดังกล่าวขึ้น

นอกจากนี้เมื่อสังเกตรูป 5-9 ถึง 5-12 พบว่าไม่ปรากฏรูปร่างที่เป็นรอยหยักดังเช่นที่เป็นในกรณีแบบจำลองเลย ดังนั้นผลของระยะห่างระหว่างแถบการคำนวณ (Δx) ซึ่งเป็นพารามิเตอร์ที่ใช้บอกความละเอียด (resolution) ของการคำนวณมีผลต่อรูปร่างของชายฝั่ง โดยถ้าค่า Δx น้อยจะให้การคำนวณที่ละเอียดขึ้น แต่ถ้ามีค่าน้อยเกินไปจะทำให้เกิดผลการคำนวณในแบบจำลอง GENESIS มีลักษณะรูปร่างชายฝั่งที่ผิดปกติในบางบริเวณดังที่กล่าวแล้วในหัวข้อ 5.3.1

5.3.3 ผลการประยุกต์ใช้แบบจำลอง GENESIS กับกรณีตัวอย่างศึกษา

สำหรับการประยุกต์ใช้แบบจำลอง GENESIS กับกรณีตัวอย่างศึกษา สรุปการเปรียบเทียบระยะเว้าของชายฝั่งของผลการคำนวณจากแบบจำลอง GENESIS กับแบบจำลองชลศาสตร์ ดังตาราง 5-9 พบว่าผลต่างของระยะเว้าที่ได้จากการคำนวณมีค่ามากกว่าระยะเว้าที่ได้จากการศึกษาของอาทิตยาในทุกกรณีโดยมีค่าแตกต่างกันมาก เนื่องจากสมมติฐานเบื้องต้นของแบบจำลองทั้ง 2 นี้มีความแตกต่างกัน คือ ในแบบจำลองชลศาสตร์ของอาทิตยา ใช้กรณีการหาชายฝั่งสมดุลระหว่างเขื่อนกันคลื่นแยก

ตาราง 5-8 ผลการเปรียบเทียบระยะเว้าชายฝั่งที่ได้จากแบบจำลอง GENESIS กับแบบจ้าลองชลศาสตร์ กรณีต้นแบบ

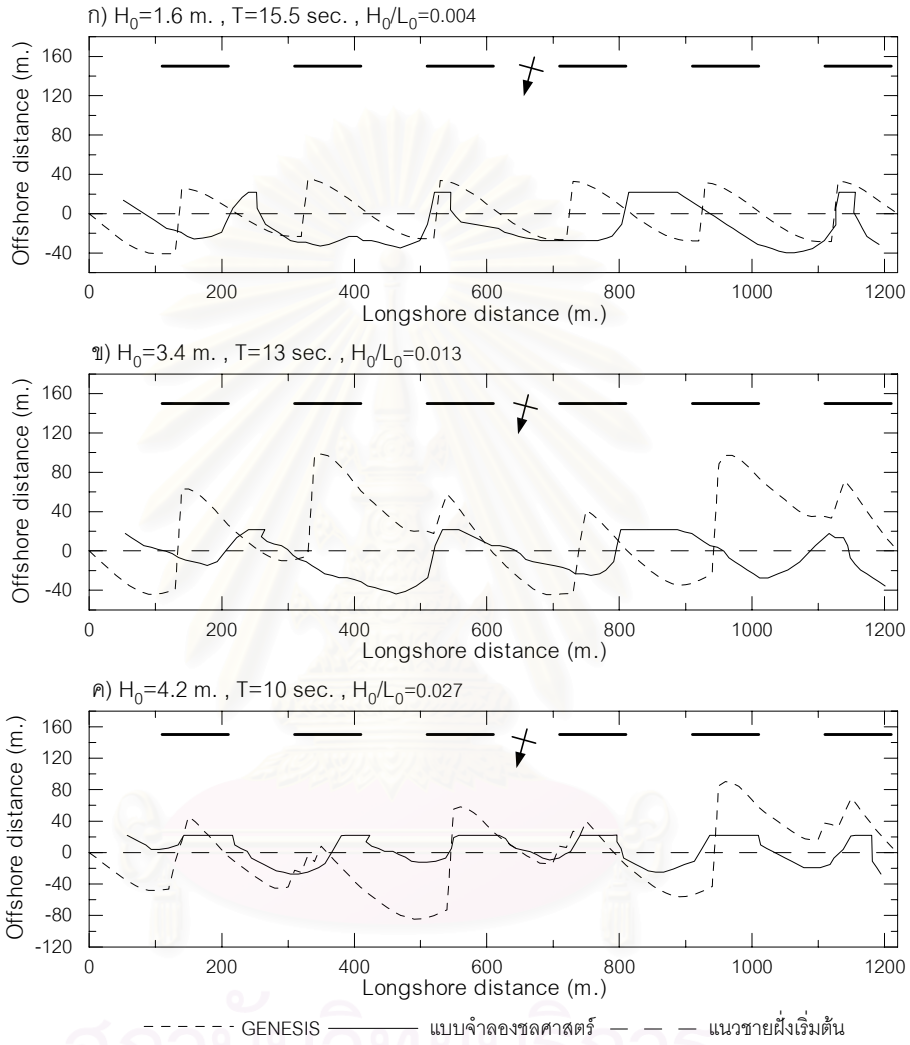
กรณี	กรณีย่อย	ℓ:G	θ_0	H_0 m.	T sec	H_0/L_0	ระยะเว้าจากแบบจำลองกายภาพ (m.)	ระยะเว้าจาก GENESIS (m.)	Diff. %
	a1	1:1	-15	2.2	18	0.004	31.3	30.72	1.85
VP-1	a2	1:1	-15	4.2	13	0.016	34.2	53.33	-55.94
เทียบกับ	a3	1:1	-15	4.4	10	0.028	38.0	65.12	-71.37
กรณี A	a4	1:1	-15	4.5	8.5	0.040	63.1	62.19	1.44
	a5	1:1	-15	4.9	8	0.049	70.9	76.91	-8.48
	b1	1:2	-15	2.6	15.5	0.007	48.6	62.71	-29.03
VP-2	b2	1:2	-15	3.9	13	0.015	48.6	77.52	-59.51
เทียบกับ	b3	1:2	-15	4.2	10	0.027	53.5	81.26	-51.89
กรณี B	b4	1:2	-15	4.5	8.5	0.040	68.0	84.00	-23.53
	b5	1:2	-15	5.1	8	0.051	77.6	74.40	4.12
	c1	1:3	-15	2.4	15.5	0.006	53.5	73.16	-36.75
VP-3	c2	1:3	-15	4	13	0.015	55.4	99.87	-80.27
เทียบกับ	c3	1:3	-15	4.1	10	0.026	72.8	100.54	-38.10
กรณี C	c4	1:3	-15	4.4	8.5	0.039	87.3	102.27	-17.15
	c5	1:3	-15	5.4	8	0.054	106.6	141.37	-32.62
	d1	1:4	-15	2.7	15.5	0.007	68.0	96.77	-42.31
VP-4	d2	1:4	-15	4.1	13	0.016	69.9	112.87	-61.47
เทียบกับ	d3	1:4	-15	4.2	10	0.027	82.4	113.54	-37.79
กรณี D	d4	1:4	-15	4.8	8.5	0.043	109.5	121.32	-10.79
	d5	1:4	-15	5.1	8	0.051	121.1	125.19	-3.38
	e1	1:1	-25	2.5	15.5	0.007	46.3	56.01	-20.97
VP-5	e2	1:1	-25	3.5	13	0.013	51.7	52.85	-2.22
เทียบกับ	e3	1:1	-25	4.1	10	0.026	61.6	78.09	-26.77
กรณี E	e4	1:1	-25	4.2	8.5	0.037	63.3	84.55	-33.57
	e5	1:1	-25	4.9	8	0.049	66.6	73.35	-10.14
	f1	1:2	-25	2.5	15.5	0.007	66.2	82.56	-24.71
VP-6	f2	1:2	-25	3.6	13	0.014	68.9	93.97	-36.39
เทียบกับ	f3	1:2	-25	3.7	10	0.024	79.5	97.00	-22.01
กรณี F	f4	1:2	-25	4.6	8.5	0.041	93.1	110.02	-18.17
	f5	1:2	-25	4.9	8	0.049	96.7	117.93	-21.95

* มี Tombolo ยื่นไปติดเชื่อนกันคลื่นก่อนการจำลองเสร็จสมบูรณ์

ตาราง 5-8 (ต่อ) ผลการเปรียบเทียบระยะเว้าชายฝั่งที่ได้จากแบบจำลอง GENESIS กับแบบจ้าลองชลศาสตร์ กรณีต้นแบบ

กรณี	กรณีย่อย	ℓ:G	θ_0	H_0 m.	T sec	H_0/L_0	ระยะเว้าจากแบบจำลองกายภาพ (m.)	ระยะเว้าจาก GENESIS (m.)	Diff. %
	g1	1:3	-25	3	15.5	0.008	71.6	126.52	-76.70
VP-7	g2	1:3	-25	3.5	13	0.013	71.6	132.77	-85.43
เทียบกับ	g3	1:3	-25	4.1	10	0.026	87.0	143.24	-64.64
กรณี G	g4	1:3	-25	4.3	8.5	0.038	102.9	145.83	-41.72
	g5	1:3	-25	5.2	8	0.052	111.1	159.11	-43.21
	h1	1:4	-25	2.2	15.5	0.006	84.8	170.22	-100.73
VP-8	h2	1:4	-25	3.5	13	0.013	89.8	185.31	-106.36
เทียบกับ	h3	1:4	-25	4.1	10	0.026	102.0	193.07	-89.28
กรณี H	h4	1:4	-25	4.4	8.5	0.039	112.2	197.77	-76.27
	h5	1:4	-25	5.3	8	0.053	114.2	209.10	-83.10
	i1	1:1	-35	1.6	15.5	0.004	30.5	58.43	-91.57
VP-9	i2	1:1	-35	3.4	13	0.013	41.1	101.07	-145.91
เทียบกับ	i3	1:1	-35	4.2	10	0.027	45.2	91.20	-101.77
กรณี I	i4*	1:1	-35	4.9	8.5	0.043	55.1	-	-
	i5*	1:1	-35	5.4	8	0.054	64.9	-	-
	j1	1:2	-35	2.2	15.5	0.006	66.1	110.50	-67.17
VP-10	j2	1:2	-35	3.6	13	0.014	75.5	130.58	-72.95
เทียบกับ	j3	1:2	-35	4.3	10	0.028	91.9	140.51	-52.89
กรณี J	j4	1:2	-35	4.5	8.5	0.040	96.0	147.78	-53.94
	j5	1:2	-35	4.6	8	0.046	96.0	149.39	-55.61
	k1	1:3	-35	2.5	15.5	0.007	86.6	160.69	-85.55
VP-11	k2	1:3	-35	3.3	13	0.013	94.8	173.30	-82.81
เทียบกับ	k3	1:3	-35	3.7	10	0.024	96.0	185.19	-92.91
กรณี K	k4	1:3	-35	4.1	8.5	0.036	108.3	192.04	-77.32
	k5	1:3	-35	5.1	8	0.051	109.1	207.77	-90.44
	l1	1:4	-35	2.4	15.5	0.006	87.6	207.28	-136.62
VP-12	l2	1:4	-35	3.6	13	0.014	96.2	245.34	-155.03
เทียบกับ	l3	1:4	-35	4	10	0.026	116.5	211.56	-81.60
กรณี L	l4	1:4	-35	4.3	8.5	0.038	128.8	219.49	-70.41
	l5	1:4	-35	5.3	8	0.053	130.0	297.43	-128.79

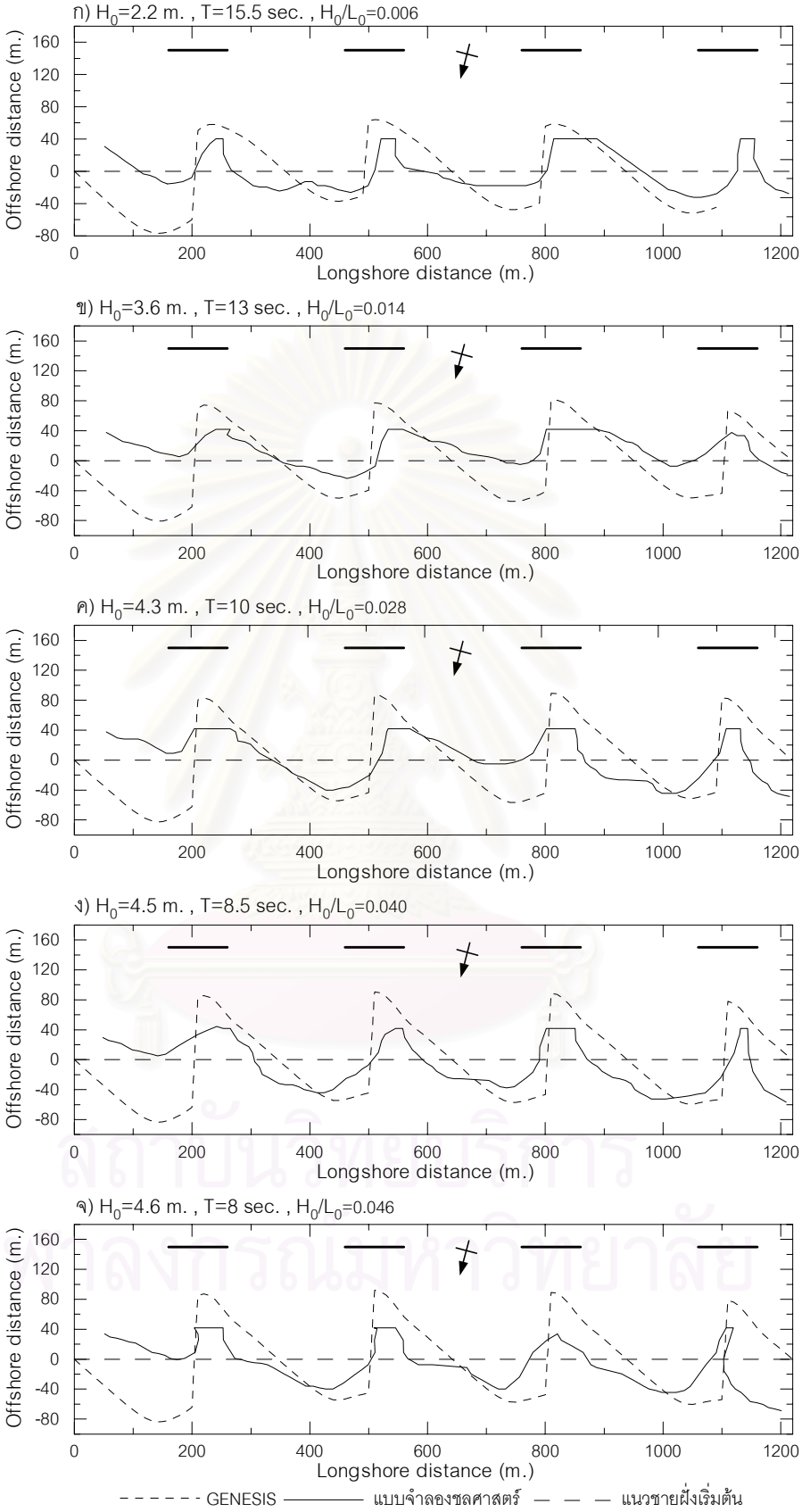
* มี Tombolo ยื่นไปติดเขื่อนกันคลื่นก่อนการจำลองเสร็จสมบูรณ์



รูป 5-9 การเปรียบเทียบผลการใช้แบบจำลอง GENESIS กับกรณีต้นแบบ

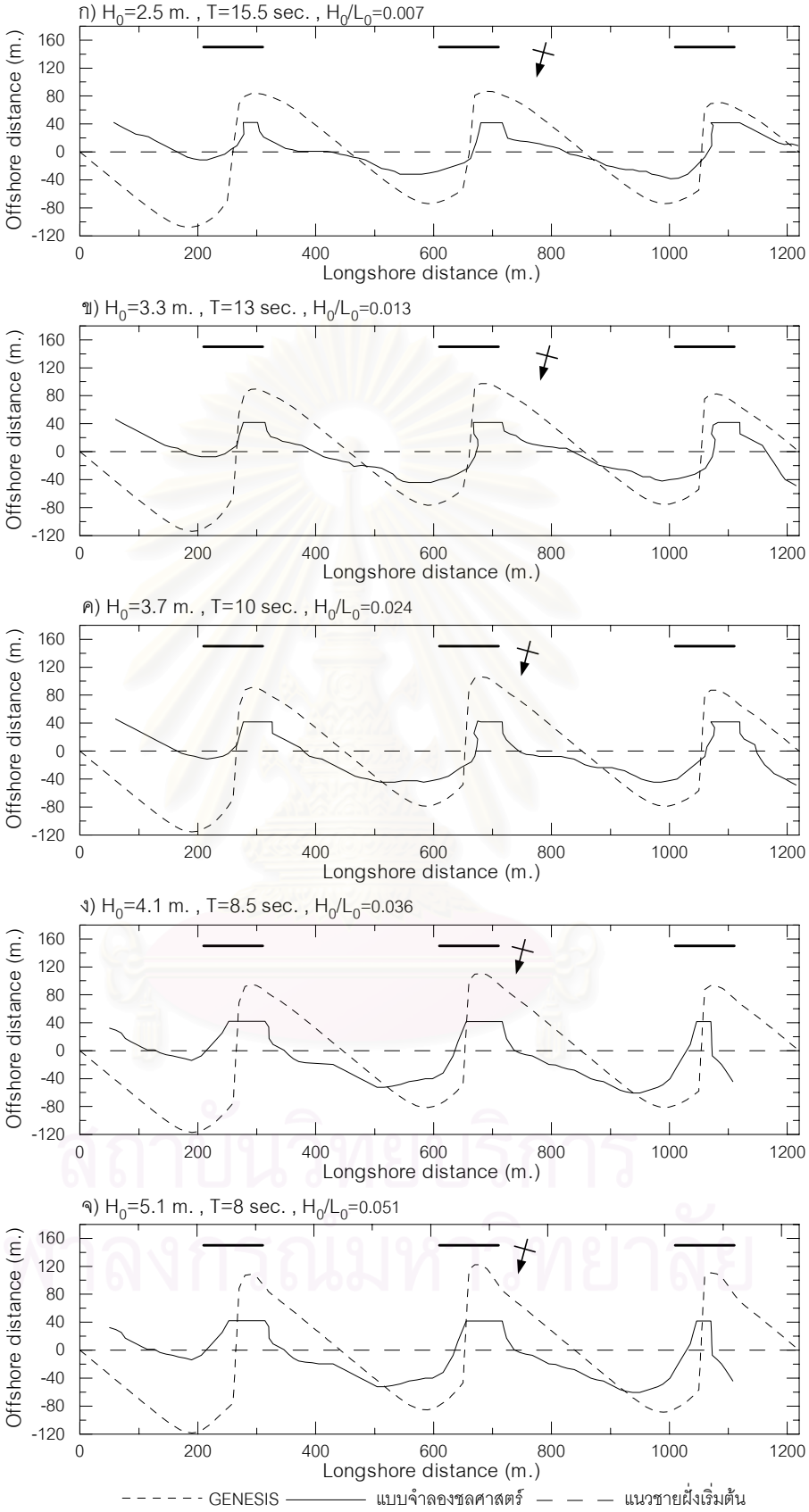
กรณี θ_0 = -35°, ℓ:G = 1:1

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



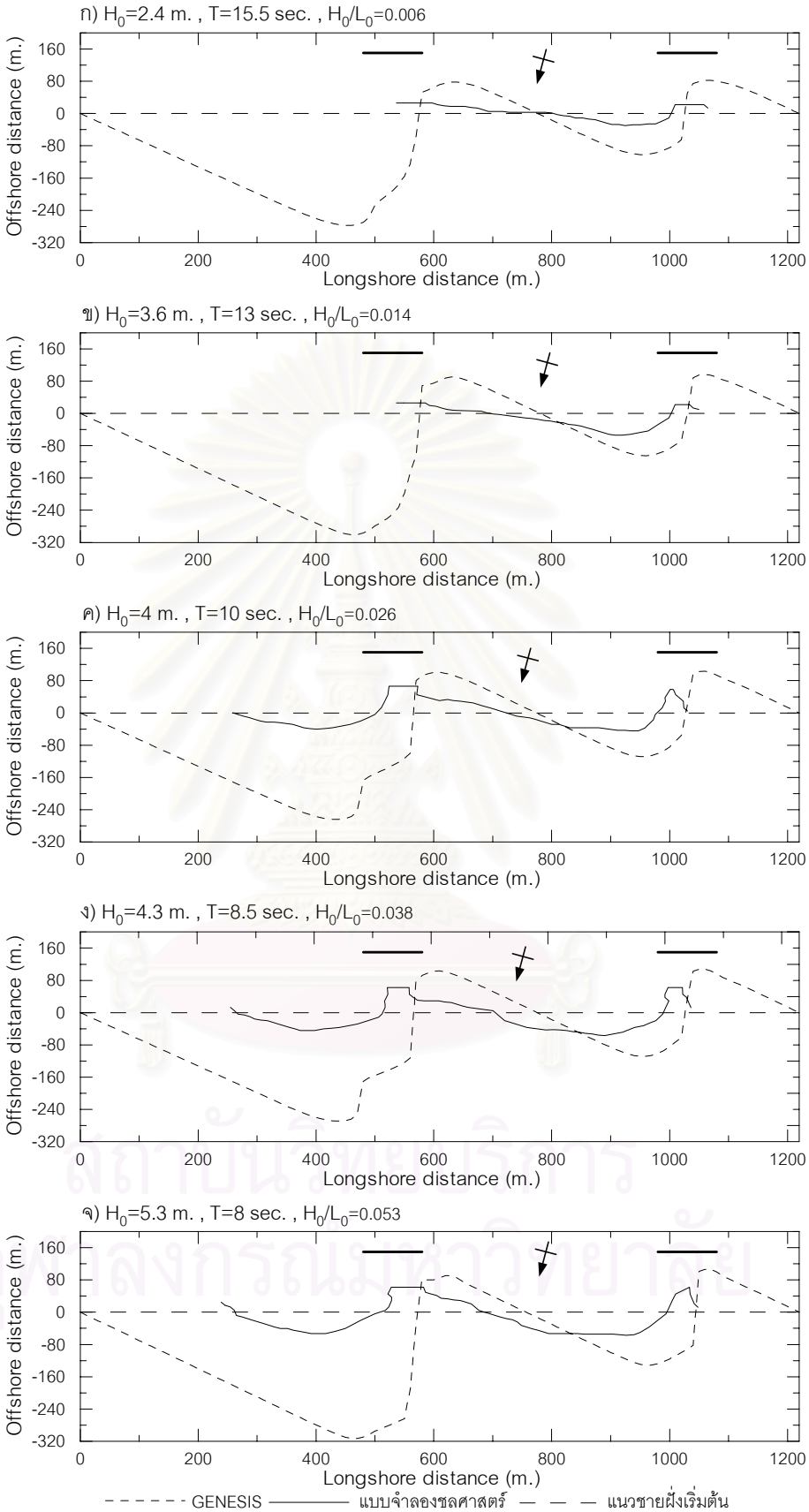
รูป 5-10 การเปรียบเทียบผลการใช้แบบจำลอง GENESIS กับกรณีต้นแบบ

กรณี θ_0 = -35°, ℓ:G = 1:2



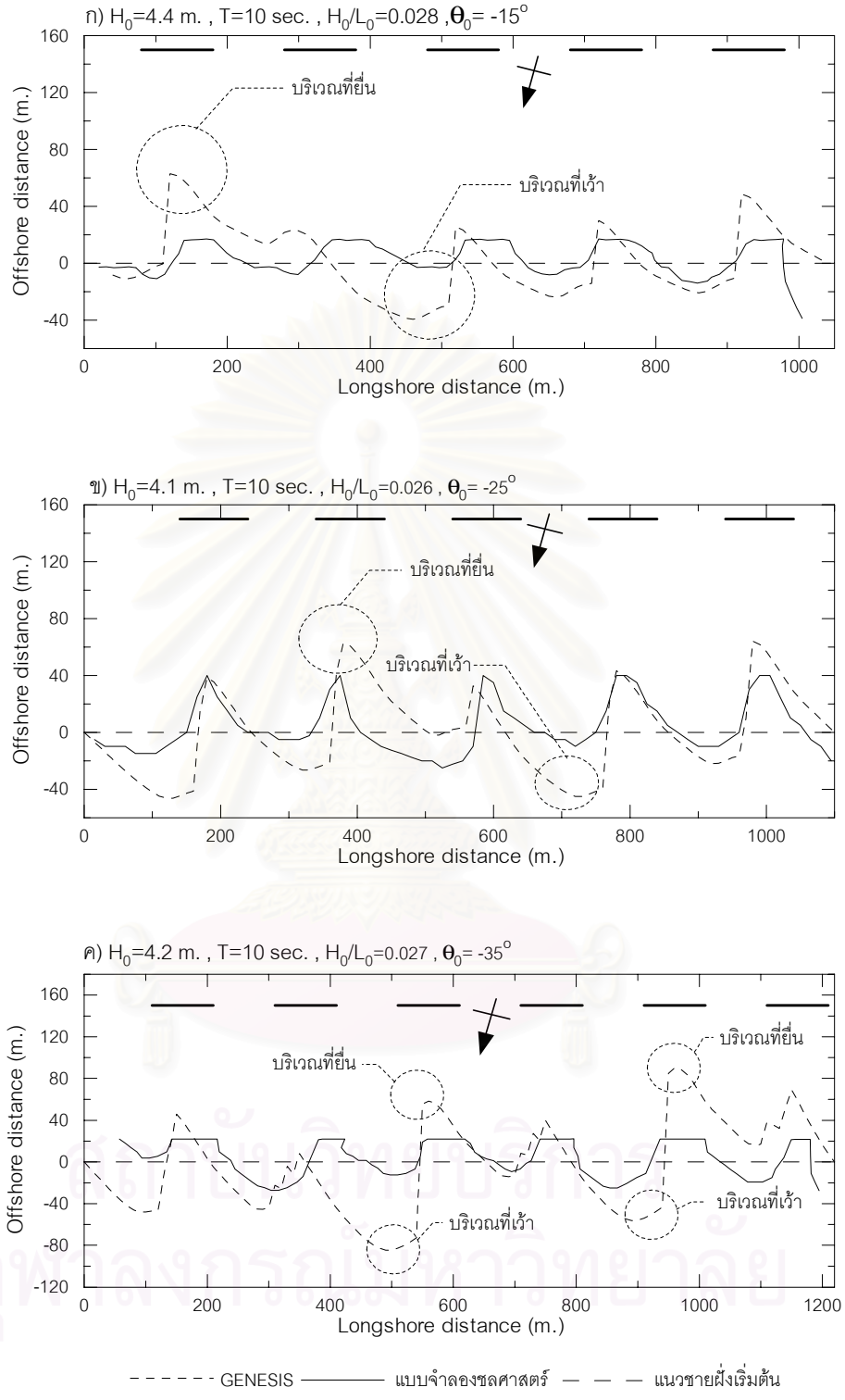
รูป 5-11 การเปรียบเทียบผลการใช้แบบจำลอง GENESIS กับกรณีต้นแบบ

กรณี θ_0 = -35°, ℓ:G = 1:3



รูป 5-12 การเปรียบเทียบผลการใช้แบบจำลอง GENESIS กับกรณีต้นแบบ

กรณี θ_0 = -35°, ℓ:G = 1:4



รูป 5-13 การเปรียบเทียบผลการใช้แบบจำลอง GENESIS กับกรณีแบบต้นแบบ

กรณี ℓ:G = 1:1

โดยใช้เขื่อนกันคลื่นแยกทำให้เกิดพฤติกรรมแบบหัวหาด (headland) คือ การยื่นของชายฝั่งหลังเขื่อนกันคลื่นแยก (Tombolo) มาติดกับเขื่อนกันคลื่นแยกเลย ซึ่งแตกต่างกับสมมติฐานของแบบจำลอง GENESIS ที่ไม่สามารถคำนวณชายฝั่งที่มี Tombolo ยื่นเข้ามาติดเขื่อนกันคลื่นแยกได้

โดยในกรณีแบบจำลองชลศาสตร์ของอาทิตยาใช้เขื่อนกันคลื่นแยกทำเป็นหัวหาดโดยมี Tombolo ติดกับเขื่อนกันคลื่นแยกเลย ทำให้ปริมาณตะกอนทรายที่เคลื่อนตัวในแบบจำลองมีน้อยกว่าการคำนวณในแบบจำลอง GENESIS ซึ่ง Tombolo ไม่สามารถยื่นไปติดเขื่อนกันคลื่นแยกได้ เนื่องจากมีพื้นที่ให้ตะกอนสามารถเคลื่อนที่ได้มากกว่า ดังนั้นผลของระยะเว้าที่ได้จากผลการศึกษาของอาทิตยาจึงมีค่าน้อยกว่าผลการคำนวณจากแบบจำลอง GENESIS

เนื่องด้วยการประยุกต์ใช้แบบจำลอง GENESIS กับผลการศึกษานี้ ผลที่ได้จากการศึกษาของอาทิตยามีเพียงผลลัพธ์เป็นความสัมพันธ์ของพารามิเตอร์ต่างๆ ดังรูป 2-14 และ 2-15 ซึ่งให้ผลเพียงระยะเว้าของชายฝั่งเท่านั้น จึงไม่สามารถเปรียบเทียบในลักษณะของรูปร่างได้ โดยผลจากการคำนวณจากแบบจำลอง GENESIS ในกรณีนี้แสดงตัวอย่างดังรูป 5-14 พบว่า รูปร่างลักษณะชายฝั่งทะเลที่เป็นผลจากการคำนวณนี้มีรูปร่างเหมือนกัน แม้ว่าในแต่ละกรณีย่อย จะมีค่าของความชันคลื่นในน้ำลึก (H_0/L_0) แตกต่างกันก็ตาม นั่นแสดงว่าผลของการเปลี่ยนแปลงความชันคลื่นในน้ำลึกในแบบจำลอง GENESIS ไม่มีผลต่อการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งทะเล แต่การเปลี่ยนแปลงชายฝั่งในแบบจำลอง GENESIS นี้ เป็นผลจากความสูงคลื่นในน้ำลึก (H_0) เป็นหลัก

5.4 **สรุปผลการศึกษาการประยุกต์ใช้แบบจำลอง** GENESIS

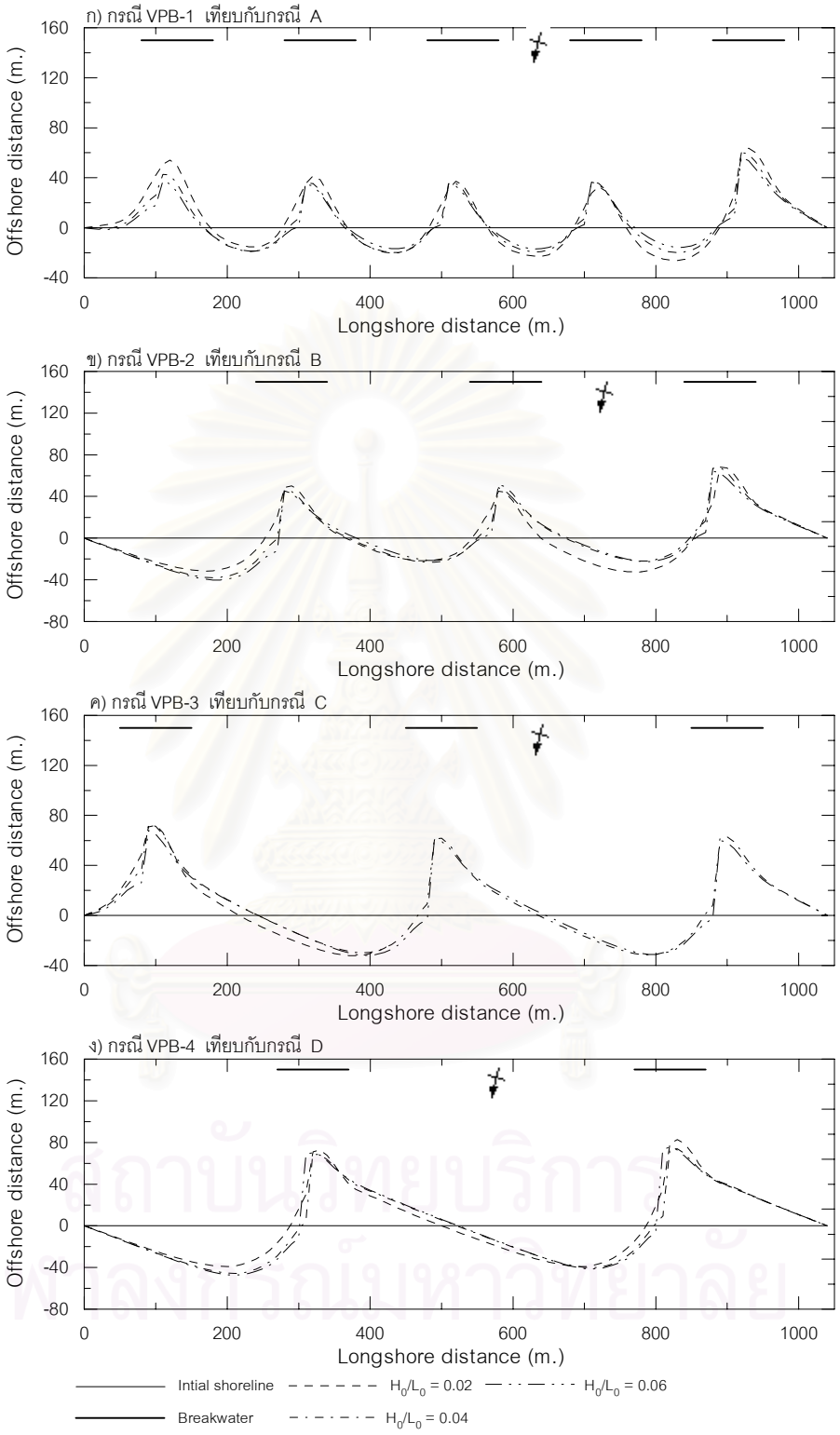
จากผลการศึกษาเกี่ยวกับการประยุกต์ใช้แบบจำลอง GENESIS กับเขื่อนกันคลื่นแยกโดยการเปรียบเทียบกับผลของแบบจำลองชลศาสตร์ของอาทิตยาใน 3 กรณีการทดสอบ คือ กรณีแบบจำลอง, กรณีต้นแบบ และกรณีตัวอย่างศึกษา สามารถสรุปได้ดังนี้

1) การศึกษานี้พิจารณาการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งในกรณีชายฝั่งสมดุล ดังนั้นการพิจารณาจึงพิจารณาเฉพาะการเปลี่ยนแปลงในจุดเริ่มต้นถึงจุดสมดุลสุดท้ายเท่านั้น ไม่ได้พิจารณาการเปลี่ยนแปลงช่วงระหว่างกลาง ดังนั้นการกำหนดพารามิเตอร์บางตัวในแบบจำลอง GENESIS จึงไม่มีผลต่อการเปลี่ยนแปลงรูปร่างชายฝั่ง เช่น ค่า depth of closure (d_C) ความสูงสันทรายเฉลี่ย(d_B) และการกำหนดค่า K1,K2 ที่กำหนดเป็นอัตราส่วน K2/K1 แทน

2) การปรับแก้ค่าสัมประสิทธิ์การเคลื่อนตัวของตะกอน (K1, K2) แบ่งการปรับแก้เป็น 2 กรณี คือกรณีแบบจำลอง และกรณีต้นแบบ พบว่าในแต่ละกรณีค่า K1, K2 ที่ปรับเปลี่ยนไปให้ผลของรูปร่างชายฝั่งมีความใกล้เคียงและสอดคล้องกับแบบจำลองชลศาสตร์ โดยผลของ

ตาราง 5-9 ผลการเปรียบเทียบระยะเว้าของชายฝั่งที่ได้จากแบบจำลอง GENESIS กับแบบจำลองชลศาสตร์ กรณีตัวอย่างศึกษา

กรณี	กรณีย่อย	ℓ:G	θ_0	H_0 m.	T sec	H_0/L_0	ระยะเว้าจากแบบจำลองกายภาพ (m.)	ระยะเว้าจาก GENESIS (m.)	Diff. %
VPB-1	a2	1:1	-15	1	5.66	0.020	11.25	59.9	-432.4
เทียบกับ	a4	1:1	-15	1	4	0.040	12.50	55.6	-344.8
กรณี A	a6	1:1	-15	1	3.27	0.060	12.88	52.9	-310.6
VPB-2	b2	1:2	-15	1	5.66	0.020	13.65	71.9	-426.7
เทียบกับ	b4	1:2	-15	1	4	0.040	14.78	74.7	-405.6
กรณี B	b6	1:2	-15	1	3.27	0.060	15.15	69.8	-360.7
VPB-3	c2	1:3	-15	1	5.66	0.020	18.20	100.0	-449.5
เทียบกับ	c4	1:3	-15	1	4	0.040	19.33	94.3	-388.0
กรณี C	c6	1:3	-15	1	3.27	0.060	21.55	91.8	-326.0
VPB-4	d2	1:4	-15	1	5.66	0.020	21.00	121.8	-480.0
เทียบกับ	d4	1:4	-15	1	4	0.040	22.73	114.6	-404.3
กรณี D	d6	1:4	-15	1	3.27	0.060	23.10	116.8	-405.6
VPB-5	e2	1:1	-25	1	5.66	0.020	12.50	75.4	-503.2
เทียบกับ	e4	1:1	-25	1	4	0.040	13.63	71.2	-422.6
กรณี E	e6	1:1	-25	1	3.27	0.060	14.02	63.6	-353.7
VPB-6	f2	1:2	-25	1	5.66	0.020	16.75	98.9	-490.4
เทียบกับ	f4	1:2	-25	1	4	0.040	18.63	97.1	-421.3
กรณี F	f6	1:2	-25	1	3.27	0.060	19.70	95.2	-383.2
VPB-7	g2	1:3	-25	1	5.66	0.020	20.75	125.8	-506.3
เทียบกับ	g4	1:3	-25	1	4	0.040	20.93	129.7	-519.8
กรณี G	g6	1:3	-25	1	3.27	0.060	21.40	129.1	-503.3
VPB-8	h2	1:4	-25	1	5.66	0.020	22.25	155.2	-597.5
เทียบกับ	h4	1:4	-25	1	4	0.040	23.88	154.0	-545.0
กรณี H	h6	1:4	-25	1	3.27	0.060	24.35	162.3	-566.5
VPB-9	i2	1:1	-35	1	5.66	0.020	15.35	76.6	-399.0
เทียบกับ	i4	1:1	-35	1	4	0.040	15.68	73.3	-367.6
กรณี I	i6	1:1	-35	1	3.27	0.060	15.95	88.3	-453.6
VPB-10	j2	1:2	-35	1	5.66	0.020	18.75	115.3	-514.9
เทียบกับ	j4	1:2	-35	1	4	0.040	19.25	112.9	-486.5
กรณี J	j6	1:2	-35	1	3.27	0.060	19.83	123.0	-520.2
VPB-11	k2	1:3	-35	1	5.66	0.020	22.50	159.6	-609.3
เทียบกับ	k4	1:3	-35	1	4	0.040	23.00	168.7	-633.5
กรณี K	k6	1:3	-35	1	3.27	0.060	23.83	175.2	-635.1
VPB-12	l2	1:4	-35	1	5.66	0.020	26.00	227.7	-775.8
เทียบกับ	l4	1:4	-35	1	4	0.040	26.75	229.2	-756.8
กรณี L	l6	1:4	-35	1	3.27	0.060	27.00	222.6	-724.4



รูป 5-14 การเปรียบเทียบผลการใช้แบบจำลอง GENESIS กับกรณีตัวอย่างศึกษา

กรณี θ_0 = -15°

การพิจารณาอัตราส่วน K2/K1 ที่เหมาะสมมีค่าเท่ากับ 0.65 และเมื่อนำไปใช้สำหรับการศึกษานี้ กำหนดให้ K1 = 0.2 และ K2 = 0.13

3) การเปรียบเทียบผลการศึกษาพิจารณาใน 2 ลักษณะ คือ การเปรียบเทียบกับรูปร่างชายฝั่งและการเปรียบเทียบกับระยะเว้า (sag) โดยผลการเปรียบเทียบพบว่า ในการเปรียบเทียบด้านรูปร่าง ผลการคำนวณจากแบบจำลอง GENESIS ให้ผลที่ใกล้เคียงกับแบบจำลองชลศาสตร์ โดยมีตำแหน่ง Tombolo ส่วนที่ยื่นมากที่สุดกับตำแหน่งที่เว้ามากที่สุดอยู่ใกล้เคียงกัน ส่วนในการเปรียบเทียบระยะเว้าพบว่า ในกรณีแบบจำลองให้ผลระยะเว้าที่ใกล้เคียงกับแบบจำลองชลศาสตร์ แต่ในกรณีต้นแบบ และกรณีตัวอย่างศึกษา พบว่าผลจากการคำนวณจากแบบจำลอง GENESIS ให้ผลระยะเว้าที่มากกว่าผลจากแบบจำลองชลศาสตร์มาก ซึ่งอาจเป็นผลจากการใช้วิธีการคำนวณการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งที่พิจารณาการกัดเซาะและทับถม จากอัตราการเคลื่อนตัวเข้าและออกจากแถบการคำนวณเท่านั้น

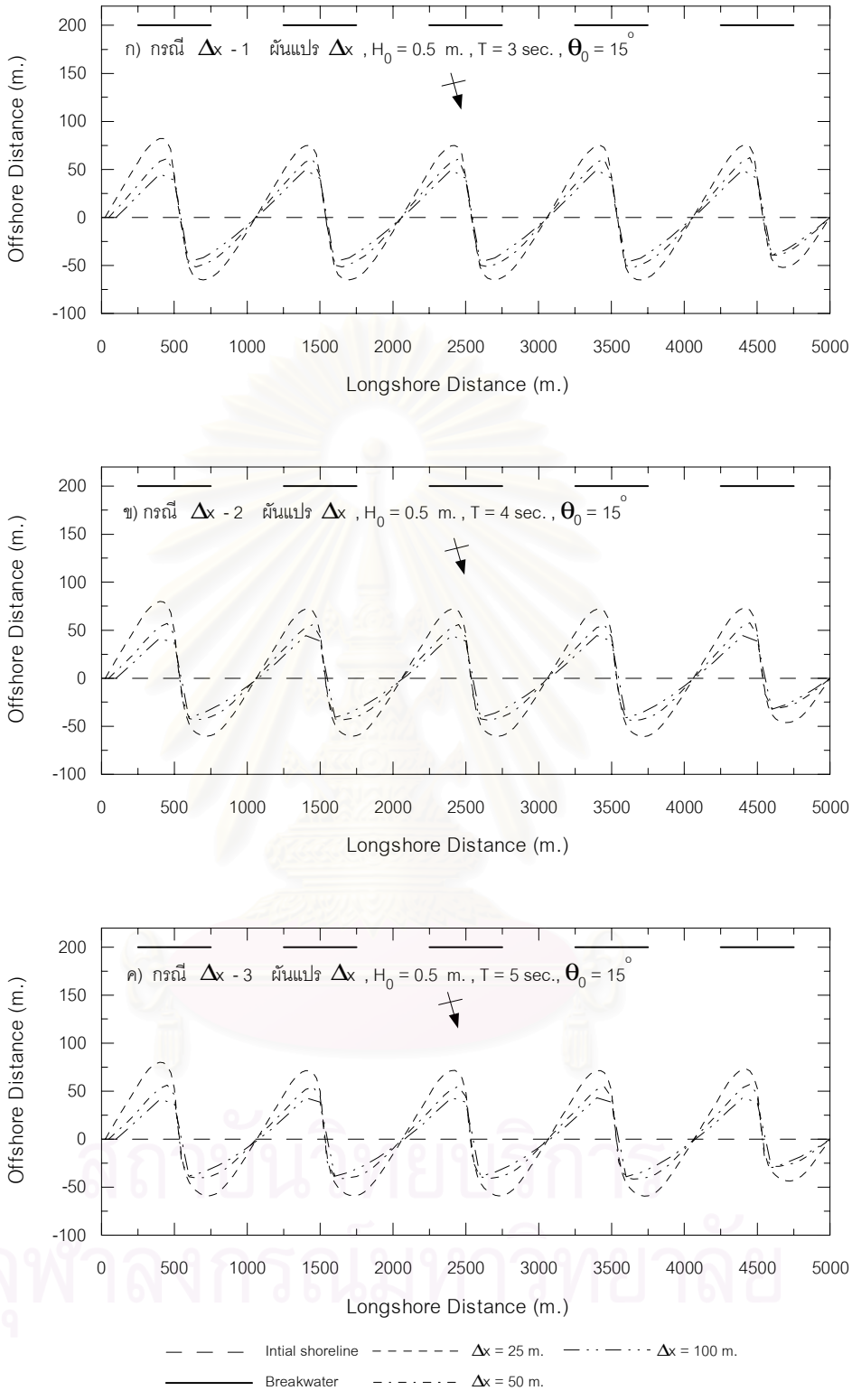
4) การกำหนดเวลาที่เข้าสู่สมดุล พบว่า แบบจำลอง GENESIS นี้ไม่สามารถตั้งเงื่อนไขการกำหนดกรณีชายฝั่งสมดุลได้ ดังนั้นจึงต้องอาศัยการตรวจสอบพฤติกรรมการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งแทน พบว่า ช่วงเวลาที่ใช้ในแบบจำลอง GENESIS สำหรับการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งเข้าสู่สมดุลนี้ใช้เวลาเพียงเล็กน้อยเท่านั้น เมื่อเปรียบเทียบกับกรณีที่เกิดขึ้นจริงในธรรมชาติ ซึ่งอาจเกิดขึ้นจากคลื่นในธรรมชาติมีการเปลี่ยนแปลงตลอดเวลาแต่ในการจำลองนั้นมีเพียงคลื่นขนาดเดียวเท่านั้น และมีขนาดใหญ่มาก จึงเข้าสู่สมดุลได้เร็ว

5) พารามิเตอร์ของระยะทางระหว่างแถบการคำนวณ (Δx) มีผลต่อการคำนวณการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งมากดังรูป 5-15 โดยพารามิเตอร์ Δx นี้เป็นพารามิเตอร์ที่บอกความละเอียดในการคำนวณการเปลี่ยนแปลงชายฝั่ง โดยถ้าค่า Δx มากจะทำให้ได้ผลที่หยาบกว่าและการเปลี่ยนแปลงด้านระยะเว้าน้อยกว่าเนื่องจากพื้นที่ของแถบการคำนวณมีมากกว่าโดยที่ปริมาณการตกตะกอนเท่าเดิม แต่ถ้าใช้ Δx มีขนาดน้อยมากก็จะทำให้เกิดผลของชายฝั่งที่มีตำแหน่งตรงกลางของ Tombolo ที่ไม่มีการเปลี่ยนแปลงเนื่องจากจุดการคำนวณละเอียดเกินไปทำให้คำนวณคุณสมบัติต่างๆ ของคลื่นแตกตัวได้เท่ากัน เป็นผลต่อเนื่องต่อการคำนวณการเปลี่ยนแปลงตะกอนที่เข้าและออกในแถบการคำนวณนั้นเท่ากันด้วย ดังนั้นชายฝั่ง ณ ตำแหน่งนั้นจึงไม่มีการเปลี่ยนแปลง

6) ผลการประยุกต์ใช้แบบจำลอง GENESIS สามารถสรุปได้ว่า การเปลี่ยนแปลงรูปร่างชายฝั่งที่คำนวณได้เป็นผลจากความสูงคลื่นในน้ำลึก (H_0) เป็นหลัก และไม่ผันแปรกับการเปลี่ยนแปลงของความชันคลื่นในน้ำลึก (H_0/L_0) ตามที่สรุปจากการศึกษาแบบจำลองชลศาสตร์โดยอาทิตยา(2540)

7) การเปรียบเทียบผลการจำลองสภาพชายฝั่งโดยการประยุกต์ใช้แบบจำลอง GENESIS กับแบบจำลองชลศาสตร์ของอาทิตยา ซึ่งสมมติฐานของการศึกษาทั้ง 2 ไม่เหมือนกัน คือ การศึกษาแบบจำลองชลศาสตร์ของอาทิตยา ใช้เขื่อนกันคลื่นแยกเป็นหัวหาดให้เกิด Tombolo มาติดแต่ในแบบจำลอง GENESIS ไม่สามารถคำนวณกรณี Tombolo ติดเขื่อนกันคลื่นแยกได้ แต่การศึกษานี้พยายามจำลองสภาพชายฝั่งโดยนำผลของการศึกษาทั้ง 2 มาเปรียบเทียบกันเฉพาะระยะเว้าและรูปร่างของแนวชายฝั่ง ดังกรณีการประยุกต์ใช้แบบจำลอง GENESIS กับกรณีตัวอย่างศึกษา พบว่า ระยะเว้าที่ได้จากการศึกษาทั้ง 2 แตกต่างกันมาก นั่นแสดงว่าแบบจำลอง GENESIS นี้ไม่สามารถประยุกต์ใช้กับกรณีการศึกษาเรื่องหัวหาดได้

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูป 5-15 ความอ่อนไหวของระยะห่างระหว่างแถบการคำนวณ (Δx)

บทที่ 6

สรุปและข้อเสนอแนะ

เนื่องจากการศึกษานี้มีจุดมุ่งหมายเพื่อทำการศึกษารูปร่างชายฝั่งสมดุลระหว่างเขื่อนกันคลื่นแยก โดยทำการพัฒนาแบบจำลองการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งระหว่างเขื่อนกันคลื่นแยก (shoreline change between detached breakwater model, SCB) และการประยุกต์ใช้แบบจำลอง GENESIS แล้วนำผลจากแบบจำลองทั้ง 2 ไปเปรียบเทียบกับผลการศึกษาจากแบบจำลองชลศาสตร์ของ อาทิตยา (2540) ซึ่งสรุปผลดังการศึกษาดังนำเสนอต่อไปนี้

6.1 การพัฒนาแบบจำลองการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งระหว่างเขื่อนกันคลื่นแยก

การพัฒนาแบบจำลองการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งระหว่างเขื่อนกันคลื่นแยกได้ทำการพัฒนาแบบจำลองขึ้นทั้งหมด 5 แบบ ซึ่งมีทั้งการคำนวณวิเคราะห์ใน 1 มิติ และ 2 มิติ โดยมีส่วนประกอบเป็นแบบจำลองย่อยทั้งสิ้น 4 ชนิด อันได้แก่แบบจำลองคลื่น (wave model), แบบจำลองกระแสน้ำ (current model), แบบจำลองอัตราการเคลื่อนตัวของตะกอน (sediment transport model) และแบบจำลองการเปลี่ยนแปลงชายฝั่ง (shoreline change model) โดยในแต่ละแบบจำลองย่อยก็ยังมีวิธีการคำนวณที่แตกต่างกันในการเลือกใช้ที่เหมาะสม โดยผลการทดสอบในแบบจำลองต่างๆ พบว่าในแบบจำลองที่พัฒนาขึ้นนี้ยังมีจุดผิดพลาดได้แก่

1) การพิจารณาผลของการกระจายคลื่นโดยการคำนวณค่า K_d จากการประมาณค่าจากตาราง ส่งผลให้เกิดการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งอย่างฉับพลัน ในบริเวณรอยต่อของบริเวณอับคลื่นหลังเขื่อนกันคลื่นอยู่ ซึ่งอาจเป็นผลจากตารางที่ใช้มีการตั้งแกนแบบ r-θ ทำให้เกิดผลที่ผิดพลาดจากการประมาณแบบเส้นตรง (linear interpolation) ได้
2) การคำนวณการเคลื่อนตัวของคลื่นที่เข้ากระทำต่อชายฝั่งในบริเวณหลังเขื่อนกันคลื่น ยังไม่สามารถหาผลสรุปที่ถูกต้องได้ โดยผลการคำนวณส่วนนี้ส่งผลถึงการคำนวณในแบบจำลองอัตราการเคลื่อนตัวของตะกอน ทำให้เกิดการเคลื่อนตัวของตะกอนในทิศทางที่ผิดปกติ คือ มีทิศทางเคลื่อนที่ออกจากบริเวณอับคลื่น (shadow area) ทำให้บริเวณอับคลื่นนี้เกิดการกัดเซาะขึ้น ซึ่งผิดจากสภาพความเป็นจริงในธรรมชาติ
3) การคำนวณในส่วนของแบบจำลองกระแสน้ำยังไม่สามารถแก้สมการของแบบจำลองได้
4) การเลือกใช้สมการในแบบจำลองอัตราการเคลื่อนตัวของตะกอนจำเป็นต้องมีการปรับแก้ค่าของพารามิเตอร์ที่กำหนดอัตราการเคลื่อนตัวของตะกอน (empirical parameters) ให้เหมาะสม

5) การคำนวณการเปลี่ยนแปลงท้องน้ำที่ใช้หลักการของสมดุลตะกอนนี้ที่พิจารณาเฉพาะปริมาณตะกอนเข้าและออกในแถบการคำนวณ (ในระบบวิเคราะห์แบบ 1 มิติ) หรือในจุดการคำนวณ (ในระบบวิเคราะห์แบบ 2 มิติ) ที่เป็นผลจากคลื่นเท่านั้น อาจไม่ถูกต้องเพราะจะทำให้เกิดการสะสมของตะกอนในตำแหน่งใดตำแหน่งหนึ่งเพียงอย่างเดียวทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงสภาพชายฝั่งอย่างฉับพลันได้

6) การเลือกใช้ค่า Δx และ Δt มีผลต่อการคำนวณของแบบจำลอง เนื่องจากเป็นตัวกำหนดเสถียรภาพการคำนวณ (stability) โดยควรเลือกค่าอัตราส่วนของ Δt ต่อ Δx มีค่าน้อย เพราะถ้าอัตราส่วน Δt ต่อ Δx มีค่ามากแล้ว อาจทำให้เกิดผลการคำนวณที่ผิดพลาดได้

6.2 การประยุกต์ใช้แบบจำลอง GENESIS กรณีเขื่อนกันคลื่นแยก

การศึกษานี้เป็นการประยุกต์ใช้แบบจำลอง GENESIS เพื่อพิจารณาการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งในกรณีชายฝั่งสมดุล ดังนั้นการพิจารณาจึงพิจารณาเฉพาะการเปลี่ยนแปลงในจุดเริ่มต้นถึงจุดสมดุลสุดท้ายเท่านั้น ไม่ได้พิจารณาการเปลี่ยนแปลงช่วงระหว่างกลาง ดังนั้นการกำหนดพารามิเตอร์บางตัวในแบบจำลอง GENESIS จึงไม่มีผลต่อการเปลี่ยนแปลงรูปร่างชายฝั่ง เช่น ค่า depth of closure (d_C) ความสูงสันทรายเฉลี่ย(d_B) และการกำหนดค่า K1,K2 ที่กำหนดเป็นอัตราส่วน K2/K1 แทน

การปรับแก้ค่าสัมประสิทธิ์การเคลื่อนตัวของตะกอน (K1, K2) แบ่งการปรับแก้เป็น 2 กรณี คือ กรณีแบบจำลอง และกรณีต้นแบบ พบว่าในแต่ละกรณีค่า K1, K2 ที่ปรับเปลี่ยนไปให้ผลของรูปร่างชายฝั่งมีความใกล้เคียงและสอดคล้องกับแบบจำลองชลศาสตร์ โดยผลของการพิจารณาอัตราส่วน K2/K1 ที่เหมาะสมมีค่าเท่ากับ 0.65 สำหรับการศึกษานี้ กำหนดให้ K1 = 0.2 และ K2 = 0.13

สำหรับการประยุกต์ใช้แบบจำลอง GENESIS กับเขื่อนกันคลื่นแยก ทำการศึกษาโดยการเปรียบเทียบกับผลของแบบจำลองชลศาสตร์ของอาทิตยาใน 3 กรณีการทดสอบ คือ กรณีแบบจำลอง, กรณีต้นแบบ และกรณีตัวอย่างศึกษา โดยการเปรียบเทียบผลการศึกษาพิจารณาใน 2 ลักษณะ คือ การเปรียบเทียบกับรูปร่างชายฝั่ง พบว่าผลการคำนวณจากแบบจำลอง GENESIS ในทุกกรณีให้ผลที่ใกล้เคียงกับแบบจำลองชลศาสตร์ และการเปรียบเทียบกับระยะเว้า (sag) พบว่า ในกรณีแบบจำลองผลของระยะเว้านั้นใกล้เคียงกับแบบจำลองชลศาสตร์ แต่ในกรณีต้นแบบและกรณีตัวอย่างศึกษาให้ผลระยะเว้าที่แตกต่างจากแบบจำลองชลศาสตร์มาก

เนื่องด้วยแบบจำลอง GENESIS กับแบบจำลองชลศาสตร์ของอาทิตยา มีสมมติฐานของการศึกษาทั้ง 2 ไม่เหมือนกัน คือ การศึกษาแบบจำลองชลศาสตร์ของอาทิตยา ประยุกต์ใช้เขื่อนกันคลื่นแยกเป็นหัวหาดที่ทำให้เกิด Tombolo มาติด แต่ในแบบจำลอง GENESIS ไม่สามารถคำนวณกรณี Tombolo ติดเขื่อนกันคลื่นแยกได้ แต่การศึกษานี้พยายามจำลองสภาพชายฝั่งโดยนำผลของการศึกษาทั้ง 2 มา

เปรียบเทียบกันเฉพาะระยะเว้าและรูปร่างของแนวชายฝั่ง ดังกรณีการประยุกต์ใช้แบบจำลอง GENESIS กับกรณีผลการศึกษา พบว่าระยะเว้าที่ได้จากการศึกษาทั้ง 2 แตกต่างกันมาก นั่นแสดงว่าแบบจำลอง GENESIS นี้ไม่สามารถประยุกต์ใช้กับกรณีการศึกษาเรื่องหัวหาดได้

6.3 แบบจำลองสำหรับการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งระหว่างเขื่อนกันคลื่นแยก

การศึกษาแบบจำลองสำหรับการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งระหว่างเขื่อนกันคลื่นแยก โดยการเปรียบเทียบผลระหว่างการคำนวณโดยใช้แบบจำลองคณิตศาสตร์กับผลการศึกษาที่ผ่านมาของแบบจำลองชลศาสตร์ พบว่าแบบจำลองคณิตศาสตร์สามารถทำการจำลองกรณีได้หลากหลาย โดยใช้เวลาและค่าใช้จ่ายน้อยกว่าการศึกษาด้วยแบบจำลองชลศาสตร์ แต่แบบจำลองคณิตศาสตร์มีข้อจำกัดเรื่องของสมมติฐานและสมการที่นำมาประยุกต์ใช้ในแบบจำลอง โดยสภาพการไหลของน้ำหรือการเคลื่อนที่ของตะกอนในธรรมชาติจริงมีลักษณะการเคลื่อนตัวใน 3 มิติ ซึ่งไม่สามารถเขียนสมการทางคณิตศาสตร์มาอธิบายปรากฏการณ์ต่างๆ เช่นนี้ได้ หรืออาจเขียนสมการได้แต่ไม่สามารถหาผลคำตอบของสมการนั้น ดังนั้นแบบจำลองชลศาสตร์จึงมีความจำเป็นที่จะต้องนำมาใช้อยู่ เพื่อการตรวจสอบแบบจำลองคณิตศาสตร์หรือศึกษาสภาพจริงที่มีความซับซ้อน ซึ่งไม่สามารถอธิบายได้ด้วยสมการทางคณิตศาสตร์ เช่นในการจำลองสภาพจริงแบบ 3 มิติของการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งระหว่างเขื่อนกันคลื่นแยก

6.4 ข้อเสนอแนะ

6.4.1 ข้อเสนอแนะสำหรับการพัฒนาแบบจำลองการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งระหว่างเขื่อนกันคลื่นแยก

1) การศึกษาการสร้างแบบจำลองคณิตศาสตร์สำหรับการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งระหว่างเขื่อนกันคลื่น ควรทำการปรับเทียบแบบจำลองย่อยทีละส่วนย่อย โดยใช้ข้อมูลในการปรับเทียบแบบจำลองในทีละส่วนการคำนวณย่อย จึงจะทำให้ได้ผลลัพธ์ที่ถูกต้อง
2) ควรมีการศึกษาแบบจำลองกระแสน้ำให้ใช้งานได้เพื่อจะได้สามารถคำนวณร่วมกับการศึกษาการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งได้ดียิ่งขึ้น
3) ควรมีการศึกษาเกี่ยวกับการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งโดยการใช้กระบวนการเคลื่อนตัวของตะกอน โดยพิจารณาในส่วนพลังงานคลื่นที่ทำให้เกิดการเคลื่อนตัวนั้น เคลื่อนที่ไปตกที่ใดได้นอกจากจุดคำนวณข้างเคียง หรืออาจใช้หลักการของการเฉลี่ยตามรูปร่างชายฝั่งสมดุลเข้ามาร่วมกับการศึกษากระบวนการเคลื่อนตัวของตะกอนด้วย

6.4.2 <u>การประยุกต์ใช้แบบจำลอง GENESIS กรณีเขื่อนกันคลื่นแยก</u>

1) ข้อจำกัดของแบบจำลอง GENESIS ที่ไม่สามารถคำนวณกรณีที่มี Tombolo ติดหลังเขื่อนกันคลื่นแยกได้ แต่ในบางกรณี พบว่า ชายฝั่งมีการยื่นงอกเกือบติดเขื่อนกันคลื่นแยก และผลของพารามิเตอร์ระยะห่างฝั่งของเขื่อนกันคลื่นแยก (DBW) มีผลต่อการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งเพียงกำหนดให้ไม่มี Tombolo ยื่นงอกไปติดหลังเขื่อนกันคลื่นแยกเท่านั้น ดังนั้นจึงสันนิษฐานได้ว่าการคำนวณในแบบจำลอง GENESIS เกี่ยวกับเขื่อนกันคลื่นแยก ใช้เพียงเพื่อหาค่าสัมประสิทธิ์การกระจาย (K_d) เท่านั้น โดยการคำนวณการแตกตัวของคลื่นไม่มีผลของตำแหน่งที่เขื่อนกันคลื่นอยู่เลย เพียงใช้ตำแหน่งเพื่อกำหนดขอบเขตไม่ให้เกิดกรณีที่มีชายฝั่งงอกท่วมเขื่อนกันคลื่นแยก ดังนั้นคลื่นสามารถแตกตัวได้ก่อนถึงเขื่อนกันคลื่นแยกโดยมีผลของการกระจายคลื่นรวมอยู่ด้วยนั้นไม่ถูกต้องตามหลักความเป็นจริง ซึ่งข้อสันนิษฐานนี้ยังรอการพิสูจน์
2) การขยายมาตราส่วนเป็นกรณีต้นแบบ พบว่าผลที่ได้จากการคำนวณได้ผลไม่เหมือนกับกรณีที่ไม่ได้มีการขยายใดๆ ซึ่งตามหลักแล้วไม่ถูกต้อง ดังนั้นการใช้แบบจำลอง GENESIS จึงควรมีการตรวจสอบและปรับแก้แบบจำลอง (calibration and verification) ในทุกกรณีที่นำไปประยุกต์ใช้
3) การประยุกต์ใช้แบบจำลอง GENESIS พารามิเตอร์ต่างๆ มีส่วนสำคัญ โดยเฉพาะพารามิเตอร์สำหรับการปรับแก้ (K1, K2) ควรทำอย่างระมัดระวังโดยการปรับแก้นี้ควรมีข้อมูลรูปร่างชายฝั่งที่แน่ชัด 2 ช่วงเวลา และมีข้อมูลทางกายภาพอื่นๆ ที่สมบูรณ์ เพื่อการปรับแก้แบบจำลอง GENESIS สำหรับการใช้งานที่ถูกต้อง
4) ในสูตรการคำนวณอัตราการเคลื่อนตัวของตะกอน มีพารามิเตอร์การปรับเทียบอัตราการเคลื่อนตัวของตะกอน (K1, K2) ซึ่งการนำไปใช้นั้น ยังไม่มีข้อกำหนดทางกายภาพอย่างแน่ชัด ดังนั้นจึงควรมีการศึกษาเปรียบเทียบค่า K1 และ K2 กับสภาพทางกายภาพของชายฝั่งทะเล และในแบบจำลอง GENESIS ค่าของ K1, K2 มีความสัมพันธ์กับตัวแปรอื่นๆ มากตามแต่ละกรณี ดังนั้นควรมีการศึกษาผลของความสัมพันธ์ระหว่างพารามิเตอร์ต่างๆ ที่สัมพันธ์กัน

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

รายการอ้างอิง

ภาษาไทย

ชัยวัฒน์ ผลพิรุฬห์. องค์ประกอบในการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งทะเลในบริเวณอ่าวไทยตอนล่าง. วิทยานิพนธ์ปริญญามหาบัณฑิต สาขาวิศวกรรมแหล่งน้ำ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา บัณฑิตวิทยาลัย จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย,2529.

นโยบายและแผนสิ่งแวดล้อม.,สำนักงาน. ร่างคู่มือการใช้แบบจำลองทางคณิตศาสตร์. โครงการศึกษาแผนแม่บทการแก้ไขปัญหาการกัดเซาะชายฝั่งทะเล ตั้งแต่ปากแม่น้ำเพชรบุรี จ.เพชรบุรี ถึงปากแม่น้ำปราณบุรี จ.ประจวบคีรีขันธ์. จัดทำโดย สถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชียและบริษัท เซ้าท์อีสท์เอเชียเทคโนโลยี่ จำกัด,2544.

บุศวรรณ โพธิทอง. เกณฑ์การออกแบบโครงสร้างคันดักตะกอนกรณีชายฝั่งสมดุล. วิทยานิพนธ์ปริญญามหาบัณฑิต สาขาวิศวกรรมแหล่งน้ำ ภาควิชาวิศวกรรมแหล่งน้ำ บัณฑิตวิทยาลัย จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย,2542.

พรสิทธิ์ สิทธิวันชัย. อิทธิพลของคลื่นและกระแสน้ำต่อการเปลี่ยนแปลงท้องน้ำบริเวณปากแม่น้ำโกลกเมื่อศึกษาโดยใช้แบบจำลองคณิตศาสตร์. วิทยานิพนธ์ปริญญามหาบัณฑิต สาขาวิศวกรรมแหล่งน้ำ ภาควิชาวิศวกรรมแหล่งน้ำ บัณฑิตวิทยาลัย จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย,2540.

สกุล ห่อวโนทยาน. การออกแบบหัวหาดและการป้องกันชายฝั่งทะเลอ่าวไทยตอนล่าง. วิทยานิพนธ์ปริญญามหาบัณฑิต สาขาวิศวกรรมแหล่งน้ำ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา บัณฑิตวิทยาลัย จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย,2531.

อาทิตยา เกศมาริษ. เกณฑ์การออกแบบเขื่อนกันคลื่นแยกในงานป้องกันชายฝั่ง. วิทยานิพนธ์ปริญญามหาบัณฑิต สาขาวิศวกรรมแหล่งน้ำ ภาควิชาวิศวกรรมแหล่งน้ำ บัณฑิตวิทยาลัย จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย,2540.

เอกวิทย์ แต้. ลักษณะคลื่นกระแสน้ำและตะกอนบริเวณชายฝั่งในอ่าวไทยตอนล่าง. วิทยานิพนธ์ปริญญามหาบัณฑิต สาขาวิศวกรรมแหล่งน้ำ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา บัณฑิตวิทยาลัย จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย,2529.

ภาษาอังกฤษ

Abeysinghe, J. P. Beach plan formation between detached breakwaters. Thesis. Thailand: Asian Institute of Technology,1979.

Berkhoff, J. C. W. Computation of combined refraction-diffraction. Proceeding of the 13rd International Conference of Coastal Engineering. ASCE. 1(1972) : 471-490.

Chakrabartri, S. K. Offshore structure modeling. Advance Series on Ocean Engineering-Vol.9. Singapore: World scientific, 1994.

Dean, R. G., and Dalrymple, R. A. Water wave mechanics for engineerings and scientists. 2nd ed. Advanced series on ocean engineering-Vol.2. Singapore: World Scientific Publishing,1992.

Ebersole, B. A. Refraction-diffraction model for linear water waves. Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering. 111,6(1985) : 939-953.

Ebersole, B. A., Cialone, M. A., and Prater, M. D. RCPWAVE-A linear wave propagation model for engineering Use. Technical report CERC-86-4, US. Army Engineering Waterways Experiment Station, Coastal Engineering Research Center, Vicksburg, MS.

Ebersole, B. A., and Dalrymple, R. A. Numerical modelling of nearshore circulation. Proceeding of the 17th International Conference of Coastal Engineering, (1980) : 2710-2725.

Goda, Y., Takayama T., and Suzuki, Y. Diffraction diagrams for directional random waves. Proceeding of the 16th Coastal Engineering Conference. American Society of Civil Engineers, (1978) : 628-650.

Gravens, M. B. Wave resolution effects on predicted shoreline positions. Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering. 123,1(1997) : 23-33.

Gravens, M. B., Kraus, N. C., and Hanson, H. Genesis: Generalized model for simulating shoreline change. Report2. Technical report CERC-89-19, US. Army Engineering Waterways Experiment Station, Coastal Engineering Research Center, Vicksburg, MS.,1991.

Hanson, H., and Kraus, N. C. Genesis: Generalized model for simulating shoreline change. Report1. Technical report CERC-89-19, US. Army Engineering Waterways Experiment Station, Coastal Engineering Research Center, Vicksburg, MS.,1989.

Hanson, H., and Kraus, N. C. Numerical simulation of shoreline change at Lorain, Ohio. Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering. 117(1990) : 1-18.

Hanson, H., and Larson, M. Comparison of analytic and numerical solutions of the one-line model of shoreline change. Proceeding of Coastal Sediments '87. American Society of Civil Engineers, (1987) : 500-514.

Herbich, J. B. Handbook of coastal engineering: Chapter 1 Numerical solution of coastal water wave equation. USA: McGraw-Hill,1999.

Horikawa, K. Coastal engineering: An introduction to ocean engineering. Japan: University of Tokyo Press,1978.

Horikawa, K. Nearshore dynamics and coastal processes. Japan: University of Tokyo Press,1988.

Hsu, J. R. C., and Silvester, R. Accretion behind single offshore breakwater. Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering. 116,3(1990).

Hsu, J. R. C., Silvester, R., and Xia, Y. M. Static equilibrium bays: New relationships. Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering. 115(1989) : 285-298.

Ippen, A. T. Estuary and coastline Hydrodynamics. New York: McGraw-Hill Book,1966.

Isobe, M. A parabolic equation model for transformation of irregular waves due to refraction, diffraction and breaking. Coastal Engineering in Japan. 30(1987) : 33-47.

Ito, Y., and Tanimoto, K. A method of numerical analysis of wave propagation-Application to wave diffraction and refraction. Proceeding of the 13rd International Conference of Coastal Engineering, (1972) : 503-522.

Kamphuis, J. W. Alongshore sediment transport rate. Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering. 117,6(1991) : 624-640.

Khoa, V.A. Experimentation on bayed beaches between headlands for small wave angle. Thesis. Thailand: Asian Institute of Technology,1996.

Komar, P. D., and Inman D. L. Longshore sand transport on beaches. Journal of Geophysical Research. 73,30(1970) : 5914-5927.

Koutitas, C.G. Mathematical models in coastal engineering. London: Pentch press,1988.

Kraus, N. C. Estimate of breaking wave height behind structures. Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering. 110,2(1984) : 276-282.

Kraus, N. C.,Hanson, H., and Harikai, S. Shoreline change at Oarai beach. Proceeding of the 19th conf. on coastal engineering, 1984 : 2107-2123.

Kraus, N. C., and Dean, J. L. Longshore sediment transport rate distribution measured by trap. Proceeding of Coastal Sediments '87. American Society of Civil Engineers, (1987) : 881-896.

Kumar, D. H. Numerical and analytical models of beach erosion. Thesis. Thailand: Asian Institute of Technology,1994.

Larson, M., Hanson, H., and Kraus, N. C. Analytical solutions of the one-line model of shoreline change. Technical Report CERC-87-15. US Army Engineering Waterways Experiment Station, Coastal Engineering Research Center. Vicksburg, MS,1987.

Larson, M., Hanson, H., and Kraus, N. C. Analytical solutions of one-line model for shoreline change near coastal structures. Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering. 123,4(1997).

Liu, P. L-F., and Mei, C. C. Effects of a breakwater on near-shore currents due to breaking waves. Report No.192. USA: Massacuesetts Institute of Technology,1974.

Massie, W. W. Coastal engineering: Volume I- Introduction. Netherlands: Delft University of Technology,1976.

Ming, D., and Chiew, Y. Shoreline changes behind detached breakwater. Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering. 126,2(2000) : 63-70.

Nakatani, T. Morphological change of shorelines in the presence of groins and offshore breakwaters. Thesis. Thailand: Asian Institute of Technology,1982.

Paksee, P. Simulation of shoreline change at downcoast area of a breakwater. Thesis No.WM-95-7. Thailand: Asian Institute of Technology,1996.

Penny, W., and Price, A. T. The diffraction theory of sea waves and shelter affored by breakwater. Phil. Trans. Roy. Soc. London, Ser. A. 224(1952) : 236-253.

Perlin, A., and Kit, E. Longshore sediment transport on mediterranean coast of Israel. Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering. 125,2(1999) : 80-87.

Perlin, M. Predicting beach planforms in the Lee of a breakwater. Proc., Coastal structure, (1979) : 792-807.

Rasmeemasmuang, T. Numerical computation of shoreline change between headlands. Thesis No.WM-00-04. Thailand: Asian Institute of Technology,2001.

Sawaragi, T. Coastal Engineering-Waves, Beaches, Wave-Structure Interactions. Development in Geotechnical Engineering, 78. Japan: Department of Civil Engineering, Osaka University,1995.

Silvester, R. Coastal engineering, 1. Developments in geology engineering Vol.4A. Netherlands. Elsevier scientific Publishing,1974.

Silvester, R. Coastal engineering,2 – sediment, estuary, tides, effluents and modeling. Development in geotechnical Engineering. Vol.4B. Amsterdam Oxford, New York: Isevier Scientific, 1979.

Smith, E. R., and Kraus, N. C. Laboratory study of wave-breaking over bars and artificial reefs. Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering. 117,4(1991) : 307-325.

Sorensen,R. M. Basic wave mechanics: For coastal and ocean engineers. USA. John Wiley & Sons.,1993.

Srinivasan, K. Shoreline stabilization by offshore breakwater and groin. Thesis No.WM-88-16. Thailand: Asian Institute of Technology,1988.

Suh, K. D., and Hardway, C.S. Calculation of tombolo in shoreline numerical model. Proceeding of the 23rd conf. on coastal engineering, (1994) : 2653-2667.

Suppataratarn, P. Beach planform deformation. Thesis No.WM-95-10. Thailand: Asian Institute of Technology,1982.

Tuong, T. N. Application of RCPwave model for morphological computation. Thesis No. WA-93-1. Thailand: Asian Institute of Technology,1993.

Tuong, T. N. Wave,wave-induced current and coastal area morphology models in the presence of coastal structures and the surf zone. Thesis No.WM-98-1. Thailand: Asian Institute of Technology,1999.

US. Coastal Engineering Research Center. Shore protection Manual. Vol.1. 2nd ed. Washington DC: Department of the US. Army Corps of Engineers,1984.

US. Coastal Engineering Research Center. Shore protection Manual. Vol.2. 2nd ed. Washington DC: Department of the US. Army Corps of Engineers,1984.

US. Coastal Engineering Research Center. Coastal Engineering Manual, Part III: Distribution restriction statement. Washington DC: Department of the US. Army Corps of Engineers,1998.

Walker, J. R., Clark D., and Pope, J. A detached breakwater system for beach protection. Proceeding of the 17th conf. on coastal engineering, (1980) : 1968-1987.

Walton, Jr. T. L., and Chiu, T. Y. A review of analytical techniques to solve the sand transport equation and some simplified solutions. Proc., Coastal structure, (1979) : 809-837.

Wang, P., and Kraus, N. C. Longshore sediment transport rate measured by short-term impoundment. Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering. 125,3 (1999) : 118-126.

Watanabe, A. Numerical modelling of nearshore currents and beach deformation. Coastal Engineering in Japan. 29(1982) : 147-161.

Watanabe, A., and Maruyama, K. Numerical modelling of nearshore wave field under combined refraction , diffraction and breaking. Coastal Engineering in Japan. 29 (1986) : 19-39.

Watanabe, A., Maruyama, K., shimizu, T., and Sakakiyama, T. Numerical prediction model of three-dimensional beach deformation around a structure. Coastal Engineering in Japan. 29(1986) : 179-194.

Wiegel, R. L. Oceanographical Engineering. Eaglewwod Cliffs, N. J.: Prentice-Hall, 1964.

Wind, H. G. An analylical model of crenulate shaped beaches. Proceeding of the 23rd conf. on coastal engineering, (1994) : 243-253.

Yamaguchi, M., and Nishioka, Y. Numerical simulation on the change of bottom topography by the presence of coastal structures. Proceeding of the 19th Conf. on coastal engineering, (1984) : 1732-1748.

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ภาคผนวก

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ภาคผนวก ก

การศึกษาที่ผ่านมาเรื่องหัวหาดและอ่าวสมดุล

หัวหาด (headland) มีความสำคัญคือเป็นโครงสร้างกำบังคลื่นให้แก่ชายฝั่ง หัวหาดอาจเกิดขึ้นตามธรรมชาติ เช่น เกาะ แนวปะการัง หรือโขดหิน หรือเกิดจากมนุษย์สร้างขึ้น เช่น เขื่อนกันคลื่น (breakwater) หรือ โครงสร้างคันดักตะกอน (groins) จากการศึกษาพบว่า เมื่อคลื่นเคลื่อนที่เข้าปะทะหัวหาดบางส่วนของพลังงานคลื่นจะถูกสลายไป ส่วนคลื่นที่เคลื่อนผ่านด้านข้างหัวหาดเข้าไปสู่แนวชายฝั่งจะเกิดการกระจาย และการหักเหของคลื่นเข้าสู่บริเวณด้านหลังของหัวหาด ทำให้พลังงานคลื่นที่เคลื่อนเข้าสู่ชายฝั่งลดลง ในกรณีที่หัวหาดตั้งอยู่บริเวณนอกชายฝั่ง (offshore) จะเกิดการทับถมของตะกอนทรายที่บริเวณชายฝั่งหลังหัวหาดที่เรียกว่า “ Tombolo “ การเกิด Tombolo นี้ขึ้นอยู่กับตัวแปรสำคัญได้แก่ คุณสมบัติต่างๆของคลื่น การเคลื่อนที่ของตะกอนตามแนวชายฝั่ง ขนาดและตำแหน่งของหัวหาด

ในสภาพธรรมชาติ บริเวณที่มีการกัดเซาะของชายฝั่งระหว่างหัวหาด จะเกิดการเว้าเป็นอ่าวขึ้น ถ้าหัวหาดทั้งสองแห่งมีความแข็งแรงพอเพียงต่อการต้านทานแรงกระทำของคลื่น ชายฝั่งจะถูกกัดเซาะและถดถอยจนเข้าสู่สภาพสมดุล เรียกว่า อ่าวสมดุล (equilibrium bay)

โดยในภาคผนวก ก นี้ได้ทำการสรุปการศึกษาที่ผ่านมาในหัวข้อเรื่อง หัวหาด และอ่าวสมดุล

ก.1 การศึกษาที่ผ่านมาเกี่ยวกับการป้องกันชายฝั่งด้วยเขื่อนกันคลื่น

จากการศึกษาที่ผ่านมาเกี่ยวกับการป้องกันชายฝั่งด้วยเขื่อนกันคลื่น ดังรายละเอียดในตาราง ก-1 สามารถสรุปเป็นข้อ ๆ ดังนี้คือ

1) สาเหตุหลักที่ทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งเมื่อมีโครงสร้างเขื่อนกันคลื่นคือ การเคลื่อนที่ของตะกอนทราย การหักเหของคลื่น การกระจายของคลื่น และการเคลื่อนที่เข้าสู่น้ำตื้น
2) การเคลื่อนที่ของตะกอนทรายจะมีมากขึ้นเมื่อคลื่นมีความรุนแรงมากขึ้น ซึ่งเป็นสาเหตุหนึ่งที่ทำให้ชายฝั่งถูกกัดเซาะ
3) เขื่อนกันคลื่นสามารถป้องกันชายฝั่งได้โดยทำให้เกิดเป็น Tombolo ขึ้นบริเวณหลังเขื่อนกันคลื่น ซึ่งขนาดของ Tombolo ขึ้นอยู่กับความยาวของเขื่อนกันคลื่น
4) การเก็บกักตะกอนทรายหลังเขื่อนกันคลื่นจะเพิ่มขึ้นเมื่อความสูงของคลื่นเพิ่มขึ้น เมื่อคาบเวลาของคลื่นเท่ากัน

5) ส่วนการศึกษาที่ผ่านมาในการออกแบบเขื่อนกันคลื่นแยกนั้นพบว่าเป็นการออกแบบที่ใช้ผลการศึกษาทางด้านสถิติและการวิเคราะห์ที่ได้จากการเก็บรวบรวมข้อมูลการป้องกันชายฝั่งทะเลที่ผ่านมาแล้วนำมาเสนอเป็นเกณฑ์การออกแบบเท่านั้น

ก.2 การศึกษาที่ผ่านมาเกี่ยวกับชายฝั่งและอ่าวสมดุล

การศึกษาที่ผ่านมาเกี่ยวกับชายฝั่งและอ่าวสมดุล ดังรายละเอียดในตาราง ก-5 สามารถสรุปได้คือ

1) ลักษณะของอ่าวสมดุลไม่ขึ้นอยู่กับแนวชายฝั่งเดิม
2) ชายฝั่งและอ่าวสมดุลมักเกิดขึ้นระหว่างหัวหาดที่ไม่มีการเคลื่อนที่ของตะกอนหรือมีการเคลื่อนที่ของตะกอนด้วยปริมาณที่แน่นอน
3) บริเวณชายฝั่งระหว่างหัวหาดจะมีลักษณะเป็นอ่าว และถ้ามีคลื่นลักษณะเอียงและเป็น Swell Wave มากระทำรูปร่างของชายฝั่งสมดุลนั้นจะเป็นอ่าวรูปครึ่งหัวใจ โดยทางชายฝั่งด้านเหนือน้ำมีส่วนของเส้นโค้ง ที่เกิดจากการหักเหของคลื่นและการกระจายของคลื่น และชายฝั่งด้านท้ายน้ำเป็นเส้นสัมผัสวงกลม โดยชายฝั่งบริเวณที่เป็นเส้นตรงที่สัมผัสวงกลมนั้นจะขนานกันกับแนวสันคลื่น
4) การแตกตัวของคลื่นภายในอ่าวสมดุลนี้จะเกิดพร้อม ๆ กันตลอดแนวชายฝั่ง

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตาราง ก-1 การศึกษาที่ผ่านมาเกี่ยวกับการป้องกันชายฝั่งด้วยเขื่อนกันคลื่น

ผู้ศึกษา, ปีที่ศึกษา	เรื่องที่ศึกษา	รูปแบบและวิธีการศึกษา	ผลการศึกษา สรุป และหมายเหตุ
Adachi, 1959	การประมาณการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งเนื่องจากเขื่อนกันคลื่น	ทดลองด้วยแบบจำลองโดยใช้ความชันคลื่นเท่ากับ 0.05 และ 0.02	ความยาวเขื่อนกันคลื่น ความลึกของน้ำบริเวณที่ตั้งเขื่อนกันคลื่น และความชันคลื่นในน้ำลึกนั้นมีผลต่อการเกิด Tombolo ทั้งสิ้น และยังพบว่าการเคลื่อนตัวของตะกอนทรายด้วยความชันคลื่นที่น้อย (0.02) มีน้อยกว่าความชันคลื่นที่มาก (0.05)
Shinohara และ Tsubaki, 1966	การเปลี่ยนแปลงชายฝั่ง และการเคลื่อนที่ของตะกอนทราย ในบริเวณที่ป้องกันด้วยเขื่อนกันคลื่น	ทดลองด้วยแบบจำลองโดยใช้ค่าความชันคลื่นเท่ากับ 0.0192 และ 0.0461 และกำหนดให้ความยาวคลื่นมีค่าคงที่ตลอดการทดลอง	สาเหตุหลักที่ทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงชายฝั่ง และเกิดการเคลื่อนที่ของตะกอนทราย คือ การหักเหของคลื่น ที่ขึ้นอยู่กับตำแหน่งที่ตั้งของเขื่อนกันคลื่น
Chew, Wong และ Chin, 1974	เรื่องระบบเขื่อนกันคลื่น และการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งบริเวณเขื่อนกันคลื่น	ศึกษาภาคสนามหลังจากที่มีการก่อสร้างเขื่อนกันคลื่นที่ชายฝั่งประเทศสิงคโปร์ โดยศึกษาที่ตำแหน่งต่างๆ กัน	ขนาดของตะกอนทรายที่พบบริเวณรอบๆ เขื่อนกันคลื่นมีขนาดที่หยาบกว่าตะกอนทรายที่อยู่ในบริเวณอ่าวระหว่างเขื่อนกันคลื่น
Toyoshima, 1974	ศึกษาเกณฑ์การออกแบบระบบเขื่อนกันคลื่นแยก ที่ทำให้เกิดการการทับถมของตะกอนทรายและการก่อรูปของ Tombolo	ศึกษาทางด้านสถิติ และการวิเคราะห์ที่ได้จากการเก็บข้อมูลและรวบรวมการป้องกันชายฝั่งทะเลที่ผ่านมาเพื่อเสนอเกณฑ์ในการออกแบบเขื่อนกันคลื่นแยก จากเขื่อนกันคลื่นที่สร้างขึ้นแล้วจากสถานที่ 86 แห่ง ซึ่งมีจำนวนเขื่อนรวมทั้งหมด 217 เขื่อน	จากการศึกษาทางสถิติไม่พบว่าองค์ประกอบใดที่จะทำให้เกิดการทับถมของตะกอนทรายและการก่อรูป Tombolo การศึกษาครั้งนี้จึงพยายามที่จะเสนอหลักเกณฑ์ในการออกแบบ โดยอาศัยผลการดำเนินงานที่ผ่านมาดังนี้คือ การพิจารณาการออกแบบเขื่อนกันคลื่นแยกควรแบ่งออกตามความลึกของน้ำที่บริเวณก่อสร้างเขื่อน 1. ระบบใกล้ชายฝั่ง สร้างขึ้นเพื่อป้องกันการกัดเซาะด้านหน้าของโครงสร้างกำแพงกันคลื่น (sea wall) หรือเพื่อรักษาสภาพชายฝั่งให้มีลักษณะคงเดิมไม่เปลี่ยนแปลง การทับถมของตะกอนทรายอาจเกิดขึ้นได้บ้าง ตำแหน่งของเขื่อนควรเป็นที่ๆ เริ่มมีความลาดชันของชายฝั่ง ความยาวของเขื่อนควรอยู่ระหว่าง

ตาราง ก-1 (ต่อ) การศึกษาที่ผ่านมาเกี่ยวกับการป้องกันชายฝั่งด้วยเขื่อนกันคลื่น

ผู้ศึกษา, ปีที่ศึกษา	เรื่องที่ศึกษา	รูปแบบและวิธีการศึกษา	ผลการศึกษา สรุป และหมายเหตุ
Toyoshima, 1974 (ต่อ)	ศึกษาเกณฑ์การออกแบบระบบเขื่อนกันคลื่นแยก ที่ทำให้เกิดการการทับถมของตะกอนทรายและการก่อรูปของ Tombolo		(ต่อ) 2-3 เท่าของความยาวคลื่น ช่องเปิดระหว่างเขื่อนควรมีค่าเท่ากับความยาวคลื่น ปัญหาคือมักจะเกิดการกัดเซาะเป็นปริมาณมากบริเวณหน้าเขื่อนโดยเฉพาะอย่างยิ่งในกรณีที่สร้างเผชิญหน้ากับทะเลเปิด 2. ระบบความลึกน้อย การสร้างเขื่อนระบบนี้จะมีการทับถมของตะกอนทรายเกิดขึ้นอย่างแน่นอนแต่จะมีไม่มากนัก เขื่อนชนิดนี้สามารถดักตะกอนทรายและสกัดกั้นกระแสน้ำตามแนวชายฝั่งได้ดีกว่าระบบใกล้ชายฝั่ง ควรสร้างบนชายฝั่งที่ค่อนข้างเรียบหรือบนชายฝั่งที่มีระยะการขึ้นลงของน้ำค่อนข้างมากหรือมีน้ำลึกน้อยกว่า 1 ม. ความยาวของเขื่อนควรอยู่ระหว่าง 3–5 เท่าของความยาวคลื่น และช่องเปิดระหว่างเขื่อนควรมีค่าเท่ากับความยาวคลื่น 3. ระบบความลึกปานกลาง เขื่อนระบบนี้มักไม่ก่อให้เกิดการทับถมของตะกอนทรายเท่าใดนักเนื่องจากคลื่นบริเวณด้านหลังเขื่อนไม่มีสภาพที่สงบพอที่จะชักนำให้เกิดการตกจมและสะสมของตะกอนทรายได้ โดยทั่วไปมักใช้เป็นโครงสร้างลอยน้ำตำแหน่งที่วางเขื่อนควรเลือกให้อยู่ในบริเวณ Surf Zone มีความลึกของน้ำประมาณ 2-6 เมตร ความยาวของเขื่อนควรอยู่ระหว่าง 2–6 เท่าความยาวคลื่น และช่องเปิดระหว่างเขื่อนควรมีค่าประมาณ 0.3 - 1 เท่าของความยาวคลื่น 4. ระบบความลึกมาก เขื่อนระบบนี้ควรก่อสร้างไว้นอกบริเวณ Surf Zone หน้าที่หลักของเขื่อนชนิดนี้คือสลายพลังงานคลื่น

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตาราง ก-1 (ต่อ) การศึกษาที่ผ่านมาเกี่ยวกับการป้องกันชายฝั่งด้วยเขื่อนกันคลื่น

ผู้ศึกษา, ปีที่ศึกษา	เรื่องที่ศึกษา	รูปแบบและวิธีการศึกษา	ผลการศึกษา สรุป และหมายเหตุ
Abeysinghe , 1979	การเปลี่ยนแปลงชายฝั่งบริเวณระหว่างเขื่อนกันคลื่นแยก	ทดลองในแบบจำลอง โดยใช้คลื่นเอียงทำมุมกับชายฝั่งมีชายหาดที่ทำด้วยทรายละเอียดและมีความลาดชันสม่ำเสมอ	1.องค์ประกอบหลักที่ทำให้ชายฝั่งเกิดการเปลี่ยนแปลงก็คือ การกระจายของคลื่น การหักเหของคลื่น และอิทธิพลของการเคลื่อนที่เข้าสู่น้ำตื้น 2. ความยาวของ Tombolo เพิ่มขึ้นเมื่อเพิ่มความยาวของเขื่อนกันคลื่น 3. การเคลื่อนที่ของตะกอนทรายเพิ่มมากขึ้นเมื่อคลื่นมีพลังงานมากขึ้น
Chowdhury, 1980	การเปลี่ยนแปลงชายฝั่งบริเวณหลังเขื่อนกันคลื่น	ทดลองเช่นเดียวกับการทดลองของ Abeysinghe (1979) และ Devasiri (1980) แต่เปลี่ยนระยะช่องว่างระหว่างเขื่อนกันคลื่น ความยาวเขื่อนกันคลื่น และความสูงของคลื่น	1. ความสูงของคลื่นแตกตัวบริเวณหลังเขื่อนกันคลื่นมีค่าน้อยกว่าบริเวณระหว่างเขื่อน และคลื่นบริเวณช่องว่างระหว่างเขื่อนจะเกิดการแตกตัวก่อน 2. การเก็บกักตะกอนทรายหลังเขื่อนกันคลื่นเพิ่มขึ้นเมื่อความสูงของคลื่นเพิ่มขึ้น เมื่อคาบเวลาของคลื่นเท่ากัน 3. ขนาดของ Tombolo ขึ้นอยู่กับความยาวของเขื่อนกันคลื่น
Devasiri, 1980	การไหลเวียนของกระแสน้ำหลังแนวเขื่อนกันคลื่นแยก	ทดลองด้วยแบบจำลอง โดยกำหนดค่าตัวแปรต่าง ๆ ได้แก่ ขนาดเฉลี่ยของตะกอนทราย 0.25 มม. ความลาดชันชายฝั่ง 1:15 มุมที่แนวสันคลื่นกระทำต่อเขื่อน 10° ความลึกของน้ำ 16 ซม. ระยะห่างระหว่างเขื่อน 225 ซม. ระยะทางจากเขื่อนถึงชายฝั่ง 225 ซม. ความยาวเขื่อน 100 ซม. และ 175 ซม.	1.การกัดเซาะบริเวณแนวชายฝั่งมีลักษณะขนานกับแนวสันคลื่น 2. การกระจายของคลื่นที่บริเวณหลังเขื่อนกันคลื่น ทำให้เกิดกระแสน้ำหลังเขื่อนฯในทิศทางตั้งฉากกับแนวชายฝั่ง 3. การเกิด Tombolo มีสาเหตุหลักมาจากการกระจายของคลื่น ส่วนคลื่นแตกตัวจะทำให้เกิด sand bar ยื่นออกมาจากชายฝั่ง 4. ความสูงคลื่นเป็นองค์ประกอบที่สำคัญต่อรูปแบบการไหลของน้ำบริเวณหลังเขื่อนกันคลื่น

ตาราง ก-1 (ต่อ) การศึกษาที่ผ่านมาเกี่ยวกับการป้องกันชายฝั่งด้วยเขื่อนกันคลื่น

ผู้ศึกษา, ปีที่ศึกษา	เรื่องที่ศึกษา	รูปแบบและวิธีการศึกษา	ผลการศึกษา สรุป และหมายเหตุ
Nakatani, 1982	การเปลี่ยนแปลงชายฝั่งเมื่อมีโครงสร้างชายฝั่ง	ทดลองด้วยแบบจำลองโดยใช้แบบจำลอง 3 ชนิดคือ เขื่อนกันคลื่น คันดักตะกอนแบบตั้งฉากกับชายฝั่ง และคันดักตะกอนแบบเอียง ในการทดลองใช้คลื่นที่มีความชันแบบ ordinary beach และ storm beach	1.การเคลื่อนที่ของตะกอนที่ตั้งฉากกับแนวชายฝั่งมีผลต่อการเปลี่ยนแปลงชายฝั่ง และการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งจะเกิดมากขึ้นเมื่อความสูงของคลื่นเพิ่มขึ้น 2. การกระจายพลังงานคลื่น และการวางตำแหน่งเขื่อน-กันคลื่นเป็นองค์ประกอบสำคัญของการก่อรูป Tombolo
Rosen, 1982	ศึกษาความสัมพันธ์ระหว่างการก่อรูปของ Tombolo กับตัวแปรต่างๆ	ทดลองด้วยแบบจำลองโดยกำหนดใช้ความชันคลื่น 3 ขนาด ได้แก่ 0.015 , 0.025 และ 0.040	สรุปความสัมพันธ์ระหว่างการก่อรูป Tombolo กับตัวแปรต่างๆ ได้ดังตาราง ก-2 จากนั้น Rosen ได้รวบรวมค่าตัวแปรต่างๆ ที่ได้จากการทดลองศึกษาที่ผ่านมาและจากการป้องกันชายฝั่งไว้ในตาราง ก-3 และตาราง ก-4 เมื่อนำผลจากตารางทั้งสามมารวบรวมเพื่อหาความสัมพันธ์ของค่าตัวแปรต่างๆ กับอัตราส่วนระหว่างความยาวเขื่อนกันคลื่น กับระยะห่างจากชายฝั่ง สามารถสรุปเป็นกราฟได้ 2 รูป ซึ่งแสดงถึงชายฝั่งสมดุลที่ Tombolo ไม่ยื่นชิดเขื่อนและที่ยื่นชิดเขื่อน ดังในรูป ก-1 และรูป ก-2 ตามลำดับ
Srinivasan, 1988	ความมั่นคงของชายฝั่งทะเลโดยใช้เขื่อนกันคลื่นและคันดักตะกอน	ทดลองใน Small wave basin มีคลื่นลักษณะเอียงทำมุมกับชายฝั่ง โดยกำหนดตัวแปรคือ ความยาวคลื่น คาบเวลาของคลื่น และตำแหน่งที่ตั้งของเขื่อนกัน-คลื่น และกำหนดความลึกน้ำ ความลาดชันของชายฝั่ง ทิศทางของคลื่น และขนาดของตะกอน เป็นค่าคงที่	1.การเปลี่ยนแปลงสภาพท้องน้ำเมื่อมีโครงสร้างชายฝั่งมีสูงมากบริเวณใกล้ๆ กับชายฝั่ง และจะลดน้อยลงในบริเวณน้ำลึกออกไป 2.การเกิด Tombolo นั้นได้รับอิทธิพลมาจากตำแหน่งที่ตั้งของเขื่อนกันคลื่น 3. ขนาดของ Tombolo จะเพิ่มขึ้นเมื่อเพิ่มความสูงของคลื่น

ตาราง ก-2 ความสัมพันธ์ระหว่างตัวแปรต่างๆ จากการทดลอง โดย Rosen (1982)

H/L	Test No.	H (cm.)	T (sec)	L (m.)	y (m.)	x (m.)	z (m.)	br (m.)	x/y	z/y	xt (m.)	x-Xt/2xSy	H/Vf•T
0.015	1	1.5	0.8	1.0	3.0	0.5	0.16	1.36	0.167	0.053	0.86	0.57	0.65
	2				3.0	1.0	0.26	1.36	0.333	0.087			
	3				3.0	2.0	0.38	1.36	0.667	0.127			
	4				2.0	0.5	2.00	1.36	0.250	1.000			
0.025	5	3.9	1.0	1.56	1.0	0.5	0.24	1.36	0.500	0.240	0.86	0.57	1.34
	6				1.0	1.0	0.56	1.36	1.000	0.560			
	7				1.0	2.0	0.82	1.36	2.000	0.820			
	8				2.5	1.0	0.35	1.70	0.400	0.140			
	9				2.0	0.5	0.23	1.70	0.250	0.115			
	10				2.0	1.0	0.42	1.70	0.500	0.210			
	11				2.0	2.0	0.66	1.70	1.000	0.330			
	12				1.0	0.5	0.26	1.70	0.500	0.260			
	13				1.0	1.0	0.55	1.70	1.000	0.550			
	14				1.0	2.0	1.00	1.70	2.000	1.000			
	15				1.0	0.5	0.25	1.70	0.500	0.250			
0.040	16	8.0	1.15	2.06	2.0	0.5	0.05	1.00	0.250	0.025	0.86	0.57	2.40
	17				2.0	1.0	0.24	1.00	0.500	0.120			
	18				2.0	2.0	0.23	1.00	1.000	0.115			

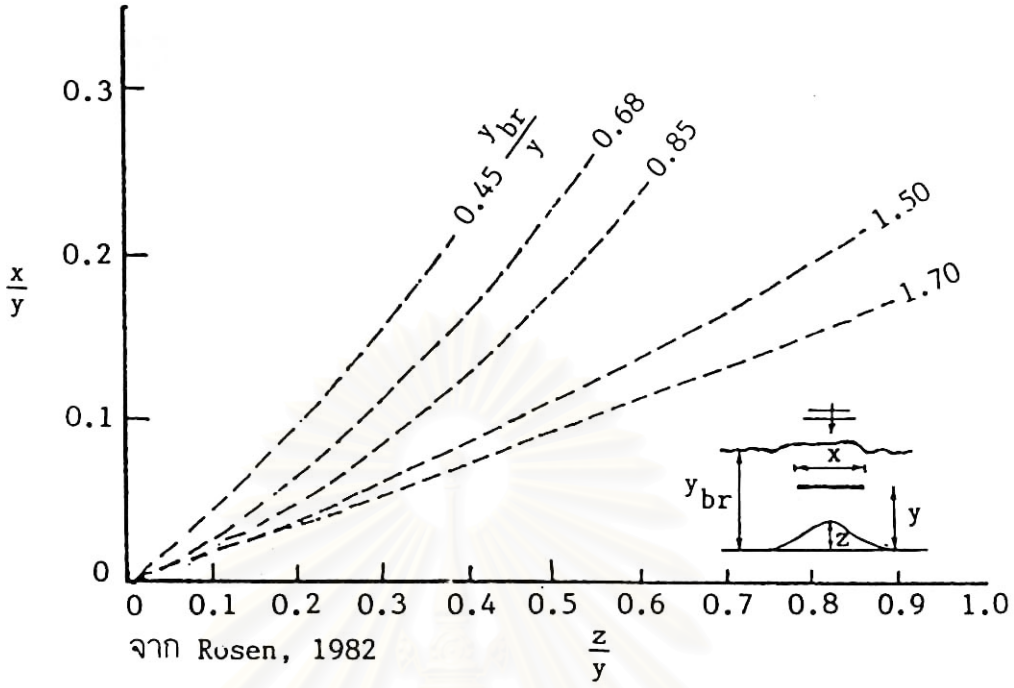
ตาราง ก-3 ความสัมพันธ์ระหว่างตัวแปรต่างๆ จากแบบจำลองที่ผ่านมา โดย Rosen (1982)

Author	H/L	H (cm.)	T (sec)	L (m.)	y (m.)	x (m.)	z (m.)	Ybr (m.)	x/y	z/y
Shinohara and	0.0192	2.55	0.922	1.33	0.750	1.50	0.25		2.00	0.333
					1.500	1.50	0.30		1.00	0.200
					2.625	1.50	0.375		0.57	0.140
					3.750	1.50	0.250		0.40	0.067
Tsubaki (1966)	0.0461	6.12	0.922	1.33	0.750	1.50	0.52		2.00	0.693
					1.500	1.50	0.500		1.00	0.333
					2.625	1.50	0.425		0.57	0.160
					3.750	1.50	0.100		0.40	0.027
Horikawa and Koizumi (1974)	0.020	8.7 •	1.15	2.06	2.000	4.00	1.100		2.00	0.550
Sasaki (1976)	0.02 •	8.7 •	1.15	2.06	2.000	4.00	0.700		2.00	0.330
Perlin (1979)	0.0086•	86.0•	8.0	100.0	100.0	200.0	26		2	0.260
					100.0	300.0	48		3	0.480
					100.0	400.0	35		4	0.350
					100.0	600.0	28		6	0.280
					400.0	800.0	50		2	0.125
					200.0	400.0	96		2	0.240
					50.0	100.0	18		2	0.180
	0.0217	2170•	8.0	100.0	100.0	200.0	50		2	0.500
	0.0300	30•	8.0	100.0	100.0	200.0	11		2	0.110
Sauvage et al (1956)			0.8	1.00	1.00	0.80	1.0		0.80	1.00

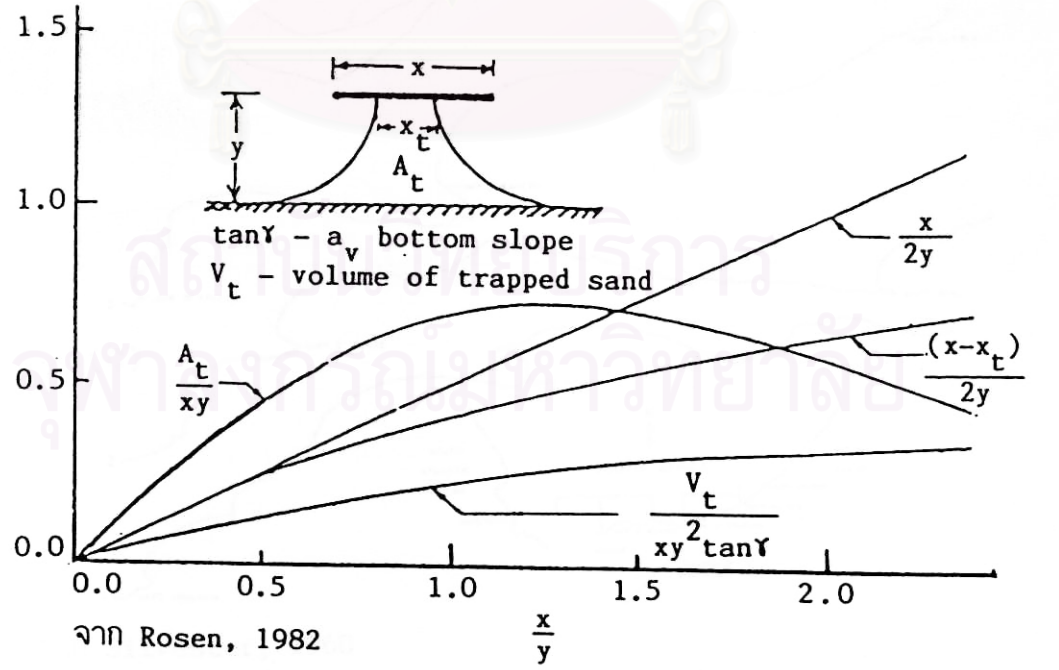
ตาราง ก-4 ความสัมพันธ์ระหว่างตัวแปรต่างๆ จากการป้องกันชายฝั่ง โดย Rosen (1982)

Author	Location	Name of Structure	h (m.)	y (m.)	x (m.)	z (m.)	Xt (m.)	x/y	z/y	x-Xt/2+y	Remarks
Inman et al (1966)	Venice	Venice breakwater	5.0	300	180	300	36	0.60	1.0	0.24	Groyne not removed
Noble (1978)	St. Monica	St. Monica brwtr.	7.2	555	540	~250	-	0.97	0.45	-	
	Thum's Island	Island B	9.0	780	325	~ 0	-	0.42	0		
	—''—	—''— C	9.0	1,666	325	~ 10	-	0.20	0.006	-	
	—''—	—''— D	12.0	1,985	260	~ 0	-	0.13	0	-	
	Rincon Island	Rincon Island	12.5	1,650	160	~ 0	-	0.10	0	-	
Bruno et al (1979)	California	Channel Island	9.0	600	700	260	-	1.167	0.433	-	
Toyoshima (1974, 1976)	Ishizaki		-	35	60	35	50	1.714	1.0	0.143	
	Kaike		5.0	110	150	110	25	1.364	1.0	0.568	
Nir (1976)	Naharia	Naharia brwtr.	-	80	180	80	20	2.25	1.0	1.0 *	Groynes in its neighbourhood
	Raifa	Haf Haramel	-	200	207	200	35	1.035	1.0	0.43	
	Netanya	North brwtr.	-	200	207	200	35	1.035	1.0	0.430	
		South brwr.	-	215	240	215	70	1.116	1.0	0.395	
	Tel Aviv	Tel Baruch	3.0	100	200	100	105	2.00	1.0	0.475	
		Sherator.	4.0	200	310	200	75	1.55	1.0	0.588	
		Hilton	4.0	200	240	200	45	1.20	1.0	0.488	

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูป ก-1 ความสัมพันธ์ระหว่าง x/y กับ z/y



รูป ก-2 ความสัมพันธ์ระหว่างตัวแปรต่าง ๆ กับ x/y

ตาราง ก-5 การศึกษาที่ผ่านมาเกี่ยวกับชายฝั่งและอ่าวสมดุล

ผู้ศึกษา, ปีที่ศึกษา	เรื่องที่ศึกษา	รูปแบบและวิธีการศึกษา	ผลการศึกษา สรุป และหมายเหตุ
Silvester, 1960	การเปลี่ยนแปลงของชายฝั่งที่เข้าสู่สภาพสมดุล	ศึกษาในแบบจำลองโดยใช้คลื่นกระทำด้วยมุม 45° กับชายฝั่ง ไม่มีการเพิ่มตะกอนทรายทางชายฝั่งด้านเหนือน้ำ ส่วนตะกอนทรายที่ถูกพัดพามาสะสมทางด้านท้ายของ Wave Basin ก็จะถูกตักออกไป	รูปร่างของชายฝั่งสมดุลที่มีคลื่นลักษณะเอียงและเป็น Swell Wave มากระทำนั้นจะมีรูปร่างเป็นอ่าวรูปครึ่งหัวใจโดยมีส่วนที่เป็นเส้นโค้งอยู่ทางชายฝั่งด้านเหนือน้ำและเป็นเส้นสัมผัสวงกลมที่ชายฝั่งด้านท้ายน้ำ โดยที่ชายฝั่งบริเวณที่เป็นเส้นตรงขนานกันกับแนวของสันคลื่น และส่วนที่เป็นเส้นโค้งก็จะมีลักษณะเหมือนกับคลื่นที่กระจายไปรอบๆ หัวหาดและเกิดการหักเหอยู่ภายในอ่าวนั้นดังแสดงในรูป ก-3 และ รูป ก-4
Yasso, 1964	อ่าวสมดุลในธรรมชาติ	ศึกษาลักษณะของชายหาดในธรรมชาติ 4 แห่ง โดยใช้โปรแกรมคอมพิวเตอร์คำนวณหาสมการรูปโค้งของอ่าวที่ศึกษาทั้ง 4 แห่ง ซึ่งได้แก่ - Spiral Beach Sandy Hook , New Jersy (รูปก-10) - Half-moon Bay Beach , California (รูปก-11) - Drakes Beach , California (รูปก-12) - Limantour , California	ชายฝั่งจะเกิดการถดถอยจนเข้าสู่สมดุลและมีรูปอ่าวเป็นเส้นโค้งแบบ Logarithmic Spiral ดังแสดงในรูป ก-5 ถึง รูป ก-8 ซึ่งจะมีรัศมีเพิ่มขึ้นเรื่อย ๆ ตามมุมที่กวาดออกไป ดังสมการ $r = e^{\theta \cot \alpha}$ เมื่อ r = รัศมีเส้นโค้ง θ = มุมของรัศมีที่กวาดออกไป α = มุมของเส้นสัมผัสเส้นโค้ง โดยค่า α อยู่ในช่วงประมาณระหว่าง 41.26°- 85.64° ส่วนตำแหน่งของศูนย์กลางของ Log-Spiral จะใกล้เคียงกับตำแหน่งที่เป็นหัวหาด
Vichetpan, 1969	รูปร่างของชายฝั่งและอ่าวสมดุล	ทดลองดังแสดงในรูป ก-9 มีคลื่นทำมุมกับแนวชายฝั่ง (β) เท่ากับ 30° , 40° และ 60° ไม่มีการเติมทรายเพิ่ม การทดลองนี้เปลี่ยนค่าคาบเวลาของคลื่น และกำหนดให้ความสูงของคลื่น ความลึกของน้ำ และความสูงของชายหาดมีค่าคงที่ ตลอดการทดลอง	อ่าวสมดุลมีการเว้าเป็นรูปโค้งแบบ Logarithmic Spiral ดังแสดงในรูป ก-10 โดยเส้นโค้งดังกล่าวนี้สามารถคำนวณได้จากสมการ $\frac{R_1}{R_2} = e^{\theta \cot \alpha}$ จากรูปและสมการข้างต้น เมื่อสมมติให้ θ มีค่า 10° ก็จะสามารถหาความสัมพันธ์ระหว่าง R_2/R กับ α ได้ ดังแสดงในรูป ก-11 และรูปร่างของอ่าวสมดุลที่ได้จากการทดลองขึ้นอยู่กับมุมที่เคลื่อนที่เข้าสู่ชายฝั่ง ซึ่งสามารถนำไปเขียนกราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง α กับ β ได้ดังรูป ก-12 ซึ่งแสดงให้เห็นว่า

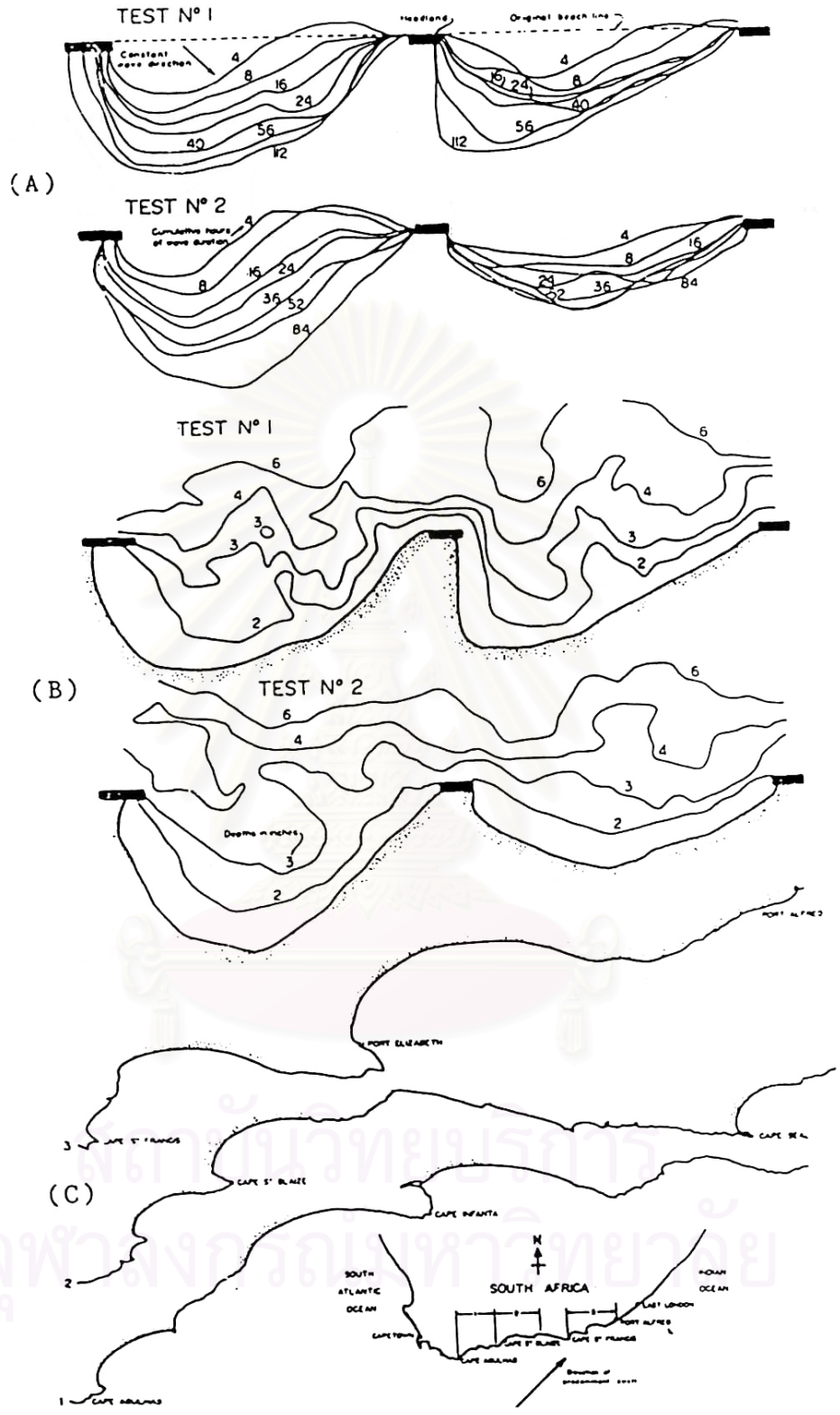
ตาราง ก-5 (ต่อ) การศึกษาที่ผ่านมาเกี่ยวกับชายฝั่งและอ่าวสมดุล

ผู้ศึกษา, ปีที่ศึกษา	เรื่องที่ศึกษา	รูปแบบและวิธีการศึกษา	ผลการศึกษา สรุป และหมายเหตุ
Vichetpan, 1969 (ต่อ)	รูปร่างของชายฝั่งและอ่าวสมดุล		(ต่อ) อ่าวสมดุลต้องมีความสัมพันธ์ ระหว่าง α กับ β อยู่บนเส้นนี้ และจากการตรวจสอบกับ Halfmoon Bay ในรูป ก-13 พบว่า β มีค่าเท่ากับ 52° และ α ที่ได้จากการทดลองของ Yasso (1964) มีค่า 41.26° เมื่อกำหนดจุดลงในกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง β กับ α ดังแสดงในรูป ก-14 ปรากฏว่าจุดดังกล่าวอยู่ใต้เส้นกราฟของอ่าวสมดุลเล็กน้อย ซึ่งแสดงให้เห็นว่าผลจากแบบจำลองกับสภาพธรรมชาตินั้นสอดคล้องกัน
Ho, 1971	อ่าวสมดุลรูปครึ่งหัวใจ ซึ่งได้แก่ - Port Eyre , D'Estree Bay Anderson ออสเตรเลีย - St.Francis Bay แอฟริกาใต้	ศึกษาความสัมพันธ์ระหว่างระยะทางจากชายฝั่งกับความลึกของน้ำ และศึกษาลักษณะอ่าวสมดุลจากแบบจำลอง เพื่อหาความสัมพันธ์ระหว่างมุมที่สันคลื่นกระทำกับแนวชายฝั่งเดิม (γ) กับมุมคงที่ของเส้นสัมผัสเส้นโค้ง Logarithmic Spiral (α)	1. ลักษณะอ่าวสมดุลไม่ขึ้นอยู่กับแนวชายฝั่งเดิม 2. อ่าวสมดุลบริเวณชายฝั่งด้านท้ายน้ำที่เป็นเส้นตรงมีแนวขนานกับแนวสันคลื่นที่เคลื่อนที่เข้าสู่ชายฝั่ง 3.อ่าวสมดุลบริเวณชายฝั่งด้านเหนือน้ำที่เป็นรูปโค้ง เกิดจากการกระจายและการหักเหของคลื่นซึ่งขึ้นอยู่กับทิศทางของคลื่นที่กระทบปลายหัวหาด 4. ความชันคลื่นเป็นองค์ประกอบที่สำคัญในการถดถอยของชายฝั่ง
Silvester และ Ho, 1972	การใช้อ่าวสมดุลรูปครึ่งหัวใจ ในงานป้องกันและรักษาเสถียรภาพชายฝั่งทะเล ในประเทศสิงคโปร์	โดยการประยุกต์ใช้ทฤษฎีของชายฝั่งสมดุลรูปครึ่งหัวใจที่ชายฝั่งทะเล ในสิงคโปร์	1. อ่าวสมดุลรูปครึ่งหัวใจเป็นลักษณะที่พบเห็นได้ทั่วไป และอ่าวสมดุลรูปครึ่งหัวใจนี้จะช่วยลดปริมาณการเคลื่อนที่ของตะกอนตามแนวชายฝั่ง 2. อ่าวประกอบด้วยส่วนที่เป็นเส้นสัมผัสที่ชายฝั่งด้านท้ายน้ำและเป็นส่วน Log-Spiral ทางชายฝั่งด้านเหนือน้ำ 3. เมื่อไม่มีการเคลื่อนที่ของตะกอน แสดงว่าชายฝั่งนั้นเข้าสู่สภาพสมดุล และมีสมการของ Log-Spiral สำหรับชายฝั่งนั้นๆ โดยเฉพาะ 4. การเกิดรูปร่างแบบ Log-Spiral เนื่องมาจากการหักเหและการกระจายของคลื่นที่บริเวณด้านหลังเขื่อนกันคลื่น

ตาราง ก-5 (ต่อ) การศึกษาที่ผ่านมาเกี่ยวกับชายฝั่งและอ่าวสมดุล

ผู้ศึกษา, ปีที่ศึกษา	เรื่องที่ศึกษา	รูปแบบและวิธีการศึกษา	ผลการศึกษา สรุป และหมายเหตุ
Silvester, 1976	ศึกษาการเว้าของชายฝั่งระหว่างหัวหาด	ทดลองด้วยแบบจำลองและศึกษาจากอ่าวในธรรมชาติที่มีสภาพสมดุล	ชายฝั่งโดยทั่วไปในธรรมชาติจะเกิดการเว้าระหว่างหัวหาดเป็นอ่าวรูปครึ่งหัวใจ การเว้าของชายฝั่งนี้เป็นผลจากการกระจายและหักเหของคลื่นในบริเวณชายฝั่งด้านเหนือน้ำ ดังแสดงในรูป ก-15 และ จากรูปเมื่อ β มีค่าลดลงทำให้ค่า a/b เข้าใกล้ศูนย์ หมายถึงการถดถอยชายฝั่งเกิดขึ้นน้อย
Dean , 1978	ลักษณะของอ่าวสมดุล และการคำนวณรูปร่างของอ่าวสมดุล	หาสมการวิธีการคำนวณรูปร่างของชายฝั่งระหว่างหัวหาด	ความสัมพันธ์ระหว่างหัวหาดและระยะถดถอยของชายฝั่งสามารถสรุปได้ดังในรูป ก-16 ซึ่งลากเส้นแทนความสัมพันธ์ดังกล่าวด้วยเส้นขอบเขตสูงสุด (upper limit) และเขียนเป็นสมการได้ดังนี้คือ $\frac{a_1}{a_2} = 1 + \frac{b}{2a_1}$
สกุล ห่อวโนทยาน, 2531	การออกแบบหัวหาดและการป้องกันชายฝั่งทะเลอ่าวไทยตอนล่างในเขตจังหวัดนราธิวาส โดยวิธีการสร้างเขื่อนกันคลื่นแยกเพื่อใช้เป็นหัวหาดให้กับชายฝั่ง	รวบรวมผลการศึกษาลักษณะอ่าวสมดุล โครงสร้างหัวหาด และการป้องกันชายฝั่งที่ผ่านมา นำมาสรุปเป็นบรรทัดฐานใช้ออกแบบหัวหาดโดยเขื่อนกันคลื่นและนำมาใช้ป้องกันชายฝั่งทะเลอ่าวไทยตอนล่าง	สามารถกำหนดตำแหน่งเขื่อนกันคลื่นทำหน้าที่เป็นหัวหาดในบริเวณชายฝั่งที่ถูกกัดเซาะ โดยมีความยาวเขื่อน 50 ม. ระยะทางจากชายฝั่งถึงเขื่อน 200 ม. ระยะเว้าของชายฝั่งทะเลจากแนวหัวหาดเกิดขึ้นประมาณ 45 ม. สำหรับชายฝั่งบริเวณปากแม่น้ำ กำหนดให้ระยะช่องว่างระหว่างเขื่อนลดลงเหลือ 50 ม. เพื่อป้องกันแรงปะทะของกระแสน้ำจากแม่น้ำโกลก ระยะเว้าของชายฝั่งบริเวณนี้ประมาณ 25 ม. และพบว่าจะมีการก่อรูปของตะกอนทรายด้านหลังเขื่อนเป็นผืนทรายพ้นน้ำ (Tombolo) ยื่นออกจากชายฝั่งชิดด้านหลังเขื่อนกันคลื่นตลอดแนวชายฝั่ง

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

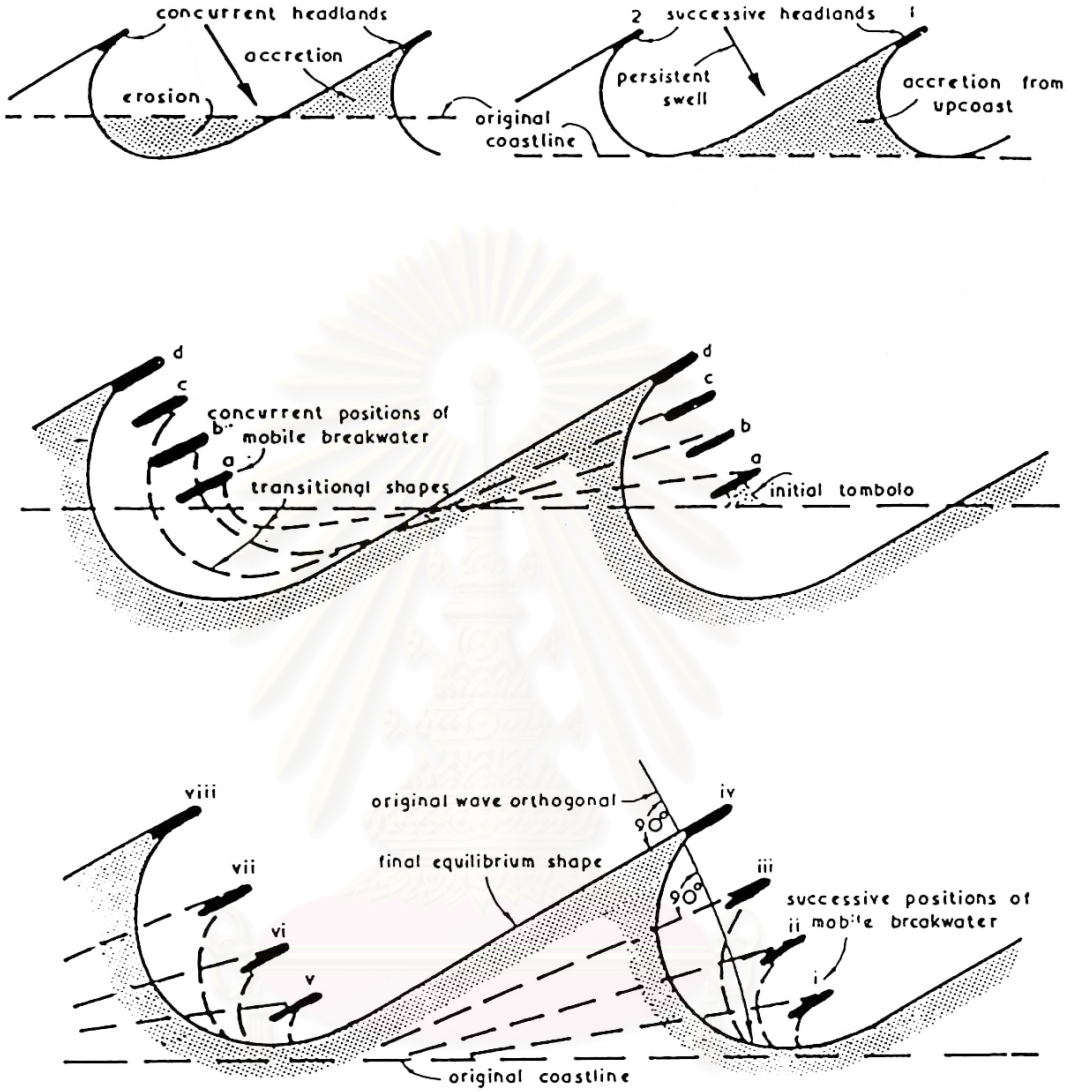


จาก Silvester, 1960

รูป ก-3 (A) การเกิดอ่าวรูปครึ่งหัวใจจากการทดลองด้วยแบบจำลอง

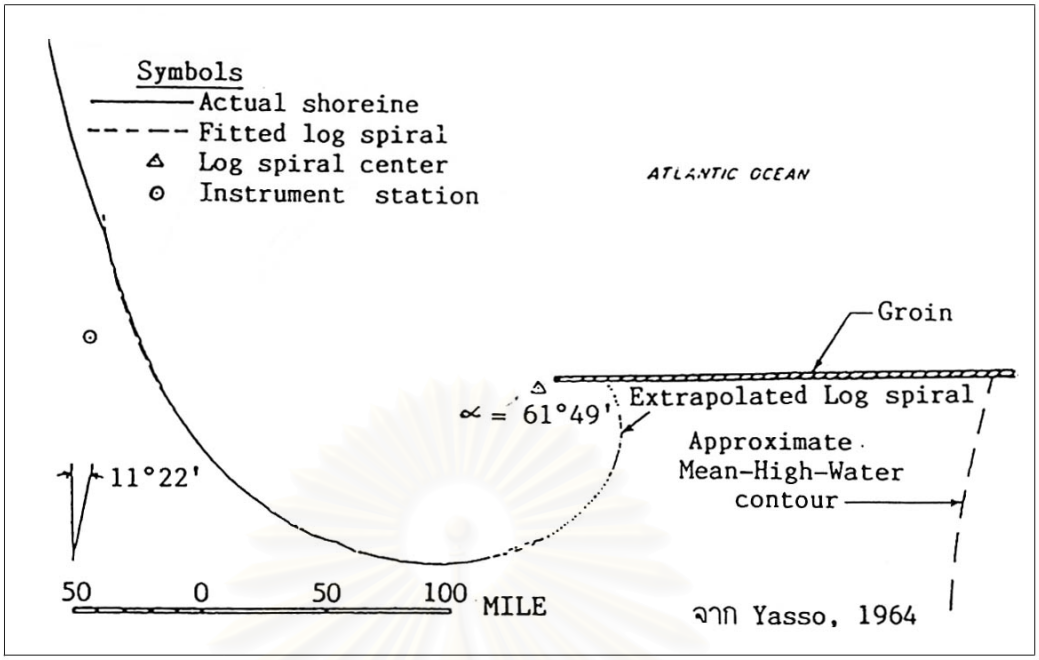
(B) เส้นชั้นความลึกในระหว่างการทดลอง

(C) การเกิดอ่าวสมดุลที่ชายฝั่ง South Africa

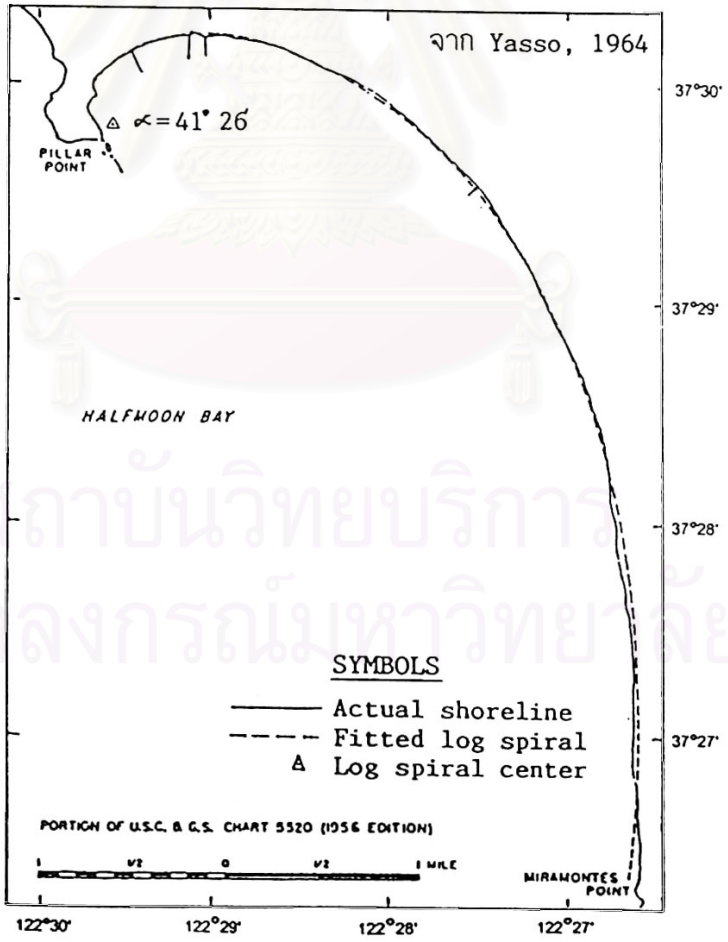


จาก Silvester, 1960

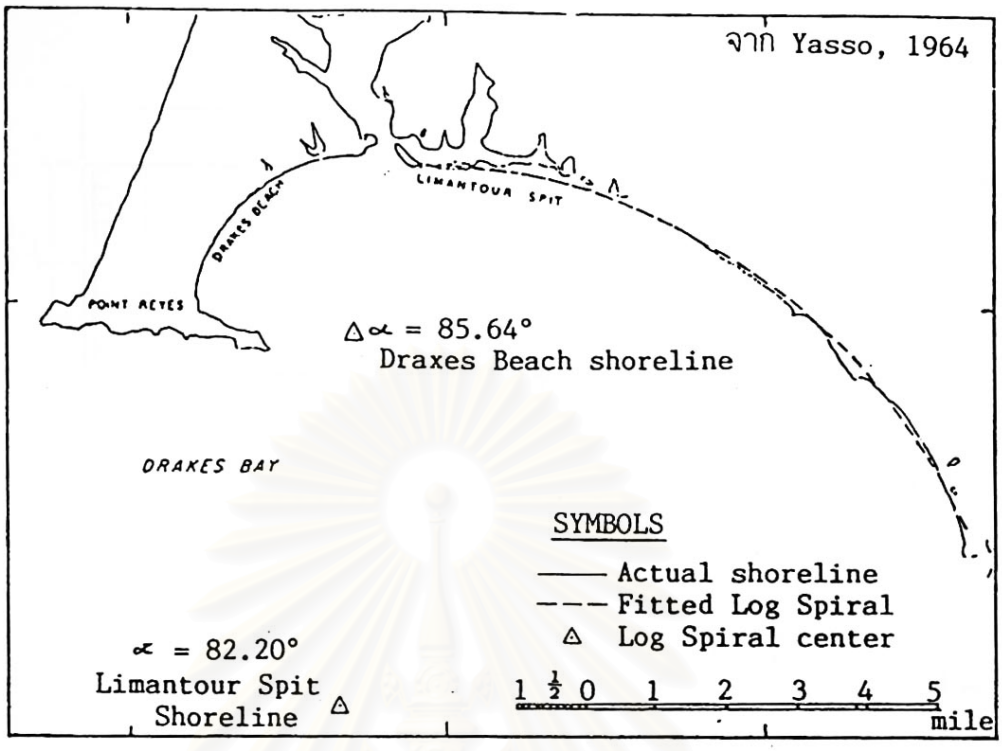
รูป ก-4 การเกิดอ่าวสมดุลโดยเขื่อนกันคลื่น



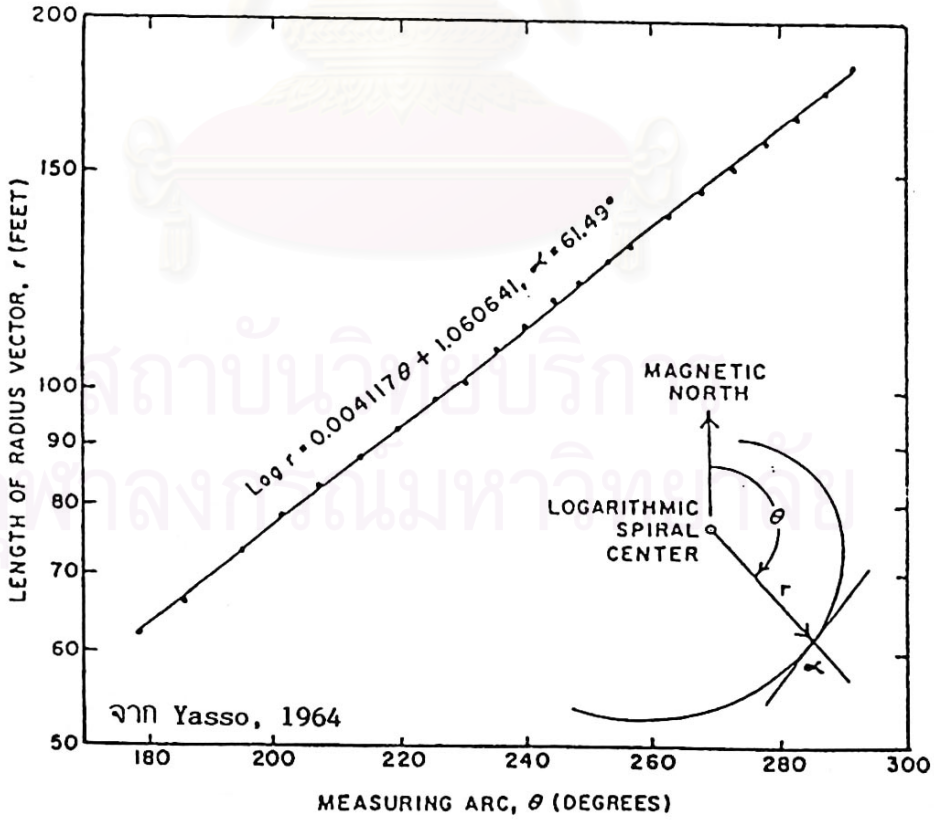
รูป ก-5 ลักษณะอ่าวสมดุลของ Sandy Hook ที่ New Jersey



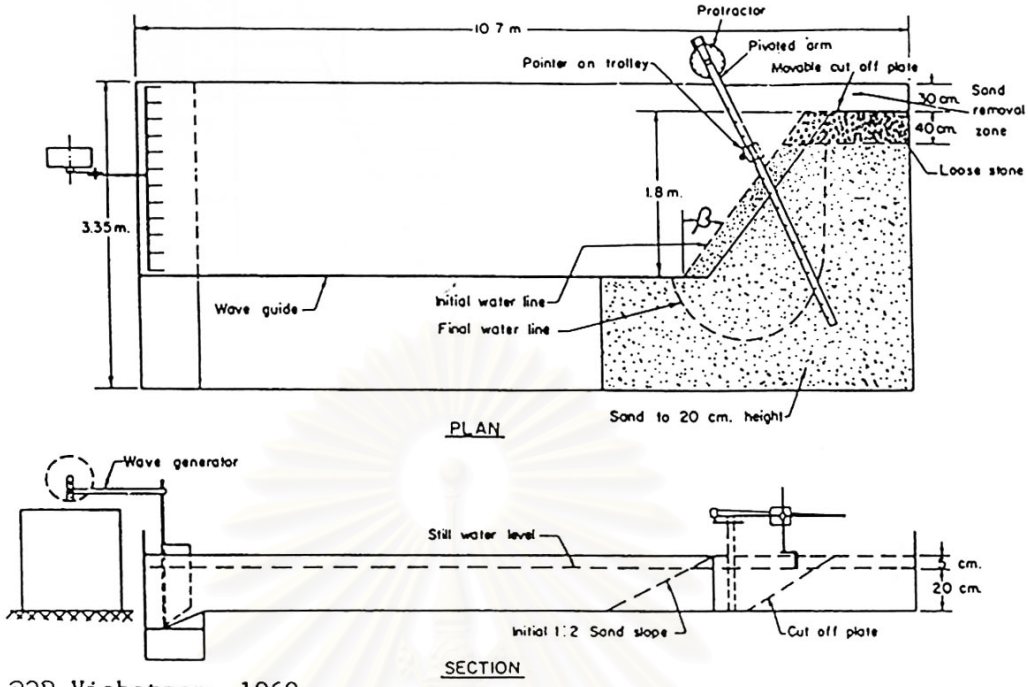
รูป ก-6 ลักษณะอ่าวสมดุลของ Halfmoon Bay ที่ California



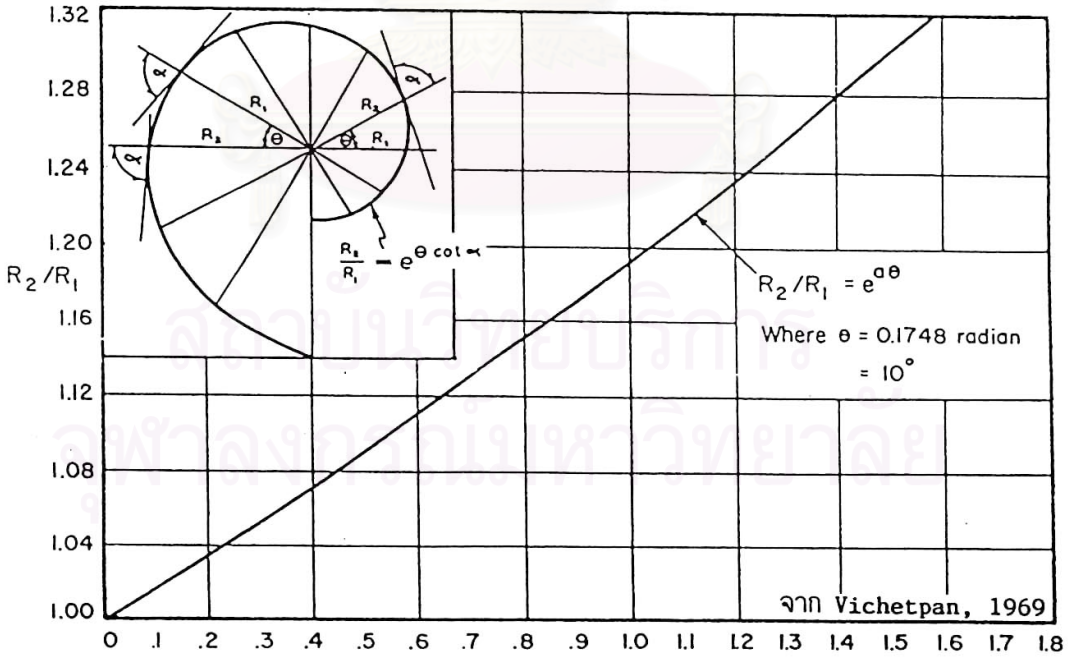
รูป ก-7 ลักษณะอ่าวสมดุลของ Drakes Beach กับ Lamantour ที่ California



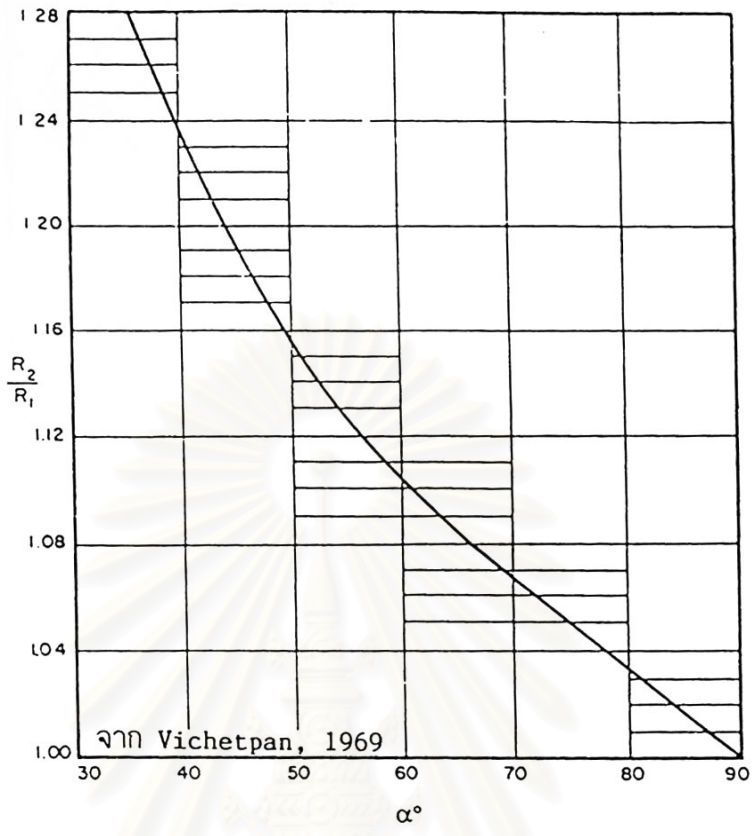
รูป ก-8 เส้นโค้ง Logarithmic Spiral



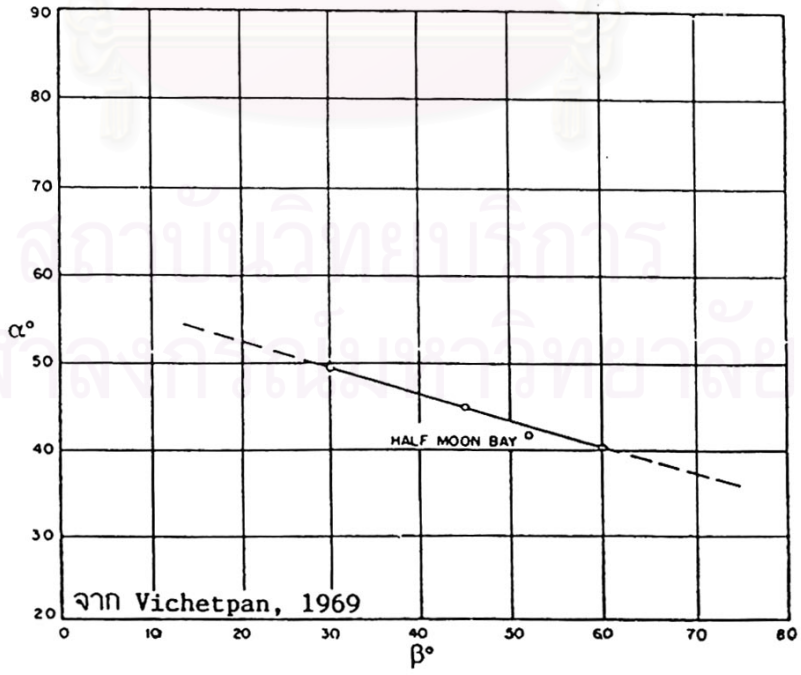
รูป ก-9 แบบจำลองที่ใช้ศึกษาลักษณะอ่าวสมดุล



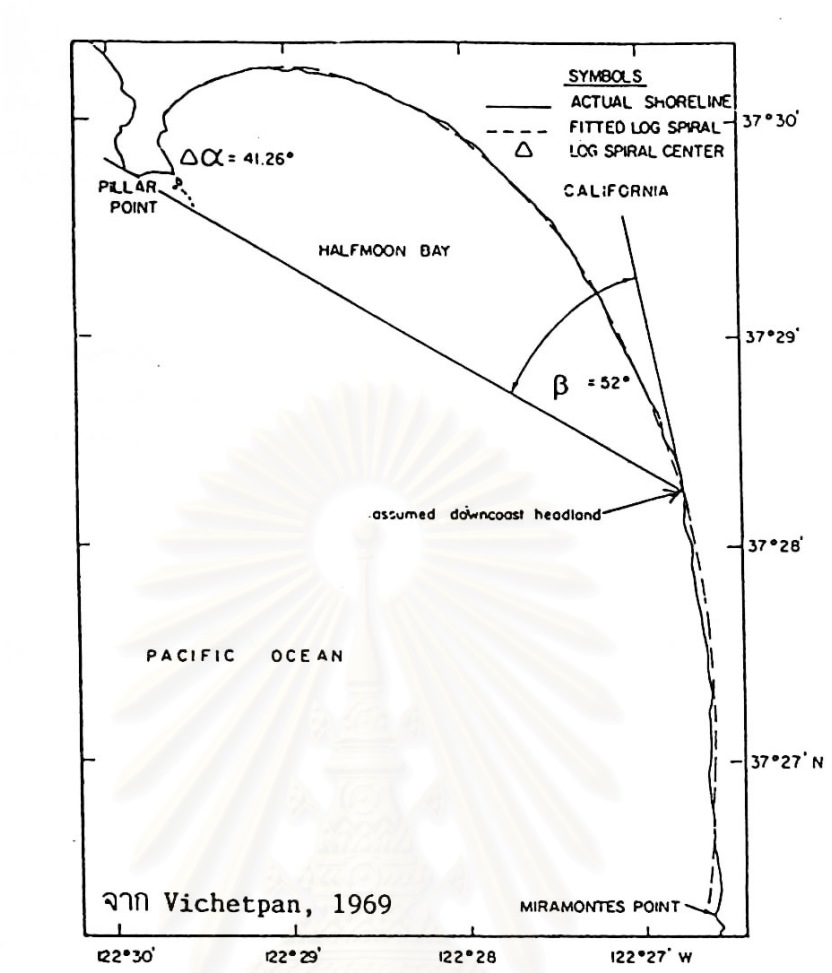
รูป ก-10 เส้นโค้ง Logarithmic Spiral และความสัมพันธ์ระหว่าง R_1/R_2 กับค่าคงที่ a



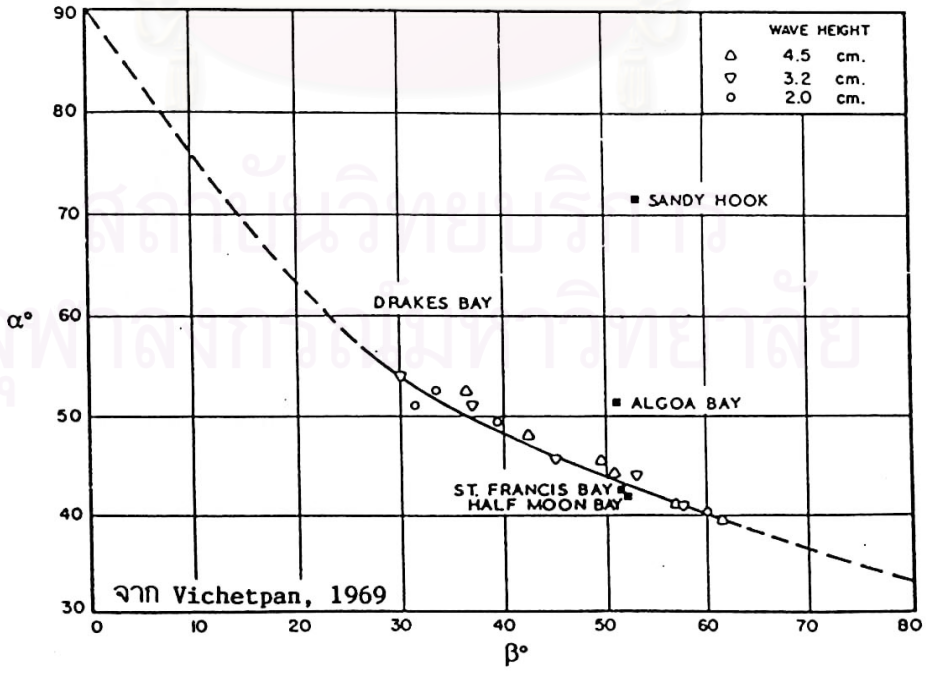
รูป ก-11 ความสัมพันธ์ระหว่าง R_1/R_2 กับค่าคงที่ α°



รูป ก-12 ความสัมพันธ์ระหว่าง α° กับ β° เมื่อได้กำหนดจุดของ Halfmoon Bay



รูป ก-13 รูปแบบชายฝั่งของ Halfmoon Bay และการวาดเส้นโค้ง Logarithmic Spiral

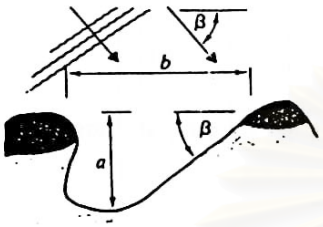


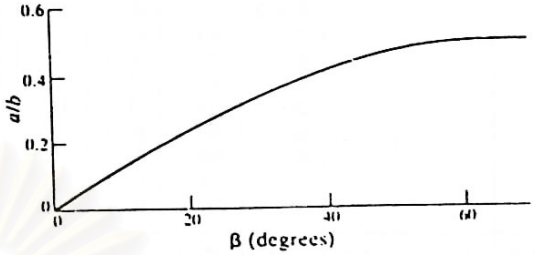
รูป ก-14 ความสัมพันธ์ระหว่าง α° กับ β° ของอ่าวสมดุล

a = ระยะเว้าของชายฝั่ง

b = ระยะช่องว่างระหว่างหัวหาด

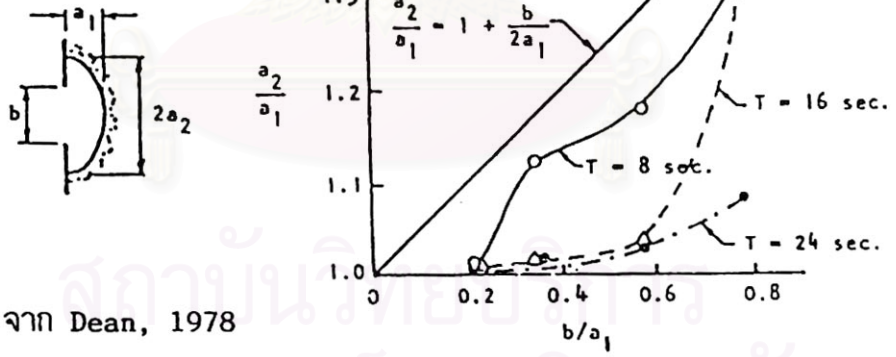
β = มุมที่คลื่นกระทำกับแนวชายฝั่ง





จาก Silvester, 1976

รูป ก-15 ความสัมพันธ์ระหว่างการเว้าของอ่าวสมดุล



จาก Dean, 1978

รูป ก-16 ความสัมพันธ์ของช่องว่างระหว่างหัวหาดและระยะถดถอยของชายฝั่ง

ภาคผนวก ข

แบบจำลองย่อยในแบบจำลองชายฝั่งระหว่างเขื่อนกันคลื่นแยก

แบบจำลองคณิตศาสตร์สำหรับชายฝั่งทะเลระหว่างเขื่อนกันคลื่นแยกที่พัฒนาขึ้นนั้น ประกอบด้วยแบบจำลองย่อย (submodel) หลายส่วนมาประกอบกัน ได้แก่ แบบจำลองคลื่น (wave model) คำนวณการเปลี่ยนแปลงของคลื่นที่เข้ากระทำต่อชายฝั่ง, แบบจำลองกระแสน้ำ (current model) คำนวณความเร็วของกระแสน้ำชายฝั่งที่เกิดจากการเหนี่ยวนำของคลื่น (wave induced model), แบบจำลองอัตราการเคลื่อนตัวของตะกอนชายฝั่ง (sediment transport model) คำนวณอัตราการเคลื่อนตัวของตะกอนชายฝั่ง และแบบจำลองการเปลี่ยนแปลงชายฝั่ง (shoreline change model) คำนวณการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งอันเนื่องจากผลของการเคลื่อนตัวของตะกอน โดยในภาคผนวกนี้กล่าวถึงสมการหลักการและวิธีการคำนวณในแต่ละส่วนของแบบจำลองย่อย

ข.1 แบบจำลองคลื่น

แบบจำลองคลื่น (wave model) นี้ใช้สำหรับการคำนวณการเคลื่อนตัวของคลื่นที่เข้าสู่ชายฝั่ง ที่เป็นผลจากการกระจายของคลื่น (diffraction) การหักเห (refraction) และการเปลี่ยนแปลงความสูงท้องน้ำ (shoaling) โดยการคำนวณในแบบจำลองคลื่นนี้ แยกผลของปรากฏการณ์การกระจาย ออกจากปรากฏการณ์การหักเห และการเปลี่ยนแปลงของคลื่นเมื่อเข้าสู่น้ำตื้น โดยผลของการกระจายของคลื่นคำนวณโดยใช้ค่าสัมประสิทธิ์การกระจาย ซึ่งได้การประมาณ (interpolater) จากตารางค่าสัมประสิทธิ์การกระจาย (Wiegel, 1962) ส่วนการหักเห และการเคลื่อนตัวของคลื่นเข้าสู่น้ำตื้นนั้น มีวิธีการคำนวณ 2 แบบ คือ วิธีการเชิงตัวเลข และวิธีการคำนวณโดยการสร้างแผนภูมิการหักเห (refraction diagram)

ข.1.1 การคำนวณค่าสัมประสิทธิ์การกระจาย

วิธีการหาค่าสัมประสิทธิ์การกระจาย (diffraction coefficient, K_d) ทำโดยการ Interpolate จากตารางค่าสัมประสิทธิ์การกระจายตัวของคลื่นในกรณีคลื่นเข้ากระทำด้วยมุมต่างๆ กับเขื่อนกันคลื่นแยกดังตาราง ข-1 (Wiegel, 1962) ซึ่งค่าของ K_d เป็นฟังก์ชันของทิศทางคลื่นที่เข้ากระทำ (wave angle, θ) และตำแหน่งที่จะทำการหาค่า K_d ($\frac{r}{L}$ และ β) ในพิกัดแบบ r-θ

โดยโปรแกรมการคำนวณแสดงดังตาราง ข-2

ตาราง ข-1 สัมประสิทธิ์การกระจายคลื่น (K_d)

	(deg)												
r/L	0	15	30	45	60	75	90	105	120	135	150	165	180
						$\theta = 15^{\circ}$							
1/2	0.49	0.79	0.83	0.90	0.97	1.01	1.03	1.02	1.01	0.99	0.99	1.00	1.00
1	0.38	0.73	0.83	0.95	1.04	1.04	0.99	0.98	1.01	1.01	1.00	1.00	1.00
2	0.21	0.68	0.86	1.05	1.03	0.97	1.02	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
5	0.13	0.63	0.99	1.04	1.03	1.02	0.99	0.99	1.00	1.01	1.00	1.00	1.00
10	0.35	0.58	1.10	1.05	0.98	0.99	1.01	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
						$\theta = 30^{\circ}$							
1/2	0.61	0.63	0.68	0.76	0.87	0.97	1.03	1.05	1.03	1.01	0.99	0.95	1.00
1	0.50	0.53	0.63	0.78	0.95	1.06	1.05	0.98	0.98	1.01	1.01	0.97	1.00
2	0.40	0.44	0.59	0.84	1.07	1.03	0.96	1.02	0.98	1.01	0.99	0.95	1.00
5	0.27	0.32	0.55	1.00	1.04	1.04	1.02	0.99	0.99	1.00	1.01	0.97	1.00
10	0.20	0.24	0.54	1.12	1.06	0.97	0.99	1.01	1.00	1.00	1.00	0.98	1.00
						$\theta = 45^{\circ}$							
1/2	0.49	0.50	0.55	0.63	0.73	0.85	0.96	1.04	1.06	1.04	1.00	0.99	1.00
1	0.38	0.40	0.47	0.59	0.76	0.95	1.07	1.06	0.98	0.97	1.01	1.01	1.00
2	0.29	0.31	0.39	0.56	0.83	1.08	1.04	0.96	1.03	0.98	1.01	1.00	1.00
5	0.18	0.20	0.29	0.54	1.01	1.04	1.05	1.03	1.00	0.99	1.01	1.00	1.00
10	0.13	0.15	0.22	0.53	1.13	1.07	0.96	0.98	1.02	0.99	1.00	1.00	1.00
						$\theta = 60^{\circ}$							
1/2	0.40	0.41	0.45	0.52	0.60	0.72	0.85	1.13	1.04	1.06	1.03	1.01	1.00
1	3.10	0.32	0.36	0.44	0.57	0.75	0.96	1.08	1.06	0.98	0.98	1.01	1.00
2	0.22	0.23	0.28	0.37	0.55	0.83	1.08	1.04	0.96	1.03	0.98	1.01	1.00
5	0.14	0.15	0.18	0.28	0.53	1.01	1.04	1.05	1.03	0.99	0.99	1.00	1.00
10	1.00	0.11	0.13	0.21	0.52	1.14	1.07	0.96	0.98	1.01	1.00	1.00	1.00
						$\theta = 75^{\circ}$							
1/2	0.34	0.35	0.38	0.42	0.50	0.59	0.71	0.85	0.97	1.04	1.05	1.02	1.00
1	0.25	0.26	0.29	0.34	0.43	0.56	0.75	0.95	1.02	1.06	0.98	0.98	1.00
2	0.18	0.19	0.22	0.26	0.36	0.54	0.83	1.09	1.04	0.96	1.03	0.99	1.00
5	0.12	0.12	0.13	0.17	0.27	0.52	1.01	1.04	1.05	1.03	0.99	0.99	1.00
10	0.08	0.08	0.10	0.13	0.20	0.52	1.14	1.07	0.96	0.98	1.01	1.00	1.00
						$\theta = 90^{\circ}$							
1/2	0.31	0.31	0.33	0.36	0.41	0.49	0.59	0.71	0.85	0.96	1.03	1.03	1.00
1	0.22	0.23	0.24	0.28	0.33	0.42	0.56	0.75	0.96	1.07	1.05	0.99	1.00
2	0.16	0.16	0.18	0.20	0.26	0.35	0.54	0.69	1.08	1.04	0.96	1.02	1.00
5	0.10	0.10	0.11	0.13	0.16	0.27	0.53	1.01	1.04	1.05	1.02	0.99	1.00
10	0.07	0.07	0.08	0.09	0.13	0.20	0.52	1.14	1.07	0.96	0.99	1.01	1.00
						$\theta = 105^{\circ}$							
1/2	0.28	0.28	0.29	0.32	0.35	0.41	0.49	0.59	0.72	0.85	0.97	1.01	1.00
1	0.20	0.20	0.24	0.23	0.27	0.33	0.42	0.56	0.75	0.95	1.06	1.04	1.00
2	0.14	0.14	0.13	0.17	0.20	0.25	0.35	0.54	0.83	1.08	1.03	0.97	1.00
5	0.09	0.09	0.10	0.11	0.13	0.17	0.27	0.52	1.02	1.04	1.04	1.02	1.00
10	0.07	0.06	0.08	0.08	0.09	0.12	0.20	0.52	1.14	1.07	0.97	0.99	1.00

ตาราง ข-1 (ต่อ) สัมประสิทธิ์การกระจายคลื่น (K_d)

	(deg)												
r/L	0	15	30	45	60	75	90	105	120	135	150	165	180
						$\theta = 120^{\circ}$							
1/2	0.25	0.26	0.27	0.28	0.31	0.35	0.41	0.50	0.60	0.73	0.87	0.97	1.00
1	0.18	0.19	0.19	0.21	0.23	0.27	0.33	0.43	0.57	0.76	0.95	1.04	1.00
2	0.13	0.13	0.14	0.14	0.17	0.20	0.26	0.16	0.55	0.83	1.07	1.03	1.00
5	0.08	0.08	0.08	0.09	0.11	0.13	0.16	0.27	0.53	1.01	1.04	1.03	1.00
10	0.06	0.06	0.06	0.07	0.07	0.09	0.13	0.20	0.52	1.13	1.06	0.98	1.00
						$\theta = 135^{\circ}$							
1/2	0.24	0.24	0.25	0.26	0.28	0.32	0.36	0.42	0.52	0.63	0.76	0.90	1.00
1	0.18	0.17	0.18	0.19	0.21	0.23	0.28	0.34	0.44	0.59	0.78	0.95	1.00
2	0.12	0.12	0.13	0.14	0.14	0.17	0.20	0.26	0.37	0.56	0.84	1.05	1.00
5	0.08	0.07	0.08	0.08	0.09	0.11	0.13	0.17	0.28	0.54	1.00	1.04	1.00
10	0.05	0.06	0.06	0.06	0.07	0.08	0.09	0.13	0.21	0.53	1.12	1.05	1.00
						$\theta = 150^{\circ}$							
1/2	0.23	0.23	0.24	0.25	0.27	0.29	0.33	0.38	0.45	0.55	0.68	0.83	1.00
1	0.16	0.17	0.17	0.18	0.19	0.22	0.24	0.29	0.36	0.47	0.63	0.83	1.00
2	0.12	0.12	0.12	0.13	0.14	0.15	0.18	0.22	0.28	0.39	0.59	0.86	1.00
5	0.07	0.07	0.08	0.08	0.08	0.10	0.11	0.13	0.18	0.29	0.55	0.99	1.00
10	0.05	0.05	0.05	0.06	0.06	0.07	0.08	0.10	0.13	0.22	0.54	1.01	1.00
						$\theta = 165^{\circ}$							
1/2	0.23	0.23	0.23	0.24	0.26	0.28	0.31	0.35	0.41	0.50	0.63	0.79	1.00
1	0.16	0.16	0.17	0.17	0.19	0.20	0.23	0.26	0.32	0.40	0.53	0.73	1.00
2	0.11	0.11	0.12	0.12	0.13	0.14	0.16	0.19	0.23	0.31	0.44	0.68	1.00
5	0.07	0.07	0.07	0.07	0.08	0.09	0.10	0.12	0.15	0.20	0.32	0.63	1.00
10	0.05	0.05	0.05	0.06	0.06	0.06	0.07	0.08	0.11	0.11	0.21	0.58	1.00
						$\theta = 180^{\circ}$							
1/2	0.20	0.25	0.23	0.24	0.25	0.28	0.31	0.34	0.40	0.49	0.61	0.78	1.00
1	0.10	0.17	0.16	0.18	0.18	0.23	0.22	0.25	0.31	0.38	0.50	0.70	1.00
2	0.02	0.09	0.12	0.12	0.13	0.18	0.16	0.18	0.22	0.29	0.40	0.60	1.00
5	0.02	0.06	0.07	0.07	0.07	0.08	0.10	0.12	0.14	0.18	0.27	0.46	1.00
10	0.10	0.05	0.05	0.04	0.06	0.07	0.07	0.08	0.10	0.13	0.20	0.36	1.00

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตาราง ข-2 โปรแกรมการคำนวณค่าสัมประสิทธิ์การกระจาย (K_d)

```
      FUNCTION CAL_KD(I,J,A,TIP,L0,F1,F2)
      COMMON/CONST/ G,PI,D50,DENS,DENW,POS,LO,IM,JM,DX,DY,DT
      COMMON/INPUT/ H0,ANG0,PERIOD
      COMMON/STRUC/ TIPL,TIPR
      REAL F1(5,13),F2(5,13)
      REAL PI,ANG0
      REAL A,L0
      REAL X,Y,R,ZETA,B
      REAL ZETA1,ZETA2,B1,B2,A1,A2
      REAL VALB1,VALB2,VALB3,VALB4,VALA1,VALA2
      REAL INTER
      INTEGER IM,JM,TIPL,TIPR
      INTEGER I,J,TIP
      INTEGER P1,P2,Q1,Q2,R1,R2
*
      Y = (J-2.5)*DY
      IF(Y.LT.0.0) THEN
        CAL_KD = 1
        RETURN
        ENDIF
     IF(TIP.EQ.TIPL) THEN
        X = (I-TIP+0.5)*DX
        IF(X.LT.0.0) THEN
          ZETA = 180-ATAN(Y/ABS(X))*180/PI
          ELSE
            ZETA = ATAN(Y/X)*180/PI
          ENDIF
        IF(ZETA.GT.ANG0) THEN
          CAL_KD = 1
          RETURN
          ENDIF
        ELSE
          X = (TIP-I+0.5)*DX
          IF(X.LT.0.0) THEN
            ZETA = 180-ATAN(Y/ABS(X))*180/PI
            ELSE
                  ZETA = ATAN(Y/X)*180/PI
            ENDIF
          IF(ZETA.GT.(180-ANG0)) THEN
            CAL_KD = 1
            RETURN
            ENDIF
        ENDIF
      R = SQRT(X**2+Y**2)
      B = R/L0
      CALL FIND_ZE(ZETA,ZETA1,ZETA2,Q1,Q2)
      CALL FIND_B(B,B1,B2,P1,P2)
      CALL FIND_ZE(A,A1,A2,R1,R2)
*
      IF(P1.EQ.0) THEN
        F1(P1,Q1) = 1.0
        F1(P1,Q2) = 1.0
        F2(P1,Q1) = 1.0
        F2(P1,Q2) = 1.0
        ENDIF
*
      IF(P2.EQ.6) THEN
        CAL_KD = 0.0
        RETURN
        ENDIF
      VALB1  = INTER(ZETA,ZETA1,ZETA2,F1(P1,Q1),F1(P1,Q2))
      VALB2  = INTER(ZETA,ZETA1,ZETA2,F1(P2,Q1),F1(P2,Q2))
      VALA1  = INTER(B,B1,B2,VALB1,VALB2)
      VALB3  = INTER(ZETA,ZETA1,ZETA2,F2(P1,Q1),F2(P1,Q2))
      VALB4  = INTER(ZETA,ZETA1,ZETA2,F2(P2,Q1),F2(P2,Q2))
      VALA2  = INTER(B,B1,B2,VALB3,VALB4)
      CAL_KD = INTER(A,A1,A2,VALA1,VALA2)
*
      RETURN
      END
*
*************************************************************************
*
      REAL FUNCTION INTER(M,M1,M2,N1,N2)
*
      REAL M,M1,M2,N1,N2
*
      IF(M2.EQ.M1) THEN
        INTER = 0
        ELSE
          INTER = (M-M1)/(M2-M1)*(N2-N1)+N1
          ENDIF
```

ตาราง ข-2 (ต่อ) โปรแกรมการคำนวณค่าสัมประสิทธิ์การกระจาย (K_d)

```
*
       RETURN
       END
*
*******************************************************************************
*
       SUBROUTINE FIND_NA(A,NAMES)
*
       REAL A
       CHARACTER*15 NAMES
*
       IF(A.LE.15) THEN
         NAMES = 'KD_15.DAT'
         ELSEIF(A.LE.30) THEN
           NAMES = 'KD_30.DAT'
           ELSEIF(A.LE.45) THEN
                NAMES = 'KD_45.DAT'
             ELSEIF(A.LE.60) THEN
                  NAMES = 'KD_60.DAT'
               ELSEIF(A.LE.75) THEN
                        NAMES = 'KD_75.DAT'
                 ELSEIF(A.LE.90) THEN
                          NAMES = 'KD_90.DAT'
                   ELSEIF(A.LE.105) THEN
                              NAMES = 'KD_105.DAT'
                     ELSEIF(A.LE.120) THEN
                                NAMES = 'KD_120.DAT'
                       ELSEIF(A.LE.135) THEN
                                  NAMES = 'KD_135.DAT'
                         ELSEIF(A.LE.150) THEN
                                    NAMES = 'KD_150.DAT'
                           ELSEIF(A.LE.165) THEN
                                      NAMES = 'KD_165.DAT'
                             ELSE
                                       NAMES = 'KD_180.DAT'
                               ENDIF
*
       RETURN
       END
*
*******************************************************************************
*
       SUBROUTINE FIND_ZE(ZETA,ZETA1,ZETA2,Q1,Q2)
*
       REAL ZETA,ZETA1,ZETA2
       INTEGER Q1,Q2
*
       IF(ZETA.LE.15) THEN
         ZETA1 = 0
         Q1 = 1
         ELSEIF(ZETA.LE.30) THEN
           ZETA1 = 15
               Q1 = 2
               ELSEIF(ZETA.LE.45) THEN
                 ZETA1 = 30
                 Q1 = 3
                 ELSEIF(ZETA.LE.60) THEN
           ZETA1 = 45
              Q1 = 4
                    ELSEIF(ZETA.LE.75) THEN
                  ZETA1 = 60
                  Q1 = 5
                      ELSEIF(ZETA.LE.90) THEN
                        ZETA1 = 75
                          Q1 = 6
                          ELSEIF(ZETA.LE.105) THEN
                            ZETA1 = 90
                            Q1 = 7
                            ELSEIF(ZETA.LE.120) THEN
                              ZETA1 = 105
                                  Q1 = 8
                                  ELSEIF(ZETA.LE.135) THEN
                                    ZETA1 = 120
                                    Q1 = 9
                                    ELSEIF(ZETA.LE.150) THEN
                                      ZETA1 = 135
                                          Q1 = 10
                                          ELSEIF(ZETA.LE.165) THEN
                                            ZETA1 = 150
                                            Q1 = 11
                                            ELSE
                                              ZETA1 = 165
                                                  Q1 = 12
```

ตาราง ข-2 (ต่อ) โปรแกรมการคำนวณค่าสัมประสิทธิ์การกระจาย (K_d)

```
                                                        ENDIF
        ZETA2 = ZETA1+15
        Q2 = Q1+1
*
        RETURN
        END
*
*************************************************************************
*
        SUBROUTINE FIND_B(B,B1,B2,P1,P2)
*
        REAL B,B1,B2
        INTEGER P1,P2
*
        IF(B.LE.0.5) THEN
          B1 = 0
          B2 = 0.5
          P1 = 0
          ELSEIF(B.LE.1) THEN
                B1 = 0.5
                B2 = 1
                P1 = 1
                ELSEIF(B.LE.2) THEN
              B1 = 1
              B2 = 2
              P1 = 2
              ELSEIF(B.LE.5) THEN
                B1 = 2
                B2 = 5
                P1 = 3
                ELSEIF(B.LE.10) THEN
                  B1 = 5
                  B2 = 10
                         P1 = 4
                 ELSE
                     B1 = 10
                           B2 = 10
                    P1 = 5
                     ENDIF
        P2 = P1+1
*
        RETURN
        END
```

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ข.1.2 <u>การคำนวณการหักเหของคลื่นโดยใช้วิธีการเชิงตัวเลข</u>

การคำนวณส่วนนี้ รวมผลการพิจารณาปรากฏการณ์การเคลื่อนตัวของคลื่นที่เข้าสู่น้ำตื้น และผลการหักเหของคลื่นเข้าด้วยกัน โดยใช้หลักการสมการอนุรักษ์คลื่น (conservation wave equation) แบบ 2 มิติ ตามแกน XY โดยใช้พื้นฐานการคำนวณคลื่นที่เข้าและออกจากพื้นที่ (Dean และ Dalrymple, 1984) และหลักการอนุรักษ์พลังงาน (Perlin และ Dean,1983) ดังสมการ 2-7 และ 2-8 ดังนี้

$$\frac{\partial(k\sin\theta)}{\partial x} - \frac{\partial(k\cos\theta)}{\partial y} = 0 \qquad \text{..... (2-7)}$$

$$\frac{\partial(EC_g\sin\theta)}{\partial x} + \frac{\partial(EC_g\cos\theta)}{\partial y} = 0 \qquad \text{..... (2-8)}$$

เมื่อ C_g คือ ความเร็วกลุ่มคลื่น

k คือ จำนวนคลื่น (wave number) $= \frac{2\pi}{L}$

L คือ ความยาวคลื่น (wave length)

E คือ พลังงานคลื่น (wave energy) $= \frac{1}{8}\rho g H^2$

จาก $E \propto H^2$ ดังนั้นสมการ 2-8 จึงเปลี่ยนสมการ ข-1

$$\frac{\partial(H^2C_g\sin\theta)}{\partial x} + \frac{\partial(H^2C_g\cos\theta)}{\partial y} = 0 \qquad \text{..... (ข-1)}$$

โดยผังขั้นตอนการคำนวณแสดง ดังรูป ข-1 และมีขั้นตอนดังนี้

1) หา $L_{i,j}$ จาก $L_{i,j} = L_0 \tanh\left(\frac{2\pi z_{i,j}}{L_{i,j}}\right)$ โดยการ trial & error

2) คำนวณ $C_{i,j} = \frac{C_0 L_{i,j}}{L_0}$

3) คำนวณ $k_{i,j} = \frac{2\pi}{L_{i,j}}$

4) คำนวณ $n_{i,j} = \frac{1}{2}\left[1 + \frac{2k_{i,j}z_{i,j}}{\sinh(2k_{i,j}z_{i,j})}\right]$

5) คำนวณ $C_{g_{i,j}} = n_{i,j}\, C_{i,j}$

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

6) จากสมการ 2-7 Wave angle equation : หาค่า $\theta_{i.j}$

$$\theta_{i,j} = \arccos\left[\frac{k_{i.j-1}\cos\theta_{i,j-1}}{k_{i.j}} + \frac{\Delta y}{k_{i.j}\,\Delta x}\left(k_{i+1,j+1}\sin\theta_{i+1,j-1} - k_{i-1,j-1}\sin\theta_{i-1,j-1}\right)\right]$$

7) ตรวจสอบ $\theta_{i.j}$ โดย ถ้า $\pi < \theta_{i.j} < 2\pi$ แล้วให้ $\theta_{i.j} = 2\pi - \theta_{i.j}$

8) จากสมการ ข-1 wave height equation : หาค่า $H_{i.j}$

$$H_{i,j}^2 = \frac{1}{C_{i,j}^2\, n_{i,j}\, k_{i,j}\, \theta_{i,j}}\left[\left(H_{i,j-1}\,C_{i,j-1}\right)^2 n_{i,j-1}\,k_{i,j-1}\sin\theta_{i,j-1}\right.$$

$$\left. -\frac{\Delta y}{2\Delta x}\left\{\left(H_{i+1,j-1}\,C_{i+1,j-1}\right)^2 k_{i+1,j-1}\cos\theta_{i+1,j-1} - \left(H_{i-1,j-1}\,C_{i-1,j-1}\right)^2 k_{i-1,j-1}\cos\theta_{i-1,j-1}\right\}\right]$$

หมายเหตุ $L_0 = \dfrac{gT^2}{2\pi}$ และ $C_0 = \dfrac{L_0}{T}$

โดยโปรแกรมการคำนวณแสดงดังตาราง ข-3

ข.1.3 <u>การคำนวณการหักเหของคลื่นโดยการสร้างแผนภูมิการหักเห</u>

การสร้างแผนภูมิการหักเห มีจุดมุ่งเน้นที่จะพิจารณาหาค่าสัมประสิทธิ์การหักเห (K_r) ส่วนสัมประสิทธิ์ความลาดชันท้องน้ำ (K_s) เป็นคุณสมบัติตามความลึกที่เปลี่ยนไป และสัมประสิทธิ์การกระจาย (K_d) คำนวณจากตารางดังแสดงในภาคผนวก ข.1.1

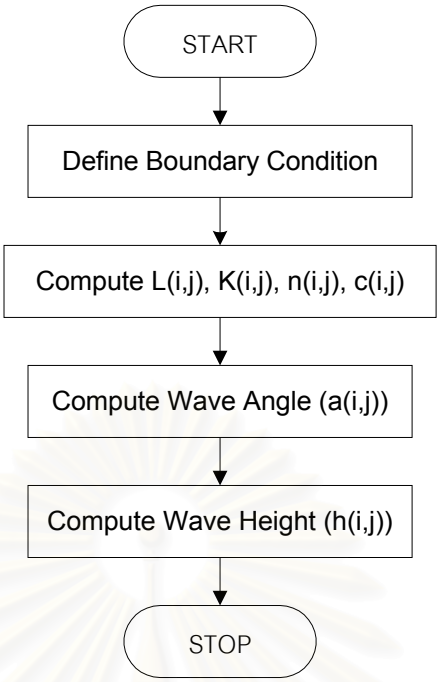
สำหรับการคำนวณค่า K_r โดยการสร้างแผนภูมิการหักเห มีหลักการดังนี้

จากสูตร $K_r = \sqrt{\dfrac{b_0}{b}}$ หรือ $\dfrac{K_{r2}}{K_{r1}} = \sqrt{\dfrac{b_1}{b_2}}$ ..... (ข-2)

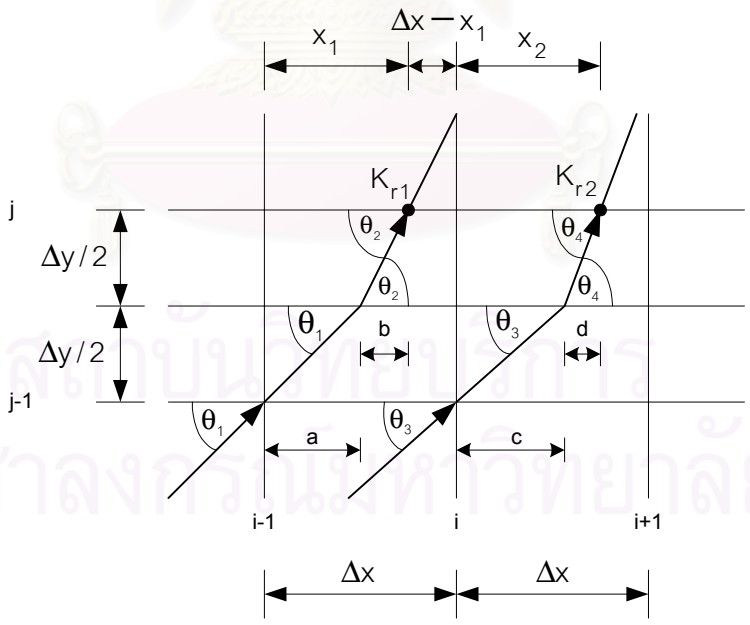
ในการคำนวณจะพิจารณาหา K_d จาก Wave ray ที่มีระยะห่างกันน้อยมาก (Δx) ดังรูป ข-2 โดยมีสมมติฐานว่า ทั้ง 2 Wave ray มีความสูงคลื่น และคาบเวลาคลื่นเท่ากัน จากรูป ข-2 ได้ว่า

$$\frac{K_{r2}}{K_{r1}} = \sqrt{\frac{b_1}{b_2}}$$

โดย $b_1 = \Delta x \sin\theta_1$ และ $b_2 = \Delta x \sin\theta_2$



รูป ข-1 ผังการคำนวณการเคลื่อนตัวของคลื่นโดยใช้วิธีการเชิงตัวเลข



รูป ข-2 การคำนวณการหักเหของคลื่น

ตาราง ข-3 โปรแกรมการคำนวณการหักเหโดยวิธีการเชิงตัวเลข

```
      SUBROUTINE REFRACTION
*
      COMMON/CONST/ G,PI,D50,DENS,DENW,POS,LO,IM,JM,DX,DY,DT
      COMMON/INPUT/ H0,ANG0,PERIOD
      COMMON/DEPTH/ Z
      COMMON/WAVE/  H,ANG
      REAL Z(50,50)
      REAL H(50,50),ANG(50,50)
      REAL L(50,50),C(50,50),K(50,50),N(50,50)
      REAL PI,G,D50,DENS,DENW,POS,LO,DX,DY,DT
      REAL H0,ANG0,PERIOD
      REAL TOL,B,TM,LTM,MN,R,F
      INTEGER IM,JM
*
      TOL = 0.005
      L0  = G*PERIOD**2/2/PI
      C0     = L0/PERIOD
      DO 10 I=1,IM
      DO 20 J=1,JM
      IF (Z(I,J).LE.TOL) GOTO 20
      LTM = L0
      TM  = LTM
30    MN  = (LTM+TM)/2
      TM  = LTM
      B   = 2*PI*Z(I,J)/MN
      LTM = L0*(EXP(B)-EXP(-B))/(EXP(B)+EXP(-B))
      IF(ABS(LTM-TM).GT.0.1) GOTO 30
      L(I,J) = LTM
      K(I,J) = 2*PI/L(I,J)
      B   = 4*PI*Z(I,J)/L(I,J)
      N(I,J) = 0.5*(1+2*B/(EXP(B)-EXP(-B)))
      C(I,J) = C0*L(I,J)/L0
20    CONTINUE
10    CONTINUE
*
      DO 40 J=3,JM
      DO 50 I=1,IM
      IF(Z(I,J).LE.TOL) GOTO 50
      R = (K(I+1,J-1)*SIN(ANG(I+1,J-1))-K(I,J-1)*SIN(ANG(I,J-1)))*DY/
     +      K(I,J)/DX
      F = (K(I,J-1)*SIN(ANG(I,J-1))-K(I-1,J-1)*SIN(ANG(I-1,J-1)))*DY/
     +      K(I,J)/DX
      IF(I.EQ.1)  F = R
      IF(I.EQ.IM) R = F
      B = K(I,J-1)*COS(ANG(I,J-1))/K(I,J)+(R+F)/2
      ANG(I,J) = ACOS(B)
      IF(ANG(I,J-1).GT.PI.AND.ANG(I,J-1).LT.(2*PI))
     +      ANG(I,J) = 2*PI-ANG(I,J)
50    CONTINUE
      DO 60 I=1,IM
      IF(Z(I,J).LE.TOL) GOTO 60
      IF(SIN(ANG(I,J)).LE.TOL) THEN
        H(I,J) = H(I,J-1)
        GOTO 60
        ENDIF
      R = ((H(I+1,J-1)*C(I+1,J-1))**2*N(I+1,J-1)*K(I+1,J-1)*
     +      COS(ANG(I+1,J-1))-(H(I,J-1)*C(I,J-1))**2*N(I,J-1)*K(I,J-1)*
     +      COS(ANG(I,J-1)))*DY/DX
      F = ((H(I,J-1)*C(I,J-1))**2*N(I,J-1)*K(I,J-1)*COS(ANG(I,J-1))-
     +       (H(I-1,J-1)*C(I-1,J-1))**2*N(I-1,J-1)*K(I-1,J-1)*
     +      COS(ANG(I-1,J-1)))*DY/DX
      IF(I.EQ.1)  F = R
      IF(I.EQ.IM) R = F
      H(I,J) = SQRT(((H(I,J-1)*C(I,J-1))**2*N(I,J-1)*K(I,J-1)*
     +              SIN(ANG(I,J-1))-(R+F)/2)/(C(I,J)**2*N(I,J)*K(I,J)*
     +              SIN(ANG(I,J))))
60    CONTINUE
40    CONTINUE
*
      RETURN
      END
```

$$\frac{K_{r2}}{K_{r1}} = \sqrt{\frac{b_1}{b_2}} \qquad \text{..... (ข-3)}$$

โดย สามารถหาได้จาก Snell's Law คือ

$$\frac{\cos\theta_1}{\cos\theta_2} = \frac{C_1}{C_2} = \frac{L_1}{L_2}$$

$$\therefore \cos\theta_2 = \frac{L_2}{L_1}\cos\theta_1$$

$$\theta_2 = \cos^{-1}\left[\frac{L_2}{L_1}\cos\theta_1\right] \qquad \text{..... (ข-4)}$$

เมื่อพิจารณาเข้าพิกัด (x,y) จะได้ดังรูป ข-2

จาก Wave ray เส้นที่ 1 และ 2 จะสามารถคำนวณค่า Kr_1 และ Kr_2 ในแต่ละเส้นได้ ดังที่แสดงไว้ข้างต้น แต่จะพบได้ว่าจุดที่ไปที่ j ถัดไปจะไม่ลงพิกัด (i,j) พอดี ดังนั้นจะมีการคำนวณโดยการเฉลี่ยค่าดังนี้

ค่า $$\frac{K_{r(i,j)}}{K_{r(i,j-1)}} = \frac{x_2K_{r1} + (\Delta x - x_1)K_{r2}}{\Delta x - x_1 + x_2} \qquad \text{..... (ข-5)}$$

โดย $$x_1 = a + b = \frac{\Delta y}{2\tan\theta_1} + \frac{\Delta y}{2\tan\theta_2} = \frac{\Delta y}{2}\left[\frac{1}{\tan\theta_1} + \frac{1}{\tan\theta_2}\right]$$

$$x_2 = c + d = \frac{\Delta y}{2\tan\theta_3} + \frac{\Delta y}{2\tan\theta_4} = \frac{\Delta y}{2}\left[\frac{1}{\tan\theta_3} + \frac{1}{\tan\theta_4}\right]$$

$$\theta_{i,j} = \frac{x_2\theta_2 + (\Delta x - x_1)\theta_4}{\Delta x - x_1 + x_2} \qquad \text{..... (ข-6)}$$

ส่วนในกรณีที่เส้นชั้นความสูง (contour line) ไม่ขนานกับแกน x จะมีการปรับมุมในการหาค่าดังนี้

เมื่อพิจารณา รูป ข-3 จะเห็นได้ว่า

จาก $$\frac{K_{r2}}{K_{r1}} = \sqrt{\frac{\sin\beta_1}{\sin\beta_2}} \qquad \text{..... (ข-7)}$$

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

โดย
$$\beta_2 = \cos^{-1}\left[\frac{L_2}{L_1}\cos\beta_1\right] \quad \text{..... (ข-8)}$$

$$\left.\begin{aligned}\beta_1 &= \theta_1 - \alpha_{av}\\ \beta_2 &= \theta_2 - \alpha_{av}\end{aligned}\right\} \quad \text{..... (ข-9)}$$

$$\alpha_{av} = \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2}$$

การหาค่า α โดยพิจารณาจากการ fit curve ดังรูป ข-4

ให้จุด (i,j) = (0,0) แล้วทำการหาจุดที่มี z เท่ากับ z(i,j) ในแถว i+1 และ i-1 จะได้จุด (Δx,a), (Δx,b) นำจุดทั้ง 3 มา fit สมการวงกลม คือ

$$x^2 + y^2 + Ax + By + C = 0 \quad \text{..... (ข-10)}$$

แทน (0,0) $\Rightarrow$ $C = 0$

แทน (Δx,a) $\Rightarrow$ $(\Delta x)^2 + a^2 + A(\Delta x) + B(a) = 0$ ..... (ข-11)

แทน (-Δx,a) $\Rightarrow$ $(-\Delta x)^2 + a^2 + A(-\Delta x) + B(b) = 0$ ..... (ข-12)

นำสมการ ข-11 + ข-12 จะได้

$$2(\Delta x)^2 + a^2 + b^2 + (a+b)B = 0$$

$$B = \frac{-\left[2(\Delta x)^2 + a^2 + b^2\right]}{(a+b)} \quad \text{..... (ข-13)}$$

แทนค่า สมการ ข-13 ลงใน สมการ ข-11 จะได้

$$A = \frac{-\left[(\Delta x)^2 + a^2 + B(a)\right]}{\Delta x} \quad \text{..... (ข-14)}$$

จากสมการ 2-9 ทำการ Differentiate ได้

$$2xdx + 2ydy + Adx + Bdy = 0$$

$$(2y+B)dy = -(2x+A)dx$$

$$m = \frac{dy}{dx} = \frac{-(2x+A)}{2y+B}$$

หาความชันที่จุด (0,0)

ตาราง ข-4 โปรแกรมการคำนวณมุมของเส้นชั้นความสูง

```
      SUBROUTINE FIND_ALP
*
      COMMON/CONST/ G,PI,D50,DENS,DENW,POS,LO,IM,JM,DX,DY,DT
      COMMON/DEPTH/ Z,ALPHA
      REAL Z(50,50),ALPHA(50,50)
      REAL TOL,A,B
      INTEGER JT
*
      TOL = 0.005
     DO 10 J=3,JM-1
      DO 20 I=2,IM-1
      IF(Z(I,J).LT.TOL) GOTO 20
      JT = J
40    IF(Z(I,J).LE.Z(I+1,JT).AND.Z(I,J).GE.Z(I+1,JT+1)) THEN
        A = (((Z(I+1,JT)-Z(I,J))/(Z(I+1,JT)-Z(I+1,JT+1)))+(JT-J))*DY
        ELSE
          IF(Z(I,J).GT.Z(I+1,JT)) THEN
            JT = JT-1
            ELSE
              JT = JT+1
            ENDIF
          GOTO 40
        ENDIF
      JT = J
50    IF(Z(I,J).LE.Z(I-1,JT).AND.Z(I,J).GE.Z(I-1,JT+1)) THEN
       B = (((Z(I-1,JT)-Z(I,J))/(Z(I-1,JT)-Z(I-1,JT+1)))+(JT-J))*DY
        ELSE
          IF(Z(I,J).GT.Z(I-1,JT)) THEN
            JT = JT-1
            ELSE
              JT = JT+1
            ENDIF
          GOTO 50
        ENDIF
      ALPHA(I,J) = SPLINE(A,B)
20    CONTINUE
10    CONTINUE
*
      DO 30 J=3,JM-1
      ALPHA(1,J) = ALPHA(2,J)
      ALPHA(IM,J) = ALPHA(IM-1,J)
30    CONTINUE
*
      RETURN
      END
*
*******************************************************************************
*
      REAL FUNCTION SEPAR(XL,XR,SL,SR)
*
      REAL XL,XR,SL,SR
*
      SEPAR = (XL*SR+XR*SL)/(SL+SR)
*
      RETURN
      END
*
*******************************************************************************
```

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

$$\therefore \quad m = -\frac{A}{B}$$

จาก $m = \tan\alpha$

$$\therefore \quad \alpha = \tan^{-1}\left(-\frac{A}{B}\right) \qquad \text{..... (ข-15)}$$

เงื่อนไขการหาคือ จาก $B = \dfrac{-\left[2(\Delta x)^2 + a^2 + b^2\right]}{a+b}$

แสดงว่า $a+b \neq 0$ ถ้า $a+b=0$ แสดงว่า ความสัมพันธ์ระหว่าง 3 จุดนี้เป็นเส้นตรง ดังนั้นจึงคิดเป็นความสัมพันธ์แบบเส้นตรงจากจุด $(\Delta x,a)$ กับ $(\Delta x,b)$ จะได้

$$m = \frac{a-b}{\Delta x-(-\Delta x)} = \frac{a-b}{2\Delta x}$$

$$\therefore \quad \alpha = \tan^{-1}\frac{(a-b)}{2\Delta x} \qquad \text{..... (ข-15)}$$

โดยโปรแกรมการคำนวณในส่วนนี้ แสดงดังตาราง ข-4

ดังนั้นการคำนวณหาความสูงคลื่น ณ ตำแหน่งต่างๆ พิจารณาดังนี้

จาก $H_1 = K_{s1}K_{r1}K_{d1}H_o$

$H_2 = K_{s2}K_{r2}K_{d2}H_o$

$$\therefore \quad \frac{H_2}{H_1} = \frac{K_{s2}}{K_{s1}}\cdot\frac{K_{r2}}{K_{r1}}\cdot\frac{K_{d2}}{K_{d1}}$$

หรือ $$H_2 = \frac{K_{s2}}{K_{s1}}\cdot\frac{K_{r2}}{K_{r1}}\cdot\frac{K_{d2}}{K_{d1}}\cdot H_1 \qquad \text{..... (ข-16)}$$

เมื่อพิจารณาเข้าพิกัด (x,y) จะได้ว่า

$$H_{i,j} = \frac{K_{si,j}}{K_{si,j-1}}\cdot\frac{K_{ri,j}}{K_{ri,j-1}}\cdot\frac{K_{di,j}}{K_{di,j-1}}\cdot H_{i,j-1} \qquad \text{..... (ข-17)}$$

โดย $\dfrac{K_{ri,j}}{K_{ri,j-1}}$ จะพิจารณาดังแสดงในสมการ ข-7 โดยพิจารณาในกรณีที่รังสีคลื่น (wave ray) 2 รังสีตกคล่อมจุดคำนวณนั้น (node) แล้วทำการ Interpolate

สำหรับโปรแกรมการคำนวณแสดงดังตาราง ข-5

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตารางที่ ข-5 โปรแกรมการคำนวณการหักเหของคลื่นโดยการสร้างแผนภูมิการหักเห

```
      SUBROUTINE COMBINE(HT,ANGT,KD,KS,L,TIP)
*
      COMMON/CONST/ G,PI,D50,DENS,DENW,POS,LO,IM,JM,DX,DY,DT
      COMMON/INPUT/ H0,ANG0,PERIOD
      COMMON/DEPTH/ Z,ALPHA
      COMMON/STRUC/ TIPL,TIPR
      COMMON/FILES/ OUTPUT
      REAL Z(50,50),ALPHA(50,50)
      REAL HT(50,50),ANGT(50,50),KD(50,50),KS(50,50),L(50,50)
      REAL KR(50,50)
      REAL H0,ANG0,PERIOD
      REAL DX,DY,PI,G
      REAL TOL,X,Y,A
      REAL KR1,KR2,ANG1,ANG2,ANG3,ANG4,X1,X2,ALP1,ALP2
      INTEGER IM,JM
      INTEGER TIPL,TIPR
      INTEGER TIP,IT1,IT2
      CHARACTER*12 OUTPUT
*
      TOL = 0.005
      DO 30 I=1,IM
      HT(I,3) = H0
      IF(TIP.EQ.TIPL) THEN
        X = (I-TIP+0.5)*DX
        ELSE
          X = (I-TIP-0.5)*DX
        ENDIF
      Y = 0.5*DY
     A = ATAN(Y/X)
      IF(A.LT.0.0) A = A+PI
     IF(TIP.EQ.TIPL) THEN
        IF(A.GT.(ANG0*PI/180)) THEN
          ANGT(I,3) = ANG0*PI/180
          ELSE
            ANGT(I,3) = A
            HT(I,3) = HT(I,3)*KD(I,3)
            ENDIF
        ELSE
          IF(A.GT.(ANG0*PI/180)) THEN
            ANGT(I,3) = A
            HT(I,3) = HT(I,3)*KD(I,3)
            ELSE
              ANGT(I,3) = ANG0*PI/180
                    ENDIF
        ENDIF
30    CONTINUE
*
      DO 10 J=4,JM
      DO 20 I=2,IM-1
      IF(Z(I,J).LT.TOL) GOTO 20
      XT = 0
      IF(ANGT(I,J-1).LE.(PI/2)) THEN
        IT1 = I
40      XT = XT+DX
        IT1 = IT1-1
        IF(IT1.EQ.0) IT1 = IT1+1
        IT2 = IT1+1
        ALP1 = (ALPHA(IT1,J-1)+ALPHA(IT1,J))/2
        ALP2 = (ALPHA(IT2,J-1)+ALPHA(IT2,J))/2
        ANG1 = ANGT(IT1,J-1)-ALP1

        ANG3 = ANGT(IT2,J-1)-ALP2
        ANG2 = ACOS(L(IT1,J)/L(IT1,J-1)*COS(ANG1))
        ANG4 = ACOS(L(IT2,J)/L(IT2,J-1)*COS(ANG3))
        X1 = 0.5*DY*(1/TAN(ANG1)+1/TAN(ANG2))
        X2 = 0.5*DY*(1/TAN(ANG3)+1/TAN(ANG4))
        IF(X1.GT.XT) GOTO 40
        IF(ANG1.GE.PI.OR.ANG3.GE.PI.OR.ANG1.LE.0.OR.ANG3.LE.0) THEN
            ANGT(I,J) = ANGT(IT1,J-1)
            KR(I,J) = 1.0
            GOTO 60
            ENDIF
        ANGT(I,J) = SEPAR(ANG2+ALP1,ANG4+ALP2,XT-X1,X2-XT+DX)
        KR1 = SQRT(SIN(ANG1)/SIN(ANG2))
        KR2 = SQRT(SIN(ANG3)/SIN(ANG4))
        KR(I,J) = SEPAR(KR1,KR2,XT-X1,X2-XT+DX)
        ELSE
          IT1 = I
50        XT = XT+DX
          IT1 = IT1+1
         IF(IT1.GT.IM) IT1 = IT1-1
              IT2 = IT1-1
          ALP1 = (ALPHA(IT1,J-1)+ALPHA(IT1,J))/2
```

ตารางที่ ข-5 (ต่อ) โปรแกรมการคำนวณการหักเหของคลื่นโดยการสร้างแผนภูมิการหักเห

```
            ALP2 = (ALPHA(IT2,J-1)+ALPHA(IT2,J))/2
            ANG1 = ANGT(IT1,J-1)-ALP1
            ANG3 = ANGT(IT2,J-1)-ALP2
            ANG2 = ACOS(L(IT1,J)/L(IT1,J-1)*COS(ANG1))
            ANG4 = ACOS(L(IT2,J)/L(IT2,J-1)*COS(ANG3))
            X1 = 0.5*DY*(1/TAN(ANG1)+1/TAN(ANG2))
            X2 = 0.5*DY*(1/TAN(ANG3)+1/TAN(ANG4))
            IF(ABS(X1).GT.XT) GOTO 50
            IF(ANG1.GE.PI.OR.ANG3.GE.PI.OR.ANG1.LE.0.OR.ANG3.LE.0) THEN
              ANGT(I,J) = ANGT(IT1,J-1)
              KR(I,J) = 1.0
              GOTO 60
              ENDIF
            ANGT(I,J) =SEPAR(ANG4+ALP2,ANG2+ALP1,ABS(X2)-XT+DX,XT-ABS(X1))
            KR1 = SQRT(SIN(ANG1)/SIN(ANG2))
            KR2 = SQRT(SIN(ANG3)/SIN(ANG4))
               KR(I,J) = SEPAR(KR2,KR1,ABS(X2)-XT+DX,XT-ABS(X1))
          ENDIF
60      HT(I,J) = KS(I,J)/KS(IT1,J-1)*KR(I,J)*KD(I,J)/KD(IT1,J-1)
        +                *HT(IT1,J-1)
*
        IF(HT(I,J).GT.0.78*Z(I,J)) HT(I,J) = 0.78*Z(I,J)
        IF(HT(I,J).LT.0.0) HT(I,J) = 0.0
*
20      CONTINUE
        ANGT(1,J)  = ANGT(2,J)
        ANGT(IM,J) = ANGT(IM-1,J)
        HT(1,J)    = HT(2,J)
        HT(IM,J)   = HT(IM-1,J)
10      CONTINUE
*       CALL PR_TABLE('     KR     ',KR,1,IM,1,1,JM,1,OUTPUT)
*
        RETURN
        END
*
*******************************************************************************
```

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ข.2 แบบจำลองกระแสน้ำ

แบบจำลองกระแสน้ำ (current model) นี้ใช้สำหรับการคำนวณความเร็วของกระแสน้ำชายฝั่งอันเป็นผลเนื่องจากการเหนี่ยวนำของคลื่น (wave induced current) โดยในแบบจำลองนี้แบ่งการคำนวณเป็น 2 ส่วน คือ การคำนวณรังสีความเค้น (radiation stress) และการคำนวณความเร็วของกระแสน้ำ (current velocity)

ข.2.1 สมการที่ใช้คำนวณ

1) การคำนวณรังสีความเค้น ทำการคำนวณรังสีความเค้นในตำแหน่งการคำนวณ (node) ต่างๆ ซึ่งมีสมการ ดังสมการ 2-13 ถึง 2-15 โดยเมื่อประยุกต์ใช้กับทฤษฎีคลื่นความสูงน้อย ค่ารังสีความเค้นสามารถจัดรูปใหม่ได้ดังสมการ ข-18

$$\left.\begin{aligned} S_{xx\,(i,j)} &= \frac{g H_{i,j}^2}{16}\left(2n_{i,j} - 1 + n_{i,j}\cos^2\theta_{i,j}\right) \\ S_{xy\,(i,j)} &= \frac{g H_{i,j}^2\, n_{i,j}\sin(2\theta_{i,j})}{16} \\ S_{yy\,(i,j)} &= \frac{g H_{i,j}^2}{16}\left(2n_{i,j} - 1 + n_{i,j}\sin^2\theta_{i,j}\right) \end{aligned}\right\} \quad \text{(ข-18)}$$

เมื่อ S_{xx}, S_{xy}, S_{yy} คือ รังสีความเค้น (radiation stress)

H คือ ความสูงคลื่น

θ คือ มุมของคลื่นที่ทำกับแกน x

2) การคำนวณกระแสน้ำ ใช้สมการพื้นฐานโดยการจัดรูปจากสมการต่อเนื่อง (continuity equation) และสมการโมเมนตัม (momentum equation) ในแกน XY ดังสมการ ข-19 ถึง ข-21

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{\partial UZ}{\partial x} + \frac{\partial VZ}{\partial y} = 0 \quad \text{..... (ข-19)}$$

$$\frac{\partial U}{\partial t} + g\frac{\partial \eta}{\partial x} + R_x + F_x = 0 \quad \text{..... (ข-20)}$$

$$\frac{\partial V}{\partial t} + g\frac{\partial \eta}{\partial y} + R_y + F_y = 0 \quad \text{..... (ข-21)}$$

เมื่อ $$R_x = \frac{1}{\rho z}\left(\frac{\partial S_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial S_{xy}}{\partial y}\right)$$

$$R_y = \frac{1}{\rho z}\left(\frac{\partial S_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial S_{yy}}{\partial y}\right)$$

$F_x = \frac{\tau_{bx}}{\rho z}$

$F_y = \frac{\tau_{by}}{\rho y}$

η คือ ระดับน้ำเฉลี่ยเนื่องจากการเคลื่อนที่ขึ้นลง

z คือ ความลึกน้ำทั้งหมด (ความลึกน้ำปกติ+η)

U,V คือ ความเร็วกระแสน้ำในแกน X,Y

τ_{bx}, τ_{by} คือ ความเค้นเฉือนเนื่องจากท้องน้ำในแนวแกน XY (bottom shearing stress)

ข.2.2 ขั้นตอนการคำนวณ

การคำนวณกระแสน้ำมีขั้นตอนดังนี้

1. กำหนดค่าเริ่มต้นของตัวแปรให้เท่ากับ 0 แล้วคำนวณค่า $S_{xx(i,j)}$, $S_{xy(i,j)}$, $S_{yy(i,j)}$
2. กำหนด Boundary Condition คือให้อัตราการเปลี่ยนแปลงที่ขอบเป็น 0

   นั่นคือ $x_{i,1} = x_{i,2}$; $x_{1,j} = x_{2,j}$; $x_{im,j} = x_{im-1,j}$ [x แทนตัวแปรที่ใช้กำหนด]
3. จากสมการ ข-19 : หาค่า $\eta_{i,j}$; ดังสมการ ข-22

$$\eta_{i,j}^{t+1} = \eta_{i,j}^{t} - \frac{dt}{2}\left[\frac{U_{i+1,j}\left[z_{i+1,j}+z_{i,j}\right]-U_{i,j}\left[z_{i,j}+z_{i-1,j}\right]}{dx} + \frac{V_{i,j+1}\left[z_{i,j+1}+z_{i,j}\right]-V_{i,j}\left[z_{i,j}+z_{i,j-1}\right]}{dy}\right] \quad \text{(ข-22)}$$

4. จากสมการที่ ข-20 : หาค่า $U_{i,j}$ โดย

$$\frac{\partial U}{\partial t} = \frac{U_{i,j}^{t+1} - U_{i,j}^{t} C_{DL} - \frac{1-C_{DL}}{4}\left[U_{i+1,j}^{t} + U_{i-1,j}^{t} + U_{i,j+1}^{t} + U_{i,j-1}^{t}\right]}{dt}$$

C_{DL} = สัมประสิทธิ์การปรับแก้สำหรับ finite difference = 0.95

$$R_x = \frac{1}{\rho z}\left(\frac{\partial S_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial S_{xy}}{\partial y}\right)$$

$$F_x = \frac{\tau_{bx}}{\rho z} = \frac{C_f U\sqrt{U^2+\overline{V}^2}}{z}$$

C_f = สัมประสิทธิ์ความเสียดทาน = 0.01

ซึ่งสามารถคำนวณ $U_{i,j}$ ดังสมการ ข-23

$$U_{i,j} = U_{i,j}C_{DL} + \frac{1-C_{DL}}{4}\left[U_{i+1,j} + U_{i-1,j} + U_{i,j+1} + U_{i,j-1}\right] - dt\left[\frac{U_{i,j}\left(U_{i+1,j}-U_{i-1,j}\right)}{2dx} + \frac{VV\left(U_{i,j+1}-U_{i,j-1}\right)}{2dy} + \frac{g\left(\eta_{i,j}-\eta_{i-1,j}\right)}{dx} + \frac{1}{HMX}\left\{\frac{XX_{i,j}-XX_{i-1,j}}{dx} + \frac{XY_{i,j+1}+XY_{i-1,j+1}-XY_{i,j-1}-XY_{i-1,j-1}}{2dy}\right\} + \frac{C_f U_{i,j}\sqrt{U_{i,j}^2+VV^2}}{HMX}\right] \quad \text{(ข-23)}$$

$$VV = \frac{1}{4}\left[V_{i,j} + V_{i,j+1} + V_{i-1,j} + V_{i-1,j+1}\right]$$

$$HMX = \frac{z_{i,j} + z_{i-1,j}}{2}$$

$$XX = \frac{S_{xx\,i,\,j}}{\rho}$$

$$XY = \frac{S_{xy\,i,j}}{\rho}$$

5. จากสมการที่ ข-21 : หาค่า $V_{i,j}$

$$\frac{dV}{dt} = \frac{V_{i,j}^{t+1} - V_{i,j}^{t}C_{DL} - \frac{1-C_{DL}}{4}\left[V_{i+1,j}^{t} + V_{i-1,j}^{t} + V_{i,j+1}^{t} + V_{i,j-1}^{t}\right]}{dt}$$

$$R_y = \frac{1}{\rho z}\left(\frac{\partial s_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial s_{yy}}{\partial y}\right)$$

$$F_y = \frac{\tau_{by}}{\rho z} = \frac{C_f U\sqrt{V^2+\overline{U}^2}}{z}$$

จะได้ว่า

$$V_{i,j} = V_{i,j}C_{DL} + \frac{1-C_{DL}}{4}\left[V_{i+1,j} + V_{i-1,j} + V_{i,j+1} + V_{i,j-1}\right] - dt\left[\frac{V_{i,j}\left(V_{i,j+1}-V_{i,j-1}\right)}{2dy} + \frac{UU\left(V_{i+1,j}-V_{i-1,j}\right)}{2dx} + \frac{g\left(\eta_{i,j}-\eta_{i,j-1}\right)}{dy} + \frac{1}{HMY}\left\{\frac{YY_{i,j}-YY_{i,j-1}}{dy} + \frac{XY_{i+1,j}+XY_{i+1,j-1}-XY_{i-1,j}-XY_{i-1,j-1}}{2dx}\right\} + \frac{C_f V_{i,j}\sqrt{V_{i,j}^2+UU^2}}{HMY}\right] \quad \text{(ข-24)}$$

$$UU = \frac{1}{4}\left[U_{i,j} + U_{i+1,j} + U_{1,j-1} + U_{i+1,j-1}\right]$$

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

$$HMX = \frac{z_{i,j} + z_{i,j-1}}{2}$$

$$YY = \frac{S_{yy\,i,j}}{\rho}$$

6. กำหนด Boundary ของ $U_{i,j}$,$V_{i,j}$

7. ทำซ้ำข้อ 3. จำนวน 20 ครั้ง

8. ทำการตรวจสอบความคลาดเคลื่อน (error, ε)

โดย $$\varepsilon = \sum\left[\frac{\left(U_{i,j} + U_{i+1,j}\right)^2 + \left(V_{i,j} + V_{i,j+1}\right)^2}{8\,dx\,dy\,dz_{i,j}}\right]$$

โดย $$\frac{\left|\varepsilon_{\text{ใหม่}} - \varepsilon_{\text{เก่า}}\right|}{\varepsilon_{\text{ใหม่}}} \geq 0.001$$ ให้กลับไปทำข้อ 3 ใหม่

โปรแกรมการคำนวณแสดงดังตาราง ข-6

ข.3 แบบจำลองอัตราการเคลื่อนตัวของตะกอน

แบบจำลองอัตราการเคลื่อนตัวของตะกอนชายฝั่ง (sediment transport model) คำนวณอัตราการเคลื่อนตัวของตะกอนชายฝั่ง ซึ่งมีการประยุกต์ใช้กับสมการ 3 แบบ คือ

ข.3.1 สมการอัตราการเคลื่อนตัวของตะกอนโดย Ozasa และ Brampton (1980)

สมการของ Ozasa และ Brampton นี้ใช้คำนวณในแบบจำลอง GENESIS ด้วย ดังสมการ 2-19 ถึง 2-21

$$Q = \left(H^2 C_g\right)_b \left(a_1 \sin 2\theta_{bs} - a_2 \cos\theta_{bs} \frac{\partial H_b}{\partial x}\right) \quad \text{.....} \quad (2\text{-}19)$$

เมื่อ $$a_1 = \frac{K1}{16\left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1\right)(1-\lambda)(1.416)^{5/2}} \quad \text{.....} \quad (2\text{-}20)$$

$$a_2 = \frac{K2}{8\left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1\right)(1-\lambda)\tan\beta\,(1.416)^{5/2}} \quad \text{.....} \quad (2\text{-}21)$$

ตาราง ข-6 โปรแกรมการคำนวณกระแสน้ำ

```
      SUBROUTINE CURRENT
*
*     Calculate Current Velocity
*
      COMMON/INPUT/ H0,ANG0,T,L0,C0,IM,JM,D50,DX,DY,DT
      COMMON/CONST/ G,PI
      COMMON/DATA/  Z
      COMMON/WAVE/  L,ANG,H,C,CG,K,N
      COMMON/STRUC/ TIPL,TIPR
      COMMON/TRANS/ QX,QY,K1,K2
      COMMON/SAND/  DENS,DENW,POS,LO
      COMMON/TIME/  TIME
      COMMON/SHORE/ SHORE
      COMMON/BREAK/ BREAK
      COMMON/KD/       KD
      COMMON/CUR/      U,V,ZZ
      COMMON/RAD/      SXX,SXY,SYY
      REAL Z(20,15)
      REAL L(20,15),ANG(20,15),H(20,15),C(20,15),CG(20,15),K(20,15),
     +       N(20,15)
      REAL KD(20,15)
      REAL QX(20,15),QY(20,15)
      REAL U(20,15),V(20,15),ZZ(20,15)
      REAL SXX(20,15),SXY(20,15),SYY(20,15)
      REAL SHORE(20)
      REAL L0,C0,D50,DT,DX,DY
      REAL PI,G
      REAL DENS,DENW,POS,LO
      REAL K1,K2
      INTEGER TIME
      INTEGER TIPL,TIPR
      INTEGER IM,JM
*
      REAL XX(20,15),XY(20,15),YY(20,15)
      REAL UN(20,15),VN(20,15)
      REAL CF,CDL
      REAL HMX,HMY,RX,RY,FX,FY,UU,VV
      REAL EK,EKK
      REAL TOL
      REAL ZZT
      REAL TX1,TX2,TY1,TY2
      INTEGER NUM,NUMM,COUNT,COUNTM
*
      CALL RADIATION
*
      WRITE(20,200) TIME
*
*     Define Constant
*
      CF = 0.01
      CDL = 0.95
      TOL = 0.005
      ERR = 0
*
*     Define Maximum loop of iteration
*
      NUMM = 20
      COUNTM = 30
*
*     Set XX,XY,YY
*
      DO 10 I=1,IM
      DO 20 J=1,JM
      XX(I,J) = SXX(I,J)/LO
      XY(I,J) = SXY(I,J)/LO
      YY(I,J) = SYY(I,J)/LO
20    CONTINUE
10    CONTINUE
*
      DO 30 I=1,IM
      XX(I,1) = XX(I,2)
      XY(I,1) = XY(I,2)
      YY(I,1) = YY(I,2)
30    CONTINUE
      DO 40 J=1,JM
      Z(1,J)   = Z(2,J)
      XX(1,J)  = XX(2,J)
      XY(1,J)  = XY(2,J)
      YY(1,J)  = YY(2,J)
      Z(IM,J)  = Z(IM-1,J)
      XX(IM,J) = XX(IM-1,J)
      XY(IM,J) = XY(IM-1,J)
      YY(IM,J) = YY(IM-1,J)
```

ตาราง ข-6(ต่อ) โปรแกรมการคำนวณกระแสน้ำ

```
40      CONTINUE
*
        COUNT = 1
140     DO 50 NUM=1,NUMM
        DO 60 J=2,JM-1
        DO 70 I=2,IM-1
        TX1 = (Z(I+1,J)+ZZ(I+1,J)+Z(I,J)+ZZ(I,J))/2
        TX2 = (Z(I,J)+ZZ(I,J)+Z(I-1,J)+ZZ(I-1,J))/2
        TY1 = (Z(I,J+1)+ZZ(I,J+1)+Z(I,J)+ZZ(I,J))/2
        TY2 = (Z(I,J)+ZZ(I,J)+Z(I,J-1)+ZZ(I,J-1))/2
        ZZT = ZZ(I,J)-DT/DX*(TX1*U(I+1,J)-TX2*U(I,J))-
        +         DT/DY*(TY1*V(I,J+1)-TY2*V(I,J))
        ZZ(I,J) = ZZT
70      CONTINUE
60      CONTINUE
*
        DO 80 J=2,JM-1
        DO 90 I=2,IM-1
        IF (Z(I,J).LE.TOL) GOTO 90
        HMX = (Z(I,J)+ZZ(I,J)+Z(I-1,J)+ZZ(I-1,J))/2
        VV  = (V(I,J)+V(I,J+1)+V(I-1,J)+V(I-1,J+1))/4
        RX  = ((XX(I,J)-XX(I-1,J))/DX+(XY(I,J+1)+XY(I-1,J+1)-
        +         XY(I,J-1)-XY(I-1,J-1))/2/DY)/HMX
        FX  = CF*U(I,J)*SQRT(U(I,J)**2+VV**2)/HMX
        UN(I,J)= U(I,J)-DT*(U(I,J)*(U(I+1,J)-U(I-1,J))/2/DX+VV*
        +               (U(I,J+1)-U(I,J-1))/2/DY+G*(ZZ(I,J)-ZZ(I-1,J))/DX+
        +               RX+FX)
*
        HMY = (Z(I,J)+ZZ(I,J)+Z(I,J-1)+ZZ(I,J-1))/2
        UU  = (U(I,J)+U(I,J+1)+U(I-1,J)+U(I-1,J+1))/4
        RY      = ((YY(I,J)-YY(I,J-1))/DY+(XY(I+1,J)+XY(I+1,J-1)-
        +         XY(I-1,J)-XY(I-1,J-1))/2/DX)/HMY
        FY      = CF*V(I,J)*SQRT(V(I,J)**2+UU**2)/HMY
        VN(I,J)= V(I,J)-DT*(V(I,J)*(V(I,J+1)-V(I,J-1))/2/DY+UU*
        +               (V(I+1,J)-V(I-1,J))/2/DY+G*(ZZ(I,J)-ZZ(I,J-1))/DY+
        +               RY+FY)
90      CONTINUE
80      CONTINUE
*
        DO 95 J=1,JM
        DO 95 I=1,IM
        U(I,J) = UN(I,J)
        V(I,J) = VN(I,J)
95      CONTINUE
*
      DO 100 I=1,IM
        ZZ(I,1) = ZZ(I,2)
        U(I,1)  = U(I,2)
        V(I,1)  = V(I,2)
100     CONTINUE
        DO 110 J=1,JM
        ZZ(1,J)  = ZZ(2,J)
        U(1,J)   = U(2,J)
        V(1,J)   = V(2,J)
        ZZ(IM,J) = ZZ(IM-1,J)
        U(IM,J)  = U(IM-1,J)
        V(IM,J)  = V(IM-1,J)
110     CONTINUE
50      CONTINUE
*
        EKK       = EK
        EK        = 0
        DO 120 J=2,JM-1
        DO 130 I=2,IM-1
        IF (Z(I,J).LT.TOL) GOTO 130
        EK = EK+(U(I,J)+U(I+1,J))**2+(V(I,J)+V(I,J+1))**2/8/DX/DY/Z(I,J)
130     CONTINUE
120     CONTINUE
*
        WRITE(20,210) COUNT,EK
        COUNT = COUNT+1
*
        IF (COUNT.GT.COUNTM) THEN
          WRITE(*,*) 'ERROR VALUE IS NOT CONVERGENT'
          WRITE(20,*) 'ERROR VALUE IS NOT CONVERGENT'
          RETURN
          ENDIF
        IF (ABS(EKK-EK)/EK.GT.0.001) GOTO 140
*
200     FORMAT(/,T5,'TIME STEP : ',I6,' HOURS',/)
210     FORMAT(T5,'COUNT : ',I3,5X,'ERROR : ',E10.4)
        RETURN
        END
```

ตาราง ข-6(ต่อ) โปรแกรมการคำนวณกระแสน้ำ

```
      SUBROUTINE RADIATION
*
*     Calculate Radiation Stress
*
      COMMON/INPUT/ H0,ANG0,T,L0,C0,IM,JM,D50,DX,DY,DT
      COMMON/CONST/ G,PI
      COMMON/DATA/  Z
      COMMON/WAVE/  L,ANG,H,C,CG,K,N
      COMMON/STRUC/ TIPL,TIPR
      COMMON/TRANS/ QX,QY,K1,K2
      COMMON/SAND/  DENS,DENW,POS,LO
      COMMON/TIME/  TIME
      COMMON/SHORE/ SHORE
      COMMON/BREAK/ BREAK
      COMMON/KD/       KD
      COMMON/CUR/      U,V,ZZ
      COMMON/RAD/      SXX,SXY,SYY
      REAL Z(20,15)
      REAL L(20,15),ANG(20,15),H(20,15),C(20,15),CG(20,15),K(20,15),
     +       N(20,15)
      REAL KD(20,15)
      REAL QX(20,15),QY(20,15)
      REAL U(20,15),V(20,15),ZZ(20,15)
      REAL SXX(20,15),SXY(20,15),SYY(20,15)
      REAL SHORE(20)
      REAL L0,C0,D50,DT,DX,DY
      REAL PI,G
      REAL DENS,DENW,POS,LO
      REAL K1,K2
      INTEGER TIME
      INTEGER TIPL,TIPR
      INTEGER IM,JM
*
      DO 10 I=1,IM
      DO 20 J=1,JM
      SXX(I,J) = G*H(I,J)**2/16*(2*N(I,J)-1+N(I,J)*(COS(ANG(I,J)))**2)
      SXY(I,J) = G*H(I,J)**2/16*N(I,J)*SIN(2*ANG(I,J))
      SYY(I,J) = G*H(I,J)**2/16*(2*N(I,J)-1+N(I,J)*(SIN(ANG(I,J)))**2)
20    CONTINUE
10    CONTINUE
*
      RETURN
      END
*
*******************************************************************************
```

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

K1,K2 = สัมประสิทธิ์การเคลื่อนตัวของตะกอน (transport parameters)

$\tan\beta$ = ความชันท้องน้ำเฉลี่ย (average beach slope)

โดยคำนวณค่า

$$\frac{\partial H_b}{\partial x} = \frac{H_{b(i+1)} - H_{b(i)}}{\Delta x}$$

และ $\tan\beta = \frac{d}{y_i}$

โดย y_i คือ ระยะทางของชายฝั่งที่ยื่นในทะเล ซึ่งคำนวณได้จากสมการ 4-16 และ 4-17

ข.3.2 สมการอัตราการเคลื่อนตัวของตะกอนโดย Kautitas (1988)

โดยสมการของ Kautitas (1988) นี้ อัตราการเคลื่อนตัวของตะกอนจะสัมพันธ์กับความเร็วของกระแสน้ำชายฝั่ง ดังสมการ 2-22 เมื่อนำมาประยุกต์ใช้กับการทำแบบจำลองใน 2 มิติ (แกน XY) สามารถประยุกต์ใช้ดังสมการ ข-25

$$\left.\begin{aligned} Q_x &= \frac{0.05\,U\,S_{CWX}^2\,CH}{g^{2.5}\left(\frac{\rho_s-\rho_w}{\rho_w}\right)^2 D_{50}} \\ Q_y &= \frac{0.05\,V\,S_{CWX}^2\,CH}{g^{2.5}\left(\frac{\rho_s-\rho_w}{\rho_w}\right)^2 D_{50}} \end{aligned}\right\} \quad \text{(ข-25)}$$

โดย U,V = ความเร็วกระแสน้ำในทิศทางตามแกน X,Y

CH = ค่าสัมประสิทธิ์ของ Chezy ($45\ m^{1/2}/s$)

D_{50} = ขนาดตะกอนชายฝั่ง

$$S_{cwx} = \frac{U\sqrt{U^2+\bar{V}^2}\,g\left(1+\frac{1}{2}\left(\frac{kU_b}{U}\right)^2\right)}{CH^2}$$

$$S_{cwy} = \frac{U\sqrt{V^2+\bar{U}^2}\,g\left(1+\frac{1}{2}\left(\frac{kV_b}{V}\right)^2\right)}{CH^2}$$

$$\bar{U} = \frac{1}{4}\left[U_{i,j}+U_{i+1,j}+U_{i,j-1}+U_{i+1,j-1}\right]$$

$$\bar{V} = \frac{1}{4}\left[V_{i,j} + V_{i-1,j} + V_{i,j+1} + V_{i-1,j+1}\right]$$

$$k = CH\sqrt{\frac{fw}{2g}}$$

fw = สัมประสิทธิ์ความเสียดทานท้องน้ำเนื่องจากการกระทำของคลื่น

$$U_b = \frac{H_{i,j} + H_{i-1,j}}{2}\sqrt{\frac{2g}{z_{i,j} + z_{i-1,j}}}$$

$$V_b = \frac{H_{i,j} + H_{i,j-1}}{2}\sqrt{\frac{2g}{z_{i,j} + z_{i,j-1}}}$$

ข.3.3 สมการอัตราการเคลื่อนตัวของตะกอนจากความสัมพันธ์ของพลังงานคลื่น

สมการลักษณะนี้อัตราการเคลื่อนตัวของตะกอนจะสัมพันธ์ของพลังงานคลื่น ดังสมการ ข-26

$$Q = aE^{x} \quad \text{.....} \quad \text{(ข-26)}$$

จาก US.CERC (1984) เสนอสมการที่สัมพันธ์กับพลังงานคลื่น ดังสมการ ข-27

$$Q = aH_b^2 \sin 2\theta_{bs} \quad \text{.....} \quad \text{(ข-27)}$$

เมื่อ a คือ พารามิเตอร์ปรับแก้อัตราการเคลื่อนตัวของตะกอน

ข.4 แบบจำลองการเปลี่ยนแปลงชายฝั่ง

หลักการคำนวณในส่วนนี้ใช้หลักการของสมดุลมวล (mass balance) ดังสมการ ข-28

$$Q_{input} - Q_{output} = \frac{\Delta storage}{\Delta t} \quad \text{.....} \quad \text{(ข-28)}$$

จากหลักการดังกล่าวได้มีการจัดรูปสมการในหลายอย่าง คือ

ข.4.1 ทฤษฎี One-line

ทฤษฎี One-line ที่เป็นการคำนวณชายฝั่งแบบ 1 มิติ ดังสมการ ข-29

$$\frac{\partial y}{\partial t} + \frac{1}{z}\frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad \text{.....} \quad \text{(ข-29)}$$

เมื่อ y คือ ตำแหน่งของชายฝั่งทะเลในแต่ละแถบการคำนวณ (strip)

x คือ ตำแหน่งของแถบการคำนวณ

โดยการคำนวณสามารถจัดรูปหาตำแหน่งชายฝั่งใหม่ ดังสมการ ข-30

$$y_i^{t+1} = y^t - \frac{\Delta t}{z_i \Delta x}\left(Q_{i+1} - Q_i\right) \quad \text{.....} \quad \text{(ข-30)}$$

ข.4.2 <u>สมการการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งใน 2 มิติ</u>

จากการพิจารณาการเปลี่ยนแปลงใน 2 มิติ ดังรูป ข-5 จะได้ว่า

$$\frac{\partial z}{\partial t} + \frac{\partial Q_x}{\partial x} + \frac{\partial Q_y}{\partial y} = 0 \quad \text{.....} \quad \text{(ข-31)}$$

ทำการจัดรูปสำหรับการคำนวณดังสมการ ข-32

$$\left.\begin{aligned} \frac{\partial z}{\partial t} &= \frac{1}{\Delta t}\left\{ z_{i,j}^{t+1} - \left[\left(1 - \frac{\partial x + \partial y}{2}\right) z_{i,j}^{t} + \frac{\partial x}{4}\left(z_{i+1,j}^{t} + z_{i-1,j}^{t}\right) + \frac{\partial y}{4}\left(z_{i,j+1}^{t} + z_{i,j-1}^{t}\right)\right]\right\} \\ \frac{\partial Q_x}{\partial x} &= \frac{Q_{x\,i+1,j} - Q_{x\,i-1,j}}{\Delta x} \\ \frac{\partial Q_y}{\partial y} &= \frac{Q_{y\,i,j+1} - Q_{y\,i,j-1}}{\Delta y} \end{aligned}\right\} \quad \text{(ข-32)}$$

เมื่อ Q_x, Q_y คือ อัตราการเปลี่ยนแปลงตะกอนในแนวแกน X,Y

z คือ ความลึกน้ำ

ข.4.3 <u>สมการการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งของ Watanabe (1986)</u>

สมการของ Watanabe (1986) นี้ ได้พิจารณาถึงผลของการเคลื่อนตัวของตะกอน เนื่องจากความลาดชันที่เปลี่ยนแปลงไปของท้องน้ำใน 2 มิติ จึงทำการเพิ่มพจน์ของ nonlinear เข้าไปในสมการ ข-31 ด้วยสมการ ข-33

$$\frac{\partial z}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}(Q_x - \varepsilon_q |Q_x| \frac{\partial z}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial y}\left(Q_y - \varepsilon_q |Q_y| \frac{\partial z}{\partial y}\right) = 0 \quad \text{.....} \quad \text{(ข-33)}$$

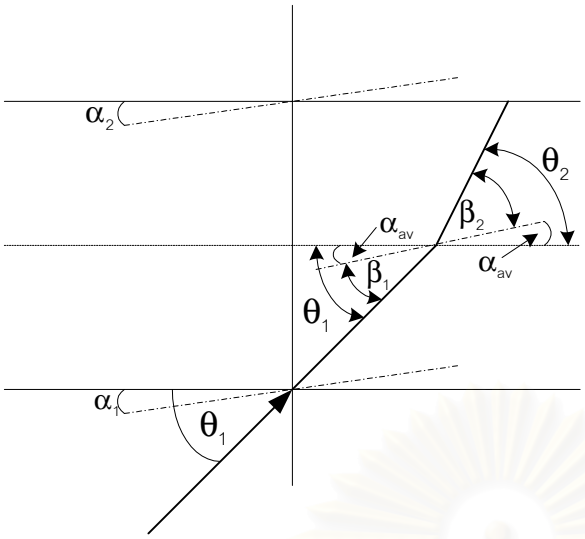
เมื่อ ε_q = ค่าคงที่สำหรับการปรับแก้ สำหรับการศึกษานี้ให้มีค่าเท่ากับ 1

จัดรูปใหม่ได้ดังนี้

$$\left.\begin{aligned}
\frac{\partial z}{\partial t} &= \frac{z_{i,j}^{t+1} - \left\{ \frac{\alpha_x}{4}\left(z_{i+1,j}^{t} + z_{i-1,j}^{t}\right) + \frac{\alpha_y}{4}\left(z_{i,j+1}^{t} + z_{i,j-1}^{t}\right) + \left(1 - \frac{\alpha_x}{2} - \frac{\alpha_y}{2}\right) z_{i,j}^{t} \right\}}{\Delta t} \\
\frac{\partial}{\partial x}\left(Q_x - \varepsilon_q \left|Q_x\right| \frac{\partial z}{\partial x}\right) &= \frac{1}{\Delta x}\left[\left(Q_{x\,i,j} - Q_{x\,i-1,j}\right) - \varepsilon_q \left\{ \left|Q_{x\,i+1,j}\right| \frac{z_{i+1,j} - z_{i,j}}{\Delta x} - \left|Q_{x\,i,j}\right| \frac{z_{i,j} - z_{i-1,j}}{\Delta x} \right\}\right] \\
\frac{\partial}{\partial y}\left(Q_y - \varepsilon_q \left|Q_y\right| \frac{\partial z}{\partial y}\right) &= \frac{1}{\Delta y}\left[\left(Q_{y\,i,j} - Q_{y\,i,j-1}\right) - \varepsilon_q \left\{ \left|Q_{y\,i,j+1}\right| \frac{z_{i,j+1} - z_{i,j}}{\Delta y} - \left|Q_{y\,i,j}\right| \frac{z_{i,j} - z_{i,j-1}}{\Delta y} \right\}\right]
\end{aligned}\right\} \quad \text{(ข-34)}$$

โปรแกรมการคำนวณในส่วนนี้ดังตาราง ข-7

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



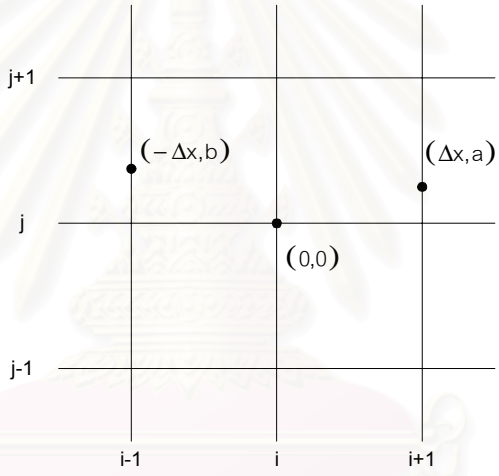
θ คือ มุมของคลื่นที่กระทำกับแกน X

α คือ มุมของเส้นชั้นความสูงที่ทำกับแกน X

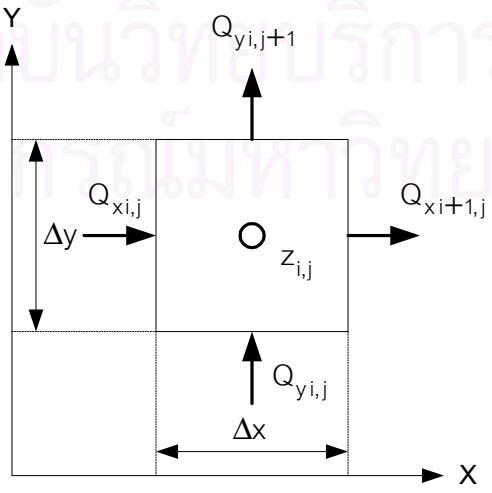
β คือ มุมของคลื่นที่กระทำกับเส้นชั้นความสูง

โดย $\beta = \theta - \alpha$

รูป ข-3 การพิจารณาค่า K_r ในกรณีเส้นชั้นความสูงไม่ขนานแกน X



รูป ข-4 การคำนวณหามุมของท้องน้ำ



รูป ข-5 การคำนวณการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งใน 2 มิติ

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตาราง ข-7 โปรแกรมการคำนวณการเปลี่ยนแปลงชายฝั่ง

```
      SUBROUTINE CHANGE
*
*     Calculate Shoreline Change
*
      COMMON/INPUT/ H0,ANG0,T,L0,C0,IM,JM,D50,DX,DY,DT
      COMMON/CONST/ G,PI
      COMMON/DATA/  Z
      COMMON/WAVE/  L,ANG,H,C,CG,K,N
      COMMON/STRUC/ TIPL,TIPR
      COMMON/TRANS/ QX,QY,K1,K2
      COMMON/SAND/  DENS,DENW,POS,LO
      COMMON/TIME/  TIME
      COMMON/SHORE/ SHORE
      COMMON/BREAK/ BREAK
      COMMON/KD/       KD
      REAL Z(20,15)
      REAL L(20,15),ANG(20,15),H(20,15),C(20,15),CG(20,15),K(20,15),
     +       N(20,15)
      REAL KD(20,15)
      REAL QX(20,15),QY(20,15)
      REAL SHORE(20)
      REAL L0,C0,D50,DT,DX,DY
      REAL PI,G
      REAL DENS,DENW,POS,LO
      REAL K1,K2
      INTEGER BREAK(20)
      INTEGER TIME
      INTEGER TIPL,TIPR
      INTEGER IM,JM
*
      REAL ZT
      REAL A,B,CT
      REAL AX,AY,ERRQ
      INTEGER SH_TEMP
*
      AX = 1.0
      AY = 1.0
      ERRQ = 1.0
*
      DO 10 I=2,IM-1
      DO 20 J=2,NINT(SHORE(I))
      A = (QX(I+1,J)-QX(I,J))-ERRQ*(ABS(QX(I+1,J))*(Z(I+1,J)-Z(I,J))/DX-
     +    ABS(QX(I,J))*(Z(I,J)-Z(I-1,J))/DX)/DX
      B = (QY(I,J+1)-QY(I,J))-ERRQ*(ABS(QY(I,J+1))*(Z(I,J+1)-Z(I,J))/DY-
     +    ABS(QY(I,J))*(Z(I,J)-Z(I,J-1))/DY)/DY
      IF (J.EQ.SHORE(I)) Z(I,J+1) = -Z(I,J-1)
      CT = AX*(Z(I+1,J)+Z(I-1,J))/4+AY*(Z(I,J+1)+Z(I,J-1))/4+
     +    (1-AX/2-AY/2)*Z(I,J)
      ZT = (A+B)*DT+CT
      Z(I,J) = ZT
20    CONTINUE
10    CONTINUE
*
*     Set Boundary
*
      DO 50 J=1,JM
      Z(1,J) = Z(2,J)
      Z(IM,J) = Z(IM-1,J)
50    CONTINUE
*
*     Find Shoreline Position
*
      CALL FIND_SH
*
*     Set Value of Z Behind Shoreline = 0.0
*
      DO 30 I=1,IM
      SH_TEMP = NINT(SHORE(I))
      DO 40 J=SH_TEMP,JM
      Z(I,J) = 0
40    CONTINUE
30    CONTINUE
*
      RETURN
      END
```

ภาคผนวก ค

คู่มือการใช้แบบจำลอง GENESIS

แบบจำลอง GENESIS เป็นแบบจำลองคณิตศาสตร์ที่ใช้วิเคราะห์การเปลี่ยนแปลงชายของฝั่งในระยะยาว แบบจำลองนี้จะวิเคราะห์ปริมาณตะกอนตามช่วงเวลา ภายใต้อิทธิพลจากโครงสร้างป้องกันชายฝั่ง โดยการใช้งานแบบจำลองนี้จะมีการนำเข้าข้อมูลและผลลัพธ์จากการคำนวณในรูปแบบของแฟ้มข้อมูล

ค.1 การเตรียมข้อมูลนำเข้าแบบจำลอง

ข้อมูลนำเข้า (input data) ของแบบจำลอง GENESIS ประกอบไปด้วย เอกสารควบคุมหลัก (START), แนวชายหาดเริ่มต้น (SHORL), แนวชายหาดจากการสำรวจ (SHORM), ตำแหน่งกำแพงกันคลื่น (SEAWL), ข้อมูลคลื่น(WAVES), ตำแหน่งความลึก ณ จุดอ้างอิง (DEPTH) และคุณสมบัติคลื่น ณ จุดอ้างอิง (NSWAV) ดังรูป ค-1 โดยแฟ้มข้อมูลนำเข้าที่จำเป็นต้องใช้ในการคำนวณในแบบจำลอง GENESIS คือ START, SHORL, SHORM และ WAVES ส่วนแฟ้มข้อมูล SEAWL NSWAV และ DEPTH เป็นแฟ้มข้อมูลที่ใช้ในกรณีที่การจำลองมีกำแพงกันคลื่นเป็นโครงสร้างป้องกันชายฝั่ง หรือนำแบบจำลองคลื่นภายนอกมาใช้ โดยในภาคผนวกนี้อธิบายถึงลักษณะโครงสร้างของแฟ้มข้อมูลนำเข้าเฉพาะแฟ้มข้อมูล START, SHORL, SHORM และWAVES

ค.1.1 <u>การเตรียมแฟ้มข้อมูลควบคุมหลัก (START)</u>

START เป็นแฟ้มข้อมูลที่ใช้ในการควบคุมการทำงานของแบบจำลอง เช่น เวลาที่ทำการวิเคราะห์ค่าสัมประสิทธิ์เพื่อการปรับแก้แบบจำลอง ซึ่งแฟ้มข้อมูลหลักนี้มีความสำคัญต่อการปรับเทียบแบบจำลองก่อนนำแบบจำลองไปใช้ในการออกแบบ หรือวิเคราะห์ทางวิศวกรรมต่อไป ตัวอย่างของแฟ้มข้อมูลควบคุมหลักได้แสดงไว้ในตาราง ค-1 ซึ่งแบ่งเป็น 10 ส่วน และใช้อักษรนำหน้าแต่ละส่วนเป็น A-J ดังนี้

A การควบคุมการทำงานหลัก

B การนำเข้าข้อมูลและการควบคุมการใช้ข้อมูลคลื่น

C การอธิบายลักษณะชายหาด

D จำนวนและตำแหน่งของโครงสร้างคันดักตะกอน (groins) ที่ไม่มีผลกระทบต่อการกระจายคลื่น

E จำนวนและตำแหน่งของโครงสร้างคันดักตะกอนและเขื่อนกันทราย (jetties) ที่มีผลกระทบต่อการกระจายคลื่น

F ลักษณะของโครงสร้างคันดักตะกอนและเขื่อนกันทราย

G ลักษณะของเขื่อนกันคลื่นแยก (detached breakwater)

H ลักษณะของกำแพงกันคลื่น (seawalls)

I การถมหาด (beach fills)

J การส่งผ่านทราย (sand bypassing)

รายละเอียดการใส่ข้อมูลในแต่ละส่วนแสดงในตาราง ค-2 ถึง ค-11

ค.1.2 <u>การเตรียมแฟ้มข้อมูลแสดงตำแหน่งของชายหาดเริ่มต้น (SHORL)</u>

SHORL เป็นแฟ้มข้อมูลที่เก็บที่กำหนดตำแหน่งของชายหาดเริ่มต้นก่อนการคำนวณดังรูป ค-2 ซึ่งการใส่ข้อมูลจะเป็นระบบกริดดังแสดงในตาราง ค-12 โดยจำนวนข้อมูลที่ใส่ต้องเท่ากับที่ระบุไว้ใน A.3 ใน START สำหรับลักษณะการนำเข้าข้อมูลของแฟ้มข้อมูลมีดังนี้

- 4 บรรทัดแรกเป็นการบรรยายลักษณะข้อมูลว่าเป็นข้อมูลชนิดใด มีหน่วยในการวัดอย่างไร
- บรรทัดที่ 5 จะใส่ค่าข้อมูลตำแหน่งชายฝั่งทะเลโดยใส่บรรทัดละ 10 ค่า โดยเว้น ช่องว่างระหว่างค่าของแต่ละกริด

ค.1.3 <u>การเตรียมแฟ้มข้อมูลแสดงตำแหน่งของชายหาดจากการสำรวจ (SHORM)</u>

แฟ้มข้อมูลนี้เป็นแฟ้มข้อมูลที่เก็บข้อมูลนำเข้าที่ซึ่งแสดงตำแหน่งของชายหาดที่ได้จากการสำรวจเพื่อใช้ปรับเทียบแบบจำลอง โดยการจัดรูปแบบของแฟ้มข้อมูลนี้มีลักษณะเหมือนกับ SHORL

ค.1.4 <u>การเตรียมแฟ้มข้อมูลข้อมูลคลื่น (WAVES)</u>

WAVE เป็นแฟ้มข้อมูลที่กำหนดคุณสมบัติของคลื่น คาบเวลาของคลื่น ความสูงคลื่น และทิศทางของคลื่น ที่เข้ากระทำต่อชายฝั่งในแต่ละช่วงเวลา ความสูงคลื่นเป็นความสูงคลื่นนัยสำคัญ (Significant Wave Height) มีหน่วยตามที่ระบุไว้ใน A.2 ทิศทางคลื่นมีหน่วยเป็นองศา และคาบเวลาคลื่นนัยสำคัญ(Significant Wave Period) มีหน่วยเป็นวินาที ซึ่งลักษณะการนำเข้าข้อมูลของแฟ้มข้อมูลนี้มีดังนี้

- 4 บรรทัดแรกเหมือนกับ SHORL ซึ่งมีไว้ใส่คำบรรยายข้อมูล
- ข้อมูลคลื่นจะเริ่มใส่ที่บรรทัดที่ 5 โดยใส่คาบเวลาคลื่น ความสูงคลื่น และทิศทางคลื่น โดยเว้นช่องว่างระหว่างค่า
- ข้อมูลคลื่นใน 1 บรรทัดจะถูกนำไปใช้ใน 1 ช่วงเวลาของข้อมูลคลื่นซึ่งระบุไว้ใน B.6

- หากข้อมูลคลื่นมีไม่เพียงพอที่จะใช้ตลอดช่วงเวลาที่ได้ระบุไว้ใน A.6 และ A.7 แบบจำลองจะวนกลับไปเริ่มใช้ข้อมูลที่ 1 ใหม่เรื่อย ๆ จนกว่าจะจบการคำนวณ

ส่วนในกรณีที่มีการใช้แบบจำลองคลื่นภายนอก เช่น แบบจำลอง RCP WAVE ตัว แบบจำลองนั้นมีการจัดเตรียมข้อมูลคลื่นไว้ในแฟ้มข้อมูล NSWAV และข้อมูลจุดอ้างอิงในแฟ้ม ข้อมูล DEPTH เพื่อให้สามารถใช้ร่วมกับแบบจำลอง GENESIS ได้ สำหรับตัวอย่างรายละเอียดแฟ้มข้อมูล WAVES แสดงในตาราง ค-13

ค.2 การใช้งานแบบจำลอง

ในการสั่งให้แบบจำลองเริ่มต้นคำนวณนั้น ต้องจัดเตรียมแฟ้มข้อมูลที่ได้กล่าวไว้ในหัวข้อ ค.1 ให้ครบก่อน โดยแฟ้มข้อมูลต่างๆ ต้องมีชื่อตามที่ได้กล่าวไว้ข้างต้น และมีชื่อสกุลของแฟ้ม ข้อมูลเหมือนกันทั้งหมดและมีความยาวของชื่อสกุลไม่เกิน 3 อักษร เก็บอยู่ใน Folder เดียวกันกับแบบจำลอง ซึ่งมีชื่อว่า Genesis.exe

เมื่อสั่งให้ Genesis.exe ทำงานแล้ว โปรแกรมจะถามชื่อสกุลของแฟ้มข้อมูลนำเข้าให้ใส่ชื่อสกุลที่ได้ตั้งไว้ แล้วสั่งโปรแกรมทำงานต่อไป โปรแกรมจะทำการคำนวณจนเสร็จ และบันทึกผลการคำนวณลงในแฟ้มข้อมูล 3 ฉบับ ชื่อ SETUP, OUTPT และ SHORC โดยมีชื่อสกุลแบบเดียวกับข้อมูลนำเข้า

ค.3 ผลการคำนวณของแบบจำลอง

ผลการคำนวณและตัวแปรต่างๆที่ใช้ในการคำนวณจะถูกบันทึกไว้ในแฟ้มข้อมูล 3 ฉบับ ซึ่งประกอบไปด้วย

ค.3.1 <u>แฟ้มข้อมูลชื่อ SETUP</u>

SETUP เป็นแฟ้มข้อมูลที่บันทึกค่าพารามิเตอร์เบื้องต้นต่างๆ สำหรับกรณีการจำลองซึ่งสอดคล้องกับตัวอย่างแฟ้มข้อมูล START แจ้งข้อผิดพลาดที่เกิดขึ้นในการคำนวณ (errors and warnings) และแสดงผลการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งหลังจากจบการจำลอง ตัวอย่างแฟ้มข้อมูล SETUP แสดงในตาราง ค-14

ค.3.2 <u>แฟ้มข้อมูลชื่อ OUTPT</u>

OUTPT เป็นแฟ้มข้อมูลที่บันทึกผลการคำนวณต่าง ๆ ประกอบด้วย

1) ชื่อโครงการ
2) ผลการคำนวณตำแหน่งของชายฝั่งในแต่ละกริดทุก ๆ ช่วงเวลาคำนวณตามที่ได้ระบุไว้

3) ปริมาณการเคลื่อนที่ของตะกอนทรายตามแนวชายฝั่งในแต่ละกริดทุก ๆ ช่วงเวลาที่คำนวณตามที่ได้ระบุไว้
4) ความสูงคลื่นแตกตัว (breaking wave height) และมุมของคลื่นแตกตัว (breaking wave angle)ในแต่ละกริด ทุก ๆ ช่วงเวลาที่คำนวณตามที่ได้ระบุไว้
5) ปริมาณการเคลื่อนที่ของตะกอนทรายตามแนวชายฝั่งในแต่ละกริด ในช่วงเวลา สุดท้ายของการคำนวณ
6) ตำแหน่งของชายฝั่งในแต่ละกริดในช่วงเวลาสุดท้ายของการคำนวณ
7) ตำแหน่งของตัวแทนเส้นระดับความสูงที่เป็นตำแหน่งนำเข้าคลื่น

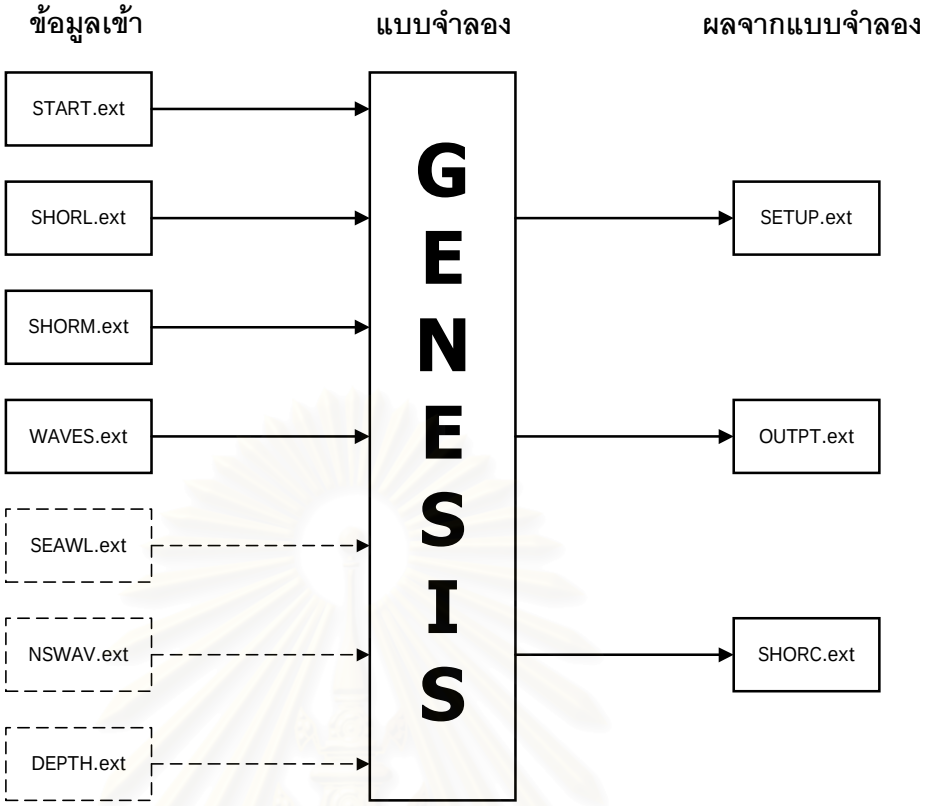
สำหรับตัวอย่างรายละเอียดของแฟ้มข้อมูล OUTPUT แสดงในตาราง ค-15

ค.3.3 แฟ้มข้อมูลชื่อ SHORC

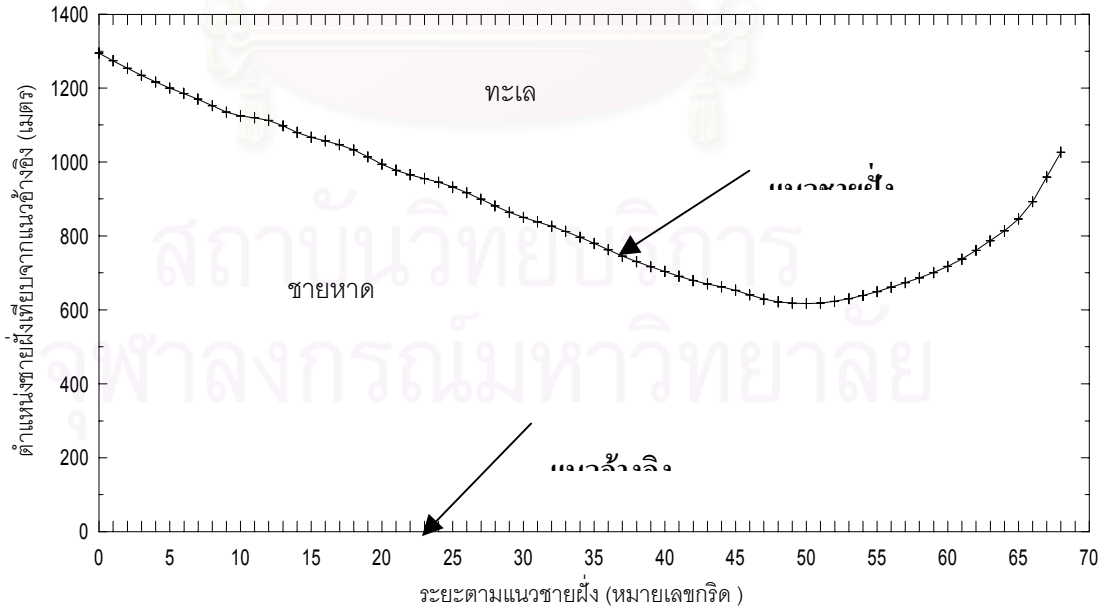
SHORC เป็นการบันทึกตำแหน่งของชายฝั่งทะเลในแต่ละกริดในช่วงเวลาสุดท้าย เพื่อใช้ในการเปรียบเทียบกับตำแน่งชายฝั่งที่จะได้จากการสำรวจ โดยมีรูปแบบการจัดข้อมูลเหมือนกับ SHORL เพื่อความสะดวกในการคัดลอกและนำไปแทนที่ใน SHORL ในกรณีที่ใช้ทำการวิเคราะห์ต่อไป

สำหรับตัวอย่างแฟ้มข้อมูล SHORC แสดงในตาราง ค-16

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูป ค-1 โครงสร้างการนำข้อมูลและผลลัพธ์ที่ได้จากแบบจำลอง GENESIS



รูป ค-2 แนวชายฝั่งจากตัวอย่างแฟ้มข้อมูล SHORL

ตาราง ค-1 ตัวอย่างแฟ้มข้อมูล START

```
            ************************************************************
            *      INPUT FILE START.DAT TO GENESIS VERSION 3.0          *
            ************************************************************
A---------------------------  MODEL SETUP  -------------------------------A
A.1  RUN TITLE
     Example data set (*.1v3) for GENESIS Version 3
A.2  INPUT UNITS (METERS=1; FEET=2): ICONV
     2
A.3  TOTAL NUMBER OF CALCULATION CELLS AND CELL LENGTH: NN, DX
     69 100
A.4  GRID CELL NUMBER WHERE SIMULATION STARTS AND NUMBER OF CALCULATION
     CELLS (N = -1 MEANS N = NN): ISSTART, N
     1 -1
A.5  VALUE OF TIME STEP IN HOURS: DT
     6
A.6  DATE WHEN SHORELINE SIMULATION STARTS
     (DATE FORMAT YYYYMMDD: 1 MAY 1992 = 19920501): SIMDATS
     19820101
A.7  DATE WHEN SHORELINE SIMULATION ENDS OR TOTAL NUMBER OF TIME STEPS
     (DATE FORMAT YYYYMMDD: 1 MAY 1992 = 19920501): SIMDATE
     19830101
A.8  NUMBER OF INTERMEDIATE PRINT-OUTS WANTED: NOUT
     5
A.9  DATES  OR  TIME STEPS  OF INTERMEDIATE PRINT-OUTS
     (DATE FORMAT YYYYMMDD: 1 MAY 1992 = 19920501, NOUT VALUES): TOUT(I)
     19820301 19820501 19820701 19820901 19821101
A.10 NUMBER OF CALCULATION CELLS IN OFFSHORE CONTOUR SMOOTHING WINDOW
     (ISMOOTH = 0 MEANS NO SMOOTHING, ISMOOTH = N MEANS STRAIGHT LINE.
     RECOMMENDED DEFAULT VALUE = 11): ISMOOTH
     11
A.11 REPEATED WARNING MESSAGES (YES=1; NO=0): IRWM
     1
A.12 LONGSHORE SAND TRANSPORT CALIBRATION COEFFICIENTS: K1, K2
     0.4  0.2
A.13 PRINT-OUT OF TIME STEP NUMBERS? (YES=1, NO=0): IPRINT
     1
B-------------------------------  WAVES  ---------------------------------B
B.1  WAVE HEIGHT CHANGE FACTOR. WAVE ANGLE CHANGE FACTOR AND AMOUNT (DEG)
     (NO CHANGE: HCNGF=1, ZCNGF=1, ZCNGA=0): HCNGF, ZCNGF, ZCNGA
     1  1  0
B.2  DEPTH OF OFFSHORE WAVE INPUT: DZ
     35.
B.3  IS AN EXTERNAL WAVE MODEL BEING USED (YES=1; NO=0): NWD
     1
B.4  COMMENT: IF AN EXTERNAL WAVE MODEL IS NOT BEING USED, CONTINUE TO B.9
B.5  NUMBER OF SHORELINE CALCULATION CELLS PER WAVE MODEL ELEMENT: ISPW
     4
B.6  NUMBER OF HEIGHT BANDS USED IN THE EXTERNAL WAVE MODEL TRANSFORMATIONS
     (MINIMUM IS 1, MAXIMUM IS 9):  NBANDS
     1
B.7  COMMENT:  IF ONLY ONE HEIGHT BAND WAS USED CONTINUE TO B.9
B.8  MINIMUM WAVE HEIGHT AND BAND WIDTH OF HEIGHT BANDS:  HBMIN, HBWIDTH

B.9  VALUE OF TIME STEP IN WAVE DATA FILE IN HOURS (MUST BE AN EVEN MULTIPLE
     OF, OR EQUAL TO DT): DTW
     6
B.10 NUMBER OF WAVE COMPONENTS PER TIME STEP: NWAVES
     2
B.11 DATE WHEN WAVE FILE STARTS (FORMAT YYYYMMDD: 1 MAY 1992 = 19920501): WDATS
     19820101
C-------------------------------  BEACH  ---------------------------------C
C.1  EFFECTIVE GRAIN SIZE DIAMETER IN MILLIMETERS: D50
     0.2
C.2  AVERAGE BERM HEIGHT FROM MEAN WATER LEVEL: ABH
     3
C.3  CLOSURE DEPTH: DCLOS
     24
C.4  ANY OPEN BOUNDARY? (NO=0, YES=1): IOB
     1
C.5  COMMENT: IF NO OPEN BOUNDARY, CONTINUE TO D.
C.6  TIME BASE IN BOUNDAY MOVEMENT SPECIFICATION(S)?
     (SIMULATION PERIOD = 1, DAY = 2, TIME STEP = 3): ITB
     1
C.7  OPEN BOUNDARY ON LEFT-HAND SIDE? (NO=0, YES=1): IOB1
     1
C.8  COMMENT: IF A GROIN ON LEFT-HAND BOUNDARY, CONTINUE TO C.10
C.9  BOUNDARY MOVEMENT PER TIME BASE ON LEFT-HAND BOUNDARY, IN SYSTEM OF
     UNITS SPECIFIED IN A.2 (PINNED BEACH => YC1 = 0): YC1
     0
C.10 OPEN BOUNDARY ON RIGHT-HAND SIDE? (NO=0, YES=1): IOBN
     0
C.11 COMMENT: IF A GROIN ON RIGHT-HAND BOUNDARY, CONTINUE TO D.
```

ตาราง ค-1(ต่อ) ตัวอย่างแฟ้มข้อมูล START

```
C.12 BOUNDARY MOVEMENT PER TIME BASE ON LEFT-HAND BOUNDARY, IN SYSTEM OF
     UNITS SPECIFIED IN A.2 (PINNED BEACH => YCN = 0): YCN
     0
D----------------------- NON-DIFFRACTING GROINS -------------------------D
D.1  ANY NON-DIFFRACTING GROINS? (NO=0, YES=1): INDG
     0
D.2  COMMENT: IF NO NON-DIFFRACTING GROINS, CONTINUE TO E.
D.3  NUMBER OF NON-DIFFRACTING GROINS: NNDG

D.4  GRID CELL NUMBERS OF NON-DIFFFRACTING GROINS (NNDG VALUES): IXNDG(I)

D.5  LENGTHS OF NON-DIFFRACTING GROINS FROM X-AXIS (NNDG VALUES): YNDG(I)

E----------------- DIFFRACTING (LONG) GROINS AND JETTIES ------------------E
E.1  ANY DIFFRACTING GROINS OR JETTIES? (NO=0, YES=1): IDG
     1
E.2  COMMENT: IF NO DIFFRACTING GROINS, CONTINUE TO F.
E.3  NUMBER OF DIFFRACTING GROINS/JETTIES: NDG
     1
E.4  GRID CELL NUMBERS OF DIFFFRACTING GROINS/JETTIES (NDG VALUES): IXDG(I)
     70
E.5  LENGTHS OF DIFFRACTING GROINS/JETTIES FROM X-AXIS (NDG VALUES): YDG(I)
     1600.
E.6  DEPTHS AT SEAWARD END OF DIFFRACTING GROINS/JETTIES(NDG VALUES): DDG(I)
     19.
F----------------------- ALL GROINS/JETTIES ------------------------------F
F.1  COMMENT: IF NO GROINS OR JETTIES, CONTINUE TO G.
F.2  PERMEABILITIES OF ALL GROINS AND JETTIES (NNDG+NDG VALUES): PERM(I)
     0
F.3  IF GROIN OR JETTY ON LEFT-HAND BOUNDARY, DISTANCE FROM SHORELINE
     OUTSIDE GRID TO SEAWARD END OF GROIN OR JETTY: YG1

F.4  IF GROIN OR JETTY ON RIGHT-HAND BOUNDARY, DISTANCE FROM SHORELINE
     OUTSIDE GRID TO SEAWARD END OF GROIN OR JETTY: YGN
     500.
G------------------------ DETACHED BREAKWATERS --------------------------G
G.1  ANY DETACHED BREAKWATERS? (NO=0, YES=1): IDB
     1
G.2  COMMENT: IF NO DETACHED BREAKWATERS, CONTINUE TO H.
G.3  NUMBER OF DETACHED BREAKWATERS: NDB
     1
G.4  ANY DETACHED BREAKWATER ACROSS LEFT-HAND CALCULATION BOUNDARY
     (NO=0, YES=1): IDB1
     0
G.5  ANY DETACHED BREAKWATER ACROSS RIGHT-HAND CALCULATION BOUNDARY
     (NO=0, YES=1): IDBN
     0
G.6  GRID CELL NUMBERS OF TIPS OF DETACHED BREAKWATERS
     (2 * NDB - (IDB1+IDBN) VALUES): IXDB(I)
     60     70
G.7  DISTANCES FROM X-AXIS TO TIPS OF DETACHED BREAKWATERS
     (1 VALUE FOR EACH TIP SPECIFIED IN G.6): YDB(I)
     1600.  1600.
G.8  DEPTHS AT DETACHED BREAKWATER TIPS (1 VALUE FOR EACH TIP
     SPECIFIED IN G.6): DDB(I)
     19.    19.
G.9  TRANSMISSION COEFFICIENTS FOR DETACHED BREAKWATERS (NDB VALUES): TRANDB(I)
     0.2
H---------------------------  SEAWALLS  -------------------------------H
H.1  ANY SEAWALL ALONG THE SIMULATED SHORELINE? (YES=1; NO=0): ISW
     0
H.2  COMMENT: IF NO SEAWALL, CONTINUE TO I.
H.3  GRID CELL NUMBERS OF START AND END OF SEAWALL (ISWEND = -1 MEANS
     ISWEND = N): ISWBEG, ISWEND

I---------------------------  BEACH FILLS  -----------------------------I
I.1  ANY BEACH FILLS DURING SIMULATION PERIOD? (NO=0, YES=1): IBF
     0
I.2  COMMENT: IF NO BEACH FILLS, CONTINUE TO K.
I.3  NUMBER OF BEACH FILLS DURING SIMULATION PERIOD: NBF

I.4  DATES OR TIME STEPS WHEN THE RESPECTIVE FILLS START
     (DATE FORMAT YYYYMMDD: 1 MAY 1992 = 19920501, NBF VALUES): BFDATS(I)

I.5  DATES OR TIME STEPS WHEN THE RESPECTIVE FILLS END
     (DATE FORMAT YYYYMMDD: 1 MAY 1992 = 19920501, NBF VALUES): BFDATE(I)

I.6  GRID CELL NUMBERS OF START OF RESPECTIVE FILLS (NBF VALUES): IBFS(I)

I.7  GRID CELL NUMBERS OF END OF RESPECTIVE FILLS (NBF VALUES): IBFE(I)
```

ตาราง ค-1(ต่อ) ตัวอย่างแฟ้มข้อมูล START

```
I.8  ADDED BERM WIDTHS AFTER ADJUSTMENT TO EQUILIBRIUM CONDITIONS
     (NBF VALUES): YADD(I)

J----------------------------  BYPASSING  -------------------------------J
J.1  ANY BYPASSING OPERATIONS DURING SIMULATION PERIOD? (NO=0, YES=1): IBP
     1
J.2  COMMENT: IF NO BYPASSING OPERATIONS, CONTINUE TO K.
J.3  READ BYPASSING RATES FROM A FILE OR SPECIFY BELOW?
     (FILE=1, BELOW=2): IBPF
     2
J.4  COMMENT: IF BYPASSING OPERATIONS ARE SPECIFIED BELOW, CONTINUE TO J.8
     -- BYPASSING OPERATIONS SPECIFIED IN SEPARATE DATA FILE --
J.5  DATE OR TIME STEP WHEN BYPASS DATA FILE STARTS AND ENDS, RESPECTIVELY
     (FORMAT YYYYMMDD: 1 MAY 1992 = 19920501): QQDATS QQDATE
     0         0
J.6  CELL NOS. WHERE BYPASS FILE STARTS AND ENDS, RESPECTIVELY: IQQS, IQQE
     0      0
J.7  COMMENT: END OF BYPASS DATA FILE SECTION. CONTINUE TO K.
     -- BYPASSING OPERATIONS SPECIFIED IN THIS FILE --
J.8  NUMBER OF BYPASSING OPERATIONS DURING SIMULATION PERIOD: NBP
     1
J.9  DATES OR TIME STEPS WHEN THE RESPECTIVE OPERATIONS START
     (DATE FORMAT YYYYMMDD: 1 MAY 1992 = 19920501, NBP VALUES): BPDATS(I)
      19820601
J.10 DATES OR TIME STEPS WHEN THE RESPECTIVE OPERATIONS END
     (DATE FORMAT YYYYMMDD: 1 MAY 1992 = 19920501, NBP VALUES): BPDATE(I)
      19820630
J.11 GRID CELL NUMBERS OF START OF RESPECTIVE OPERATIONS (NBP VALUES): IBPS(I)
      64
J.12 GRID CELL NUMBERS OF END OF RESPECTIVE OPERATIONS (NBP VALUES): IBPE(I)
      68
J.13 BYPASSING RATES AS TOTAL AVERAGE VOLUME PER HOUR (CY/HR OR M3/HR,
     ACCORDING TO UNITS GIVEN IN A.2) FOR RESPECTIVE OPERATIONS
     (NBP VALUES): QBP(I)
      -138.89
K----------------------------  COMMENTS  -------------------------------K
     * ALL COORDINATES MUST BE GIVEN IN THE "TOTAL" GRID SYSTEM
     * ONE VALUE FOR EACH STRUCTURE, TIP ETC. ESPECIALLY IMPORTANT FOR
       COMBINED STRUCTURES, E.G., TWO DBW'S WHERE THE LOCATION WHERE THEY
       MEET HAS TO BE TREATED AS TWO TIPS.
     * ANY GROIN CONNECTED TO A DETACHED BREAKWATER MUST BE REGARDED AS
       DIFFRACTING
     * CONNECTED STRUCTURES MUST BE GIVEN THE SAME Y AND D VALUES WHERE THEY
       CONNECT
     * IF DOING REAL CASES, THE WAVE.DAT FILE MUST CONTAIN FULL YEARS DATA
     * DATA FOR START OF BEACH FILL IN SPACE AND TIME SHOULD BE GIVEN IN
       INCREASING/CHRONOLOGICAL ORDER. DATA FOR END OF BEACH FILL MUST
       CORRESPOND TO THESE VALUES, AND NOT NECESSARILY BE IN INCREASING ORDER.
     * DON'T CHANGE THE LABELS OF THE LINES SINCE THEY ARE USED TO IDENTIFY
       THE LINES BY GENESIS.
---------------------------------- END -----------------------------------
```

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตาราง ค-2 ส่วน A เป็นส่วนของการควบคุมการทำงานโดยรวมของแบบจำลอง

ลำดับ	คำอธิบาย	ตัวแปรที่ใช้
A.1	ชื่อโครงการ (ไม่เกิน 70 ตัวอักษร)	-
A.2	หน่วยของระยะในแบบจำลอง (1 คือ เมตร, 2 คือ ฟุต)	ICONV
A.3	จำนวนกริด(Cell) ทั้งหมด และขนาดของกริดตามแนวชายฝั่ง	NN,DX
A.4	หมายเลขกริดที่จะทำการเริ่มคำนวณ และจำนวนกริดที่จะคำนวณจริง (N = -1 หมายความว่า N =NN)	ISSTART, N
A.5	ช่วงเวลาที่ใช้ในการวิเคราะห์เชิงตัวเลข (Time Interval) ระบุเป็นรายชั่วโมง	DT
A.6	วันเริ่มการคำนวณ (YYMMDD=ปี เดือน วัน)	SIMDATS
A.7	วันสุดท้ายในการคำนวณ หรือจำนวนช่วงเวลาในการคำนวณ ถ้า SIMDATE> หรือ 180,000 จะถูกจัดเป็นวันสุดท้ายของการคำนวณ โดยใช้วิธีระบุวันที่เหมือนใน A.6 สำหรับ SIMDATE <180,000 แบบจำลองจะเข้าใจว่า เป็นจำนวนช่วงเวลาในการคำนวณ (Number of Time Step)	SIMDATE
A.8	จำนวนครั้งในการคำนวณ ที่ต้องการให้บันทึกลงในรายงาน ไม่นับรวมครั้งสุดท้าย ซึ่งถือเป็นค่าที่ต้องมีการบันทึกอยู่แล้ว	NOUT
A.9	วันที่ หรือหมายเลขช่วงเวลาที่จะให้มีการบันทึกผลการคำนวณ ซึ่งจะมีจำนวนเท่ากับที่ระบุไว้ใน A.8	TOUT(I)
A.10	การเฉลี่ยเส้นชั้นความสูงที่ตำแหน่งนำเข้าคลื่น โดยใช้การเฉลี่ยแบบ Moving Average (0=ไม่มีการเฉลี่ย , N=เป็นเส้นตรง)	ISMOOTH
A.11	การตั้งค่าการเตือนอันเนื่องมาจากการใช้ DTที่ไม่เหมาะสม ซึ่งอาจทำให้แบบจำลองไม่มีเสถียรภาพ (Unstable) (0 = มีการเตือนเพียงครั้งเดียว , 1 = มีการเตือนทุกช่วงเวลา)	IRWM
A.12	ค่าสัมประสิทธิ์สำหรับปรับเทียบผลการคำนวณการเคลื่อนที่ของตะกอนตามแนวชายฝั่งของแบบจำลองกับค่าที่วัดได้จริง หรือดูจากแนวชายฝั่งเพื่อปรับเทียบปริมาณการเคลื่อนตัวของตะกอนทราย (ค่าที่แนะนำสำหรับหาดทรายคือ 0.1<K1<1.0 , 0.5K1<K2<1.5K1)	K1,K2
A.13	ควบคุมการแสดงเวลาที่ใช้แบบจำลองทำงานอยู่บนหน้าจอ (1 = แสดง, 2 = ซ่อน)	IPRINT

ตาราง ค-3 ส่วน B เป็นส่วนของการนำเข้าและควบคุมการใช้ข้อมูลคลื่นในแบบจำลอง

ลำดับ	คำอธิบาย	ตัวแปรที่ใช้
B.1	ตัวคูณสำหรับความสูงคลื่นที่จุดนำเข้า ตัวคูณสำหรับทิศทางคลื่นที่จุดนำเข้า ตัวบวกหรือลบสำหรับทิศทางคลื่นที่จุดนำเข้า	HCNGF ZCNGF ZCNGA
B.2	ความลึกน้ำที่จุดนำเข้าคลื่น	DZ
B.3	การใช้แบบจำลองข้อมูลคลื่น(1=มีการใช้แบบจำลองคลื่นต่างหาก, 0 = ไม่มีการใช้ แบบจำลองคลื่นต่างหาก แต่ใช้การคำนวณการหักเหของคลื่นโดยแบบจำลอง GENESIS)	NWD
B.4	ในช่อง B.3 ถ้า NWD =0 ให้ข้ามไปกรอกที่ B.9	-
B.5	อัตราส่วนจำนวนกริดของแบบจำลอง GENESIS ต่อจำนวนกริดของแบบจำลองคลื่นชนิดอื่น (เป็นจำนวนเต็ม)	ISPW
B.6	จำนวนช่วงความสูงคลื่นที่ใช้ในแบบจำลองคลื่นชนิดอื่น ต่ำสุด 1,สูงสุด 9	NBANDS
B.7	ถ้า NBANDS ในB.6 =1 ให้ข้ามไปกรอกที่ B.9	-
B.8	ความสูงคลื่นต่ำสุด และแถบความกว้างของช่วงความสูงคลื่น (Bandwidth)	HBMIN, HBWIDTH
B.9	ช่วงเวลาของข้อมูลคลื่น (Time Interval) ระบุเป็นชั่วโมง โดยที่ DTW/DT ต้องเป็นจำนวนเต็มมากกว่าเป็น หรือเท่ากับ 1	DTW
B.10	จำนวนข้อมูลคลื่นจากแหล่งต่างๆกันต่อหนึ่งช่วงเวลาของข้อมูลคลื่น ซึ่งโดยปกติจะมีทิศทาง ขนาด และคาบเวลาคลื่นที่ต่างกัน	NWAVES
B.11	วันที่เริ่มต้นของข้อมูลคลื่น	WDAT

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตาราง ค-4 ส่วน C เป็นส่วนของการอธิบายลักษณะชายหาด

ลำดับ	คำอธิบาย	ตัวแปรที่ใช้
C.1	ขนาดตะกอนที่เปอร์เซนต์ไทล์ 50 หน่วยเป็นมิลลิเมตร	D50
C.2	ค่าเฉลี่ยความสูงของสันทราย Berm Height วัดจากระดับน้ำทะเลปานกลาง	ABH
C.3	ค่าเฉลี่ยความลึกประสิทธิผล Depth of Closure วัดจากระดับน้ำทะเลปานกลาง	DCLOS
C.4	ขอบเขตแบบเปิด (IOB=1) หรือ ปิด (IOB=0)	IOB
C.5	ถ้าเป็นแบบขอบเขตปิดให้ข้ามไปที่ D	-
C.6	ฐานเวลาในการเคลื่อนที่ของขอบเขต คาบเวลาในกาวิเคราะห์ใช้ ITB = 1,เป็นวันใช้ ITB =2 , เป็นช่วงเวลาใช้ ITB =3	ITB
C.7	ขอบเขตด้านซ้ายแบบเปิด(IOB1=1) หรือ ปิด (IOB =0)	IOB1
C.8	ถ้ามีโครงสร้างคันดักตะกอนที่ขอบเขตด้านซ้ายให้ข้ามไปที่ C.10	-
C.9	อัตราการเคลื่อนที่ของขอบเขตด้านซ้ายต่อฐานเวลาที่ระบุใน C.6 กรณี Pinned Beach ใช้ YC1=0	YC1
C.10	ขอบเขตด้านขวาแบบเปิด (IOBN1=1) หรือ ปิด (IOBN =0)	IOBN
C.11	ถ้ามีโครงสร้างคันดักตะกอนที่ขอบเขตด้านขวาให้ข้ามไปที่ D	-
C.12	อัตราการเคลื่อนที่ของขอบเขตด้านขวาต่อฐานเวลาที่ระบุใน C.6 กรณี Pinned Beach ใช้ YCN=0	YCN

ตาราง ค-5 ส่วน D แสดงจำนวนและตำแหน่งของโครงสร้างคันดักตะกอนที่ไม่กระทบต่อการกระจายซึ่งมักจะเป็นโครงสร้างคันดักตะกอนชนิดสั้น

ลำดับ	คำอธิบาย	ตัวแปรที่ใช้
D.1	แสดงการใช้โครงสร้างคันดักตะกอนที่ไม่กระทบการกระจาย (0=ไม่มี,1=มี)	INDG
D.2	ถ้าไม่มีโครงสร้างคันดักตะกอนชนิดนี้ ให้ข้ามไปที่ E	-
D.3	จำนวนโครงสร้างคันดักตะกอนที่ไม่กระทบการกระจาย	NNDG
D.4	หมายเลขกริดที่โครงสร้างคันดักตะกอนตั้งอยู่(มีเท่ากับจำนวนที่ใส่ไว้ใน D.3)	IXNDG(I)
D.5	ความยาวของโครงสร้างคันดักตะกอนตามลำดับใน D.4	YNDG(I)

ตาราง ค-6 ส่วน E แสดงจำนวนและตำแหน่งของโครงสร้างคันดักตะกอนที่กระทบต่อการกระจาย ซึ่งมักจะเป็นชนิดยาว และ เขื่อนกันทราย

ลำดับ	คำอธิบาย	ตัวแปรที่ใช้
E.1	แสดงการใช้โครงสร้างคันดักตะกอนที่กระทบการกระจาย หรือ เขื่อนกันทราย(0=ไม่มี ,1=มี)	IDG
E.2	ถ้าไม่มีโครงสร้างคันดักตะกอนชนิดนี้หรือเขื่อนกันทรายให้ข้ามไปที่ F	-
E.3	จำนวนโครงสร้างคันดักตะกอนหรือเขื่อนกันทรายที่กระทบต่อการกระจาย	NDG
E.4	หมายเลขกริดที่โครงสร้างคันดักตะกอน หรือเขื่อนกันทรายตั้งอยู่ (มีเท่ากับจำนวนที่ใส่ไว้ใน E.2)	IXDG(I)
E.5	ความยาวโครงสร้างคันดักตะกอน หรือเขื่อนกันทรายตามลำดับ ใน E.4	YDG(I)
E.6	ความลึกน้ำที่ปลายนอกของโครงสร้างคันดักตะกอน หรือเขื่อนกันทรายตามลำดับใน E.4	DDG1

ตาราง ค-7 ส่วน F อธิบายลักษณะของโครงสร้างคันดักตะกอน และเขื่อนกันทรายทั้งหมด

ลำดับ	คำอธิบาย	ตัวแปรที่ใช้
F.1	ถ้าไม่มีโครงสร้างคันดักตะกอน และเขื่อนกันทราย ให้ข้ามไปที่ G	-
F.2	สัมประสิทธิ์ความซึมได้ (Permeability) ของโครงสร้างคันดักตะกอนทั้งหมด และเขื่อนกันทราย ต้องใส่ตามที่ระบุไว้ใน D กับ E ตามลำดับซึ่งจะมีจำนวนเท่ากับ NNDG+NDG ค่าความซึมได้จะมีค่าระหว่าง 0-1	PERM(I)
F.3	ความยาวโครงสร้างคันดักตะกอน หรือ เขื่อนกันทราย ที่ขอบเขตด้านซ้ายใช้เพื่อการคำนวณการส่งผ่านทราย (Sand Bypassing)	YG1
F.4	ความยาวโครงสร้างคันดักตะกอน หรือ เขื่อนกันทราย ที่ขอบเขตด้านขวาใช้เพื่อการคำนวณการส่งผ่านทราย (Sand Bypassing)	YGN

ตาราง ค-8 ส่วน G อธิบายลักษณะของเขื่อนกันคลื่นแยก

ลำดับ	คำอธิบาย	ตัวแปรที่ใช้
G.1	การใช้เขื่อนกันคลื่นนอกชายฝั่ง (0=ไม่มี , 1=มี)	IDB
G.2	ถ้าไม่มีเขื่อนกันคลื่นนอกชายฝั่ง ให้ข้ามไปที่ H	-
G.3	จำนวนเขื่อนกันคลื่นนอกชายฝั่ง	NDB
G.4	เขื่อนกันคลื่นที่ตัดขอบเขตด้านซ้าย (0=ไม่มี , 1 = มี)	IDB1
G.5	เขื่อนกันคลื่นที่ตัดขอบเขตด้านขวา (0=ไม่มี , 1 = มี)	IDBN
G.6	หมายเลขกริดของปลายทั้งสองของเขื่อนกันคลื่น มีจำนวนเท่ากับ 2NDB-IDB1-IDBN	IXDB(I)
G.7	ระยะห่างจากฝั่งถึงปลายเขื่อนกันคลื่นแต่ละด้าน	YDB(I)
G.8	ความลึกน้ำที่ปลายเขื่อนกันคลื่นแต่ละด้าน	DDB(I)
G.9	สัมประสิทธิ์การส่งผ่านของเขื่อนกันคลื่น มีค่าอยู่ระหว่าง 0-1	TRANDB(I)

ตาราง ค-9 ส่วน H อธิบายลักษณะของกำแพงกันคลื่น

ลำดับ	คำอธิบาย	ตัวแปรที่ใช้
H.1	แสดงการใช้กำแพงกันคลื่น (0=ไม่มี , 1 =มี)	ISW
H.2	ถ้าไม่มีกำแพงกันคลื่นให้ข้ามไปที่ I	-
H.3	หมายเลขกริดเริ่มต้นและสิ้นสุดของเขื่อนกันคลื่น (ISWEND = -1 หมายความว่า ISWEND =N)	ISWBEG ISWEND

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตาราง ค-10 ส่วน I อธิบายการถมชายหาด

ลำดับ	คำอธิบาย	ตัวแปรที่ใช้
I.1	การถมหาดในช่วงที่ทำการคำนวณ (0=ไม่มี ,1=มี)	IBF
I.2	ถ้าไม่มีการถมหาด ให้ข้ามไปที่ K (ซึ่งจะให้ใส่ หมายเหตุ) หรือสิ้นสุดการเตรียมเอกสารนี้	-
I.3	จำนวนครั้งที่ทำการถมหาดในระหว่างที่ทำการคำนวณ	NBF
I.4	วันที่เริ่มถมหาด ซึ่งต้องระบุทั้งหมด NBF ครั้ง โดยการระบุวันที่หรือจำนวนช่วงเวลา เหมือนกับ A.7	BFDATE(I)
I.5	วันที่สิ้นสุดการถมหาด ซึ่งต้องระบุทั้งหมดNBF ครั้ง โดยใช้วิธีการระบุวันที่หรือจำนวนช่วงเวลา เหมือนกับ A.7	BFDATE(I)
I.6	หมายเลขกริดที่เริ่มทำการถมหาด ต้องระบุทั้งหมด NBF ครั้ง	IBFS(I)
I.7	หมายเลขกริดที่สิ้นสุดการถมหาด ต้องระบุทั้งหมด NBF ครั้ง	IBFE(I)
I.8	ระยะที่ถมหาดออกไป ต้องระบุทั้งหมด NBF ครั้ง	YADD(I)

ตาราง ค-11 ส่วน J อธิบายการส่งผ่านทราย (Sand Bypassing)

ลำดับ	คำอธิบาย	ตัวแปรที่ใช้
J.1	การส่งผ่านทรายในช่วงที่ทำการคำนวณ (0= ไม่มี , 1 =มี)	IBP
J.2	ถ้าไม่มีการส่งผ่านทรายให้ข้ามไปที่ K	-
J.3	อ่านค่าการส่งผ่านทรายจากเอกสารเพิ่มเติม (IBPF =1) หรือระบุไว้ในเอกสารนี้ (IBPF =2)	IBPF
J.4	ถ้า IBPF = 2 ให้ข้ามไปที่ J.8	-
J.5	วันที่หรือหมายเลขช่วงเวลาที่เริ่มส่งผ่านทราย และหยุดตามลำดับ ใช้วิธีการระบุเหมือนกับใน A.7	QQDATS, QQDATE
J.6	หมายเลขกริดที่เริ่มการส่งผ่านทรายและหยุด ตามลำดับ	IQQS,IQQE
J.7	ถ้า IBPF =1 ให้ข้ามไปที่ K	-
J.8	จำนวนครั้งที่มีการส่งผ่านทราย	NBP
J.9	วันที่หรือหมายเลขช่วงเวลาที่เริ่มมีการส่งผ่านทราย	BPDATS(I)
J.10	วันที่หรือหมายเลขช่วงเวลาที่หยุดการส่งผ่านทราย	BPDATE(I)
J.11	หมายเลขกริดที่เริ่มการส่งผ่านทราย	IBPS(I)
J.12	หมายเลขกริดที่หยุดการส่งผ่านทราย	IBPE(I)
J.13	อัตราการส่งผ่านทราย(ปริมาณรวมเฉลี่ยต่อชั่วโมง)	QBP(I)

ตาราง ค-12 ตัวอย่างแฟ้มข้อมูล SHORL

4 บรรทัดแรกเป็นการบรรยายลักษณะของข้อมูล ว่าเป็นข้อมูลชนิดใด มีหน่วยในการวัดอย่างไร ตัวอย่างนี้เป็นข้อมูลตำแหน่งชายหาดที่เก็บข้อมูลมาทั้งหมด 69 กริด

```
 MEASURED SHORELINE POSITION OF 820101; CELL SPACING (DX=100. ft)
  THESE DATA WERE OBTAINED FROM THE FILE: 1982xy.ISH
  STARTING AT ALONGSHORE POSITION X=     0. AND ENDING AT X=  6800.
*************************************************************************
  1295.1 1274.4 1254.1 1234.6 1216.5 1200.2 1185.7 1170.4 1152.7 1135.5
  1124.7 1120.0 1113.2 1097.9 1080.2 1067.1 1057.2 1046.7 1032.8 1013.9
   993.9  977.8  965.7  955.5  945.0  932.2  916.9  899.6  881.4  864.3
   850.1  838.2  826.3  812.5  796.7  779.8  762.6  745.8  730.5  716.9
   704.1  691.2  679.4  670.0  662.4  653.0  640.5  629.1  621.8  618.2
   617.2  618.7  623.0  630.0  639.1  649.6  661.2  673.6  686.7  700.9
   717.4  737.5  761.0  786.7  813.6  846.2  892.9  959.5 1026.4
```

ตาราง ค-13 ตัวอย่างข้อมูลคลื่น (คาบเวลา ความสูงและทิศทาง)

4 บรรทัดแรกเป็นการบรรยายลักษณะข้อมูล ว่าเป็นข้อมูลชนิดใด มีหน่วยในการวัดอย่างไร ตัวอย่างนี้เป็นข้อมูลคลื่นที่เป็นค่าเฉลี่ยราย 3 ชั่วโมง โดยที่ช่วงเวลาของข้อมูลคลื่น ใน B.9 = 6 ชั่งโมง

```
FILE:  147.WAV
NUMBER OF EVENTS PER RECORD:  2     TIME STEP:     6
SYSTEM OF UNITS:  FEET
*************************************************************************
   -99.900     0.000     0.000   62010100
   -99.900     0.000     0.000   62010100 EVENT 2
     5.000     2.625    65.600   62010106
   -99.900     0.000     0.000   62010106 EVENT 2
   -99.900     0.000     0.000   62010112
   -99.900     0.000     0.000   62010112 EVENT 2
   -99.900     0.000     0.000   62010118
   -99.900     0.000     0.000   62010118 EVENT 2
     6.000     1.969    63.800   62010200
     7.000     0.984    53.800   62010200 EVENT 2
     7.000     5.249    40.700   62010206
   -99.900     0.000     0.000   62010206 EVENT 2
   -99.900     0.000     0.000   62010212
   -99.900     0.000     0.000   62010212 EVENT 2
     5.000     1.969    72.000   62010218
     8.000     2.625   -40.300   62010218 EVENT 2
     5.000     1.640    74.800   62010300
     8.000     2.297   -37.900   62010300 EVENT 2
```

ตาราง ค-14 ตัวอย่างแฟ้มข้อมูล SETUP

```
C O A S T A L   E N G I N E E R I N G   R E S E A R C H   C E N T E R
                              &
        L U N D   I N S T I T U T E   O F   T E C H N O L O G Y

  *****    *******   **   **   *******    *****    *****    *****
 *******   *******   **   **   *******   *******   *****   *******
 **   **   **        ***  **   **        **   **    **      **   **
 **   **   **        ***  **   **        **   **    **      **   **
 **        **        **** **   **        **         **      **
 **        *****     **** **   *****     ******     **      ******
 **  ***   *****     ** **** **  *****      ******   **       ******
 **  ***   **        ** **** **  **            **    **           **
 **   **   **        **  ***  **  **        **   **    **      **   **
 **   **   **        **  ***  **  **        **   **    **      **   **
 *******   *******   **   **   *******   *******   *****   *******
  *****    *******   **   **   *******    *****    *****    *****

                          +----------------+
                          |  VERSION  3.0  |
                          +----------------+

                             USER No. 521

                          VERSION 3.0, DEC 1995

 RUN:   Example data set (*.1v3) for GENESIS Version 3


 AMERICAN CUSTOMARY UNITS

 GROIN X-COORDINATES
     70
 DISTANCE TO GROIN TIPS FROM X-AXIS
 1600.00
 GROIN PERMEABILITIES
    0.00

 X-COORDINATES OF DETACHED BREAKWATER TIPS
     60     70
 DISTANCE TO BREAKWATER TIPS FROM X-AXIS
 1600.00 1600.00
 DETACHED BREAKWATER TRANSMISSION COEFFICIENTS
    0.20

 DX =  100.0    DT =    6.00    ISSTART =  1    N =      69    NTS =   1460
 NWAVES =  2    DCLOS = 24.0    ABH =    3.0    DZ =   35.0    D50 =   0.20
 HCNGF = 1.0    ZCNGF =  1.0    ZCNGA =  0.0    K1 =   0.40    K2 =    0.20

 SHORELINE POSITION AFTER  1.YEARS  =  1460 TIME STEPS.  DATE IS 19830101
 1295.10 1282.22 1269.41 1256.71 1244.27 1232.01 1219.55 1206.94 1194.20 1180.72
 1166.44 1151.84 1137.24 1122.97 1109.22 1095.82 1082.34 1068.46 1054.08 1038.91
 1023.74 1009.71  995.83  980.85  963.93  944.75  924.95  905.96  887.68  869.79
  852.37  835.62  818.82  801.03  783.22  766.97  753.20  742.16  732.84  724.11
  715.92  708.62  702.54  697.79  694.42  692.44  691.71  692.22  694.08  697.38
  701.90  708.03  716.98  729.17  744.75  764.69  789.43  818.24  851.16  890.87
  941.43 1001.27 1057.82 1097.67 1119.62 1127.08 1130.40 1141.52 1169.55

 SHORELINE CHANGE AFTER  1.YEARS  =  1460 TIME STEPS.  DATE IS 19830101
    0.00    7.82   15.31   22.11   27.77   31.81   33.85   36.54   41.50   45.22
   41.74   31.84   24.04   25.07   29.02   28.72   25.14   21.76   21.28   25.01
   29.84   31.91   30.13   25.35   18.93   12.55    8.05    6.36    6.28    5.49
    2.27   -2.58   -7.48  -11.47  -13.48  -12.83   -9.40   -3.64    2.34    7.21
   11.82   17.42   23.14   27.79   32.02   39.44   51.21   63.12   72.28   79.18
   84.70   89.33   93.98   99.17  105.65  115.09  128.23  144.64  164.46  189.97
  224.03  263.77  296.82  310.97  306.02  280.88  237.50  182.02  143.15

 OUTPUT LAST TIMESTEP NO.   1460 DATE IS 19830101

 OFFSHORE WAVE DATA INPUT:
  HZ =   0.000000     T =   -99.9000        ZZ =    65.6000


 CALIBRATION/VERIFICATION ERROR =     67.5498

 CALCULATED VOLUMETRIC CHANGE = +4.55E+05 (YARDS3)
 SIGN CONVENTION:  EROSION (-), ACCRETION (+)
```

ตาราง ค-15 ตัวอย่างแฟ้มข้อมูล OUTPUT

```
RUN:   Example data set (*.1v3) for GENESIS Version 3

 INITIAL SHORELINE POSITION (FT)
1295.10 1274.40 1254.10 1234.60 1216.50 1200.20 1185.70 1170.40 1152.70 1135.50
1124.70 1120.00 1113.20 1097.90 1080.20 1067.10 1057.20 1046.70 1032.80 1013.90
 993.90  977.80  965.70  955.50  945.00  932.20  916.90  899.60  881.40  864.30
 850.10  838.20  826.30  812.50  796.70  779.80  762.60  745.80  730.50  716.90
 704.10  691.20  679.40  670.00  662.40  653.00  640.50  629.10  621.80  618.20
 617.20  618.70  623.00  630.00  639.10  649.60  661.20  673.60  686.70  700.90
 717.40  737.50  761.00  786.70  813.60  846.20  892.90  959.50 1026.40

  SHORELINE POSITION (FT) AFTER    237 TIME STEPS. DATE IS 19820301
1295.10 1279.53 1264.11 1248.90 1233.91 1219.13 1204.42 1189.65 1175.05 1160.69
1146.30 1131.73 1116.97 1102.29 1087.99 1073.97 1060.20 1046.61 1032.82 1018.74
1004.74  991.15  977.87  964.39  949.84  933.44  915.72  897.93  880.78  864.46
 848.66  832.91  817.16  801.44  785.86  770.70  756.15  742.21  728.83  715.92
 703.49  691.76  681.03  671.41  662.77  654.97  647.85  641.40  635.88  631.66
 628.99  628.19  629.80  634.27  642.03  653.40  668.65  688.74  715.34  750.08
 793.54  842.78  891.09  933.76  967.25  989.82 1008.42 1033.91 1072.58


  SHORELINE POSITION (FT) AFTER    481 TIME STEPS. DATE IS 19820501
1295.10 1281.53 1268.07 1254.92 1242.21 1229.55 1216.46 1202.85 1188.74 1174.14
1159.01 1143.50 1127.90 1112.50 1097.45 1082.69 1068.07 1053.48 1038.76 1023.79
1008.55  993.08  977.45  961.57  945.25  928.49  911.52  894.70  878.36  862.54
 847.11  831.88  816.71  801.61  786.70  772.29  758.64  745.79  733.72  722.25
 711.25  700.83  691.17  682.33  674.25  666.89  660.21  654.28  649.57  646.66
 645.48  646.44  650.43  657.99  669.87  686.48  707.86  735.32  771.33  816.89
 869.73  925.85  980.77 1027.85 1061.50 1082.37 1098.54 1119.80 1158.57


  SHORELINE POSITION (FT) AFTER    725 TIME STEPS. DATE IS 19820701
1295.10 1281.67 1268.31 1255.02 1241.75 1228.46 1215.04 1201.39 1187.48 1173.36
1159.11 1144.63 1129.88 1114.92 1099.80 1084.56 1069.32 1054.18 1038.99 1023.50
1007.79  992.10  976.38  960.45  944.19  927.51  910.70  894.11  877.87  862.22
 847.01  831.97  817.16  802.68  788.53  774.73  761.32  748.31  735.67  723.44
 711.63  700.33  689.84  680.39  672.15  665.24  659.55  655.14  652.20  651.04
 652.11  655.87  662.52  672.15  684.97  701.23  721.29  746.16  777.49  816.51
 862.61  910.93  948.14  840.14  862.44  888.47  912.55  950.14 1161.95


  SHORELINE POSITION (FT) AFTER    973 TIME STEPS. DATE IS 19820901
1295.10 1281.75 1268.39 1255.06 1241.86 1228.72 1215.40 1201.93 1188.46 1174.86
1160.87 1146.43 1131.46 1116.14 1100.77 1085.37 1069.86 1054.13 1038.12 1022.05
1006.14  990.57  975.45  960.39  944.77  928.23  911.02  893.86  877.41  862.03
 847.58  833.55  819.63  805.70  791.78  778.05  764.63  751.52  738.68  726.21
 714.31  703.26  693.40  684.97  678.04  672.58  668.46  665.59  664.01  663.79
 664.95  667.50  671.32  676.42  683.27  692.51  704.86  723.08  752.89  800.19
 857.95  899.48  913.63  888.59  887.16  906.50  938.05  994.12 1129.46


  SHORELINE POSITION (FT) AFTER   1217 TIME STEPS. DATE IS 19821101
1295.10 1281.95 1268.94 1256.04 1243.22 1230.41 1217.42 1204.10 1190.42 1176.30
1161.69 1146.72 1131.51 1116.18 1100.79 1085.41 1070.18 1055.43 1041.37 1027.98
1015.10 1002.29  989.11  975.22  960.23  943.87  926.29  908.04  889.57  871.11
 852.74  834.43  816.26  798.60  781.92  766.66  753.18  741.58  731.61  722.83
 714.86  707.57  700.97  695.10  689.98  685.62  682.08  679.49  677.98  677.79
 679.25  682.80  688.84  697.76  709.90  725.51  744.91  768.91  798.71  834.79
 876.74  922.92  969.37 1008.46 1031.57 1038.26 1047.20 1071.78 1116.23


********************
 GROSS TRANSPORT VOLUME (YARDS3/1000) FROM 19820101 TO 19830101
   686    686    686    685    684    683    681    680    679    680
   682    683    682    678    672    667    664    663    664    665
   665    663    658    650    638    626    616    611    609    609
   609    609    610    613    618    624    632    639    645    650
   653    655    657    658    658    657    655    653    649    644
   638    630    619    602    579    550    515    473    428    392
   359    320    283    248    196    144     96     54     31      0

 NET TRANSPORT VOLUME (YARDS3/1000) FROM 19820101 TO 19830101
   554    554    553    552    550    547    544    540    537    532
   528    524    521    518    516    513    510    507    505    503
   500    497    494    491    489    487    486    485    484    484
   483    483    483    484    485    486    488    488    489    489
   488    487    485    483    480    477    473    468    461    454
   446    438    429    419    409    399    387    374    360    343
   324    302    275    246    195    144     96     52     14      0
```

ตาราง ค-15(ต่อ) ตัวอย่างแฟ้มข้อมูล OUTPUT

```
TRANSPORT VOLUME TO THE LEFT (YARDS3/1000) FROM 19820101 TO 19830101
   -66    -66    -66    -66    -67    -67    -68    -69    -71    -73
   -76    -79    -80    -79    -78    -77    -76    -77    -79    -80
   -82    -82    -81    -79    -74    -69    -65    -63    -62    -62
   -62    -62    -63    -64    -66    -68    -72    -75    -78    -80
   -82    -84    -85    -87    -88    -90    -91    -92    -93    -94
   -95    -96    -95    -91    -84    -75    -63    -49    -34    -24
   -17     -8     -3     -1      0      0      0      0     -8      0

 TRANSPORT VOLUME TO THE RIGHT (YARDS3/1000) FROM 19820101 TO 19830101
   620    620    620    619    617    615    612    610    608    606
   605    603    601    598    594    590    587    585    585    584
   583    580    576    571    564    556    551    548    547    546
   546    546    546    548    551    555    560    564    567    569
   570    571    571    570    569    567    564    560    555    549
   542    534    524    510    494    475    451    423    394    368
   342    311    279    247    195    144     96     53     22      0


 ********************
 OUTPUT OF BREAKING WAVE STATISTICS FOR SELECTED LOCATIONS
 N.B. WAVE DIFFRACTION IS NOT ACCOUNTED FOR!
 GRID CELL NUMBERS
      1      1      2      4      5      6      8      9     11     12
     13     15     16     17     19     20     22     23     24     26
     27     28     30     31     33     34     35     37     38     40
     41     42     44     45     46     48     49     51     52     53
     55     56     57     59     60     62     63     64     66     67

 AVERAGE UNDIFFRACTED BREAKING WAVE HEIGHTS (FT).
   2.19   2.19   2.19   2.19   2.19   2.18   2.19   2.18   2.19   2.19
   2.20   2.20   2.20   2.20   2.20   2.19   2.19   2.17   2.15   2.12
   2.13   2.13   2.14   2.14   2.14   2.14   2.15   2.17   2.19   2.19
   2.20   2.20   2.21   2.22   2.22   2.23   2.23   2.24   2.24   2.25
   2.25   2.26   2.25   2.26   2.26   2.25   2.26   2.27   2.28   2.27

 AVERAGE UNDIFFRACTED BREAKING WAVE ANGLE TO SHORELINE (DEG)
   6.75   6.75   6.75   6.71   6.70   6.71   6.65   6.64   6.64   6.62
   6.61   6.45   6.34   6.26   6.21   6.20   5.91   5.81   5.90   6.57
   6.90   6.99   6.88   6.73   6.71   6.83   6.89   6.57   6.33   6.02
   5.99   5.92   5.84   5.78   5.76   5.68   5.61   5.44   5.31   5.12
   4.38   3.79   3.04   0.66  -1.02  -2.34  -0.72   6.13   9.20   8.57

 AVERAGE LONGSHORE TRANSPORT RATE BASED ON UNDIFFRACTED WAVES (FT3/SEC)
   0.47   0.47   0.47   0.47   0.47   0.47   0.47   0.46   0.46   0.45
   0.45   0.44   0.44   0.44   0.43   0.43   0.40   0.38   0.37   0.39
   0.42   0.43   0.42   0.41   0.42   0.43   0.44   0.45   0.45   0.43
   0.42   0.42   0.42   0.41   0.41   0.40   0.40   0.39   0.38   0.36
   0.32   0.30   0.27   0.12  -0.02  -0.13   0.00   0.30   0.61   0.56


 LONGSHORE TRANSPORT (FT3/SEC)
   0.26   0.26   0.26   0.26   0.26   0.26   0.25   0.25   0.24   0.24
   0.24   0.24   0.25   0.25   0.25   0.25   0.25   0.25   0.25   0.23
   0.22   0.20   0.19   0.19   0.20   0.21   0.21   0.21   0.20   0.20
   0.20   0.20   0.20   0.21   0.21   0.21   0.21   0.20   0.20   0.20
   0.20   0.21   0.22   0.24   0.26   0.28   0.29   0.28   0.26   0.24
   0.24   0.25   0.26   0.26   0.26   0.24   0.22   0.21   0.19   0.15
   0.08   0.02   0.05   0.12   0.16   0.15   0.12   0.08   0.04   0.00

 CALCULATED FINAL SHORELINE POSITION (FT)
1295.10 1282.22 1269.41 1256.71 1244.27 1232.01 1219.55 1206.94 1194.20 1180.72
1166.44 1151.84 1137.24 1122.97 1109.22 1095.82 1082.34 1068.46 1054.08 1038.91
1023.74 1009.71  995.83  980.85  963.93  944.75  924.95  905.96  887.68  869.79
 852.37  835.62  818.82  801.03  783.22  766.97  753.20  742.16  732.84  724.11
 715.92  708.62  702.54  697.79  694.42  692.44  691.71  692.22  694.08  697.38
 701.90  708.03  716.98  729.17  744.75  764.69  789.43  818.24  851.16  890.87
 941.43 1001.27 1057.82 1097.67 1119.62 1127.08 1130.40 1141.52 1169.55

 CALCULATED SEAWARDMOST SHORELINE POSITION (FT)
1295.10 1282.23 1269.41 1256.71 1244.27 1232.01 1219.55 1207.01 1194.74 1182.12
1167.98 1152.25 1137.77 1123.61 1109.41 1095.82 1083.28 1070.49 1055.88 1040.20
1024.78 1011.39  999.06  985.31  969.08  950.20  930.25  910.47  891.05  871.84
 853.57  839.25  826.30  812.50  796.70  781.44  768.97  756.83  744.92  733.55
 722.95  713.50  705.04  697.82  694.56  692.69  692.30  693.33  695.69  699.73
 705.21  711.64  720.26  732.99  749.06  768.96  792.69  820.44  853.25  893.09
 942.97 1001.27 1057.82 1097.67 1119.62 1127.08 1130.40 1141.52 1170.91
```

ตาราง ค-15(ต่อ) ตัวอย่างแฟ้มข้อมูล OUTPUT

```
 CALCULATED LANDWARDMOST SHORELINE POSITION (FT)
  1295.10 1274.40 1254.10 1234.60 1216.50 1200.20 1185.10 1169.54 1152.70 1135.50
  1124.70 1118.91 1105.97 1092.84 1080.07 1067.10 1054.28 1040.28 1025.89 1011.37
   993.90  977.80  965.70  955.47  941.27  925.30  908.59  891.51  873.37  858.50
   844.89  830.36  814.35  794.84  775.56  758.48  744.72  733.81  723.27  712.49
   701.82  690.21  678.74  668.07  657.69  647.97  639.12  629.10  621.80  618.20
   617.20  617.64  619.75  620.84  621.67  623.62  626.86  636.03  655.77  692.19
   717.40  737.50  761.00  786.70  813.60  846.20  892.90  950.14 1026.40

  CALCULATED REPRESENTATIVE OFFSHORE CONTOUR POSITION (FT)
  2279.35 2266.51 2253.68 2240.84 2228.00 2215.16 2202.11 2188.97 2175.72 2162.34
  2148.82 2135.15 2121.39 2107.52 2093.56 2079.45 2065.16 2050.64 2035.88 2020.87
  2005.59 1990.05 1974.24 1958.10 1941.62 1924.83 1907.82 1890.70 1873.62 1856.67
  1839.98 1823.64 1807.76 1792.45 1777.87 1764.18 1751.49 1739.88 1729.38 1720.02
  1711.83 1704.85 1699.12 1694.71 1691.69 1690.13 1690.13 1691.79 1695.27 1700.77
  1708.59 1719.06 1732.48 1748.99 1768.50 1790.78 1815.51 1842.34 1871.03 1900.62
  1930.79 1961.15 1991.24 2020.66 2047.29 2073.92 2100.54 2127.17 2153.80

  CALIBRATION/VERIFICATION ERROR =     67.5498

  CALCULATED VOLUMETRIC CHANGE = +4.55E+05 (YARDS3)
  SIGN CONVENTION:  EROSION (-), ACCRETION (+)
```

ตาราง ค-16 ตัวอย่างแฟ้มข้อมูล SHORC

4 บรรทัดแรกเป็นการบรรยายลักษณะของข้อมูล ว่าเป็นข้อมูลชนิดใด

ตัวอย่างนี้เป็นข้อมูลตำแหน่งชายหาดที่เก็บข้อมูลมาทั้งหมด 69 กริด

```
*************************************************************************
 FINAL SHORELINE LOCATION. BY COPYING THIS FILE TO SHORL.DAT AND UP-DATING
 START.DAT, THE MODEL MAY BE RUN AGAIN FOR A NEW CONFIGURATION.
*************************************************************************
 1295.10 1282.22 1269.41 1256.71 1244.27 1232.01 1219.55 1206.94 1194.20 1180.72
 1166.44 1151.84 1137.24 1122.97 1109.22 1095.82 1082.34 1068.46 1054.08 1038.91
 1023.74 1009.71  995.83  980.85  963.93  944.75  924.95  905.96  887.68  869.79
  852.37  835.62  818.82  801.03  783.22  766.97  753.20  742.16  732.84  724.11
  715.92  708.62  702.54  697.79  694.42  692.44  691.71  692.22  694.08  697.38
  701.90  708.03  716.98  729.17  744.75  764.69  789.43  818.24  851.16  890.87
  941.43 1001.27 1057.82 1097.67 1119.62 1127.08 1130.40 1141.52 1169.55
```

ภาคผนวก ง

ความอ่อนไหวของพารามิเตอร์ในแบบจำลอง GENESIS

แบบจำลอง GENESIS มีการใช้พารามิเตอร์ ในการคำนวณหลายชนิดตามส่วนการคำนวณต่างๆ ดังนั้นในภาคผนวกนี้จะนำเสนอถึงความอ่อนไหวของพารามิเตอร์ (sensitivity of parameter) เพื่อให้ทราบถึงความสำคัญของพารามิเตอร์เหล่านั้นว่ามีผลกระทบต่อผลลัพธ์การคำนวณมากหรือน้อยอย่างไร และผลการศึกษาความอ่อนไหวนี้ยังบ่งบอกถึงผลของพฤติกรรมการเปลี่ยนแปลง เนื่องจากความผันแปรต่างๆ ที่มีอยู่ในธรรมชาติ

ง.1 พารามิเตอร์กำหนดสภาพชายฝั่งทะเลและโครงสร้าง

พารามิเตอร์กำหนดสภาพชายฝั่งทะเลและโครงสร้าง เป็นตัวแปรบ่งชี้ลักษณะต่างๆ ทางกายภาพของชายฝั่งทะเลที่ใช้ในการศึกษา ซึ่งพารามิเตอร์ที่สำคัญมีดังนี้

ง.1.1 Depth of closure

Depth of closure (d_C) หมายถึง ความลึกของน้ำที่ตำแหน่งที่ตะกอนทรายเริ่มเคลื่อนตัวในทิศทางขนานกับชายฝั่ง (longshore sediment transport) ซึ่งโดยมากมักจะมีการสับสนกับความลึกวิกฤต (critical depth) ที่เป็นความลึก ณ. ตำแหน่งตะกอนทรายเริ่มมีการเคลื่อนตัวในทิศทางตั้งฉากกับชายฝั่ง (cross -shore sediment transport) โดยมีพารามิเตอร์ d_C นี้จะเป็นความที่วัดจากระดับน้ำทะเลปานกลาง (mean sea level, MSL) ถึงตำแหน่งที่ตะกอนทรายเริ่มเคลื่อนที่ โดยค่าพารามิเตอร์ d_C นี้สามารถประมาณได้จากการสำรวจสภาพท้องน้ำ หรือสูตรการประมาณของ Hallermeier (1981) ดังสมการ ง-1

$$d_C = (2.3 - 10.9\frac{H_0}{L_0})H_0 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (ง\text{-}1)$$

H_0 คือ ความสูงคลื่นในน้ำลึก (deepwater wave height)

L_0 คือ ความยาวคลื่นในน้ำลึก (deepwater wave length) โดย $L_0 = \frac{gT^2}{2\pi}$

T คือ คาบเวลาของคลื่น (wave period)

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ง.1.2 <u>ความสูงของสันทราย</u>

ความสูงของสันทราย (berm height , d_B) หมายถึง ความสูงเฉลี่ยของสันทราย โดยวัดจากสันทรายถึงระดับน้ำทะเลปานกลาง (MSL) การทดสอบความอ่อนไหวของพารามิเตอร์ d_C และ d_B นี้ พิจารณาในรูป d_C+d_B โดยกรณีวิเคราะห์ความอ่อนไหวแสดงดังตาราง ง-1 และรูป ง-1 แสดงผลความอ่อนไหวของพารามิเตอร์ d_C+d_B พบว่าการเปลี่ยนแปลงของค่า d_C+d_B นั้นไม่มีผลต่อการเปลี่ยนแปลงชายฝั่ง เนื่องจากการวิเคราะห์ครั้งนี้เป็นกรณีของชายฝั่งสมดุล ดังนั้นการกำหนดค่า d_C และ d_B สำหรับกรณีชายฝั่งสมดุลจึงสามารถกำหนดค่าเท่าไรก็ได้แต่จะมีผลต่อเวลาเข้าสู่สภาวะสมดุล

ง.1.3 <u>ขนาดตะกอนทราย</u>

ขนาดตะกอนทราย (D_{50}) เป็นพารามิเตอร์ที่มีความสำคัญต่อลักษณะรูปร่างตามยาวของชายฝั่ง (beach profile) เนื่องจากสมมติฐานของ GENESIS กำหนดให้รูปร่างตามยาวของชายฝั่งมีค่าคงตัวโดยมีความสัมพันธ์กับ D_{50} ดังสมการ ง-2

$$d = A\, y^{2/3} \qquad \text{..... (ง-2)}$$

เมื่อ d คือ ความลึกของน้ำ (water depth)

A คือ empirical scale parameter ซึ่งได้มีการศึกษาโดย Moore (1982) ซึ่งเป็นตัวแปรที่ขึ้นกับขนาดของตะกอนชายฝั่ง (grain size diameter, D_{50}) ดังสมการ ง-3

$$\left.\begin{aligned} A &= 0.41\,(D_{50})^{0.94} \quad ; \quad D_{50} < 0.4 \\ A &= 0.23\,(D_{50})^{0.32} \quad ; \quad 0.4 \le D_{50} < 10.0 \\ A &= 0.23\,(D_{50})^{0.28} \quad ; \quad 10.0 \le D_{50} < 40.0 \\ A &= 0.46\,(D_{50})^{0.11} \quad ; \quad 40.0 \le D_{50} \end{aligned}\right\} \qquad \text{(ง-3)}$$

ตาราง ง-2 แสดงกรณีวิเคราะห์ความอ่อนไหวของพารามิเตอร์ขนาดตะกอนทรายและจากการวิเคราะห์แสดงดังรูป ง-2 พบว่าเมื่อตะกอนชายฝั่งมีขนาดเล็กจะทำให้การเกิดชายฝั่งหลังเขื่อนกันคลื่นแยกยื่นงอกออกมา (Tombolo) มากกว่าตะกอนขนาดใหญ่ เนื่องจากตะกอนขนาดเล็กจะให้รูปร่างตามขวางที่มีความลาดชันน้อยกว่า ทำให้คลื่นเกิดการแตกตัว ณ ตำแหน่งที่ยื่นออกไปในทะเลมากกว่า ด้วยเหตุนี้เมื่อพิจารณาในบริเวณอับคลื่น (shadow zone) พบว่าความสูงคลื่นแตกตัวมีค่าน้อย และมุม

ของคลื่นที่แตกตัวมีค่ามากจึงส่งผลต่อค่า θ_{bs}, $\frac{\partial H}{\partial x}$ ในสมการอัตราการเคลื่อนตัวของตะกอน ดังสมการ ง-2 จึงเป็นผลให้การเคลื่อนตัวของตะกอนสู่บริเวณอับคลื่นหลังเขื่อนกันคลื่นแยกมีปริมาณมากกว่า ทำให้ชายฝั่งทะเลที่มีขนาดตะกอนขนาดเล็กมีการงอกของหัวหาด (Tombolo) มากกว่าชายฝั่งที่มีตะกอนขนาดใหญ่

ง.1.4 <u>ระยะห่างฝั่งของเขื่อนกันคลื่นแยก</u>

ระยะห่างฝั่งของเขื่อนกันคลื่นแยก (Distance of Breakwater, DBW) เป็นพารามิเตอร์ที่กำหนดลักษณะเขื่อนกันคลื่นแยก โดยกรณีวิเคราะห์ความอ่อนไหวของพารามิเตอร์ DBW แสดงดังตาราง ง-3, รูป ง-3 และ ง-4 แสดงผลการทดสอบความอ่อนไหวในกรณีมุมตรง และมุมเอียง พบว่าพารามิเตอร์ DBW นี้เมื่อถูกกำหนดให้มีระยะห่างจากชายฝั่งทะเลมากเกินกว่าที่การงอกของ Tombolo มาติดเขื่อนกันคลื่นแยก ซึ่งเป็นข้อจำกัดของแบบจำลองแล้วพารามิเตอร์ DBW นี้ก็จะไม่ส่งผลใดๆ ต่อการจำลองการเปลี่ยนแปลงชายฝั่ง

ง.2 พารามิเตอร์ที่กำหนดสภาพคลื่น

พารามิเตอร์ที่กำหนดลักษณะของคลื่นที่เข้ากระทำต่อชายฝั่งที่สำคัญ ได้แก่ ความสูงคลื่น คาบเวลาคลื่น และทิศทางคลื่น ซึ่งมีการวิเคราะห์ดังกล่าวต่อไปนี้

ความสูงคลื่นในน้ำลึก (deepwater wave height, H_0) เป็นพารามิเตอร์ที่มีผลต่อการคำนวณการเปลี่ยนแปลงชายฝั่ง เนื่องจากคลื่นที่มีความสูงมากเข้ากระทำต่อชายฝั่งก็จะส่งผลให้ตะกอนชายฝั่งเคลื่อนที่ในปริมาณมาก โดยกรณีวิเคราะห์ความอ่อนไหวของพารามิเตอร์ความสูงคลื่นในน้ำลึกแสดงดังตาราง ง-4 และรูป ง-5 เป็นผลที่ได้จากการศึกษาพบว่าค่า H_0 มีค่ามากทำให้ชายหาดสมดุลหลังเขื่อนกันคลื่นแยกมีระยะเว้า (sag) มากขึ้นตามไปด้วย

คาบเวลาคลื่น (wave period, T) เป็นคุณสมบัติอีกอย่างหนึ่งของคลื่น โดยกรณีวิเคราะห์ความอ่อนไหวแสดงดังตาราง ง-5 สำหรับผลความอ่อนไหวของพารามิเตอร์คาบเวลาคลื่น พบว่าคาบเวลาคลื่นไม่มีผลต่อการเปลี่ยนแปลงชายฝั่ง ดังรูป ง-6

ทิศทางของคลื่นที่กระทำต่อชายฝั่ง (wave angle, θ) เป็นพารามิเตอร์ที่มีผลต่อการเปลี่ยนแปลงชายฝั่ง โดยคลื่นที่มีมุมเข้ากระทำมากจะทำให้เกิดการเคลื่อนที่ของตะกอนตามแนวชายฝั่งมาก แต่ในการวิเคราะห์ความอ่อนไหวของทิศทางคลื่นครั้งนี้ จะพิจารณาในกรณีที่คลื่นเข้ากระทำในทางซ้ายและขวา โดยมีขนาดมุมเท่ากัน ดังแสดงในตาราง ง-6 และ รูป ง-7 แสดงความอ่อนไหวของทิศทางคลื่นที่กระทำต่อชายฝั่งทางซ้ายและขวา พบว่าทิศทางของคลื่นที่เข้ากระทำจากทางซ้ายและขวาให้ผลการ

เปลี่ยนแปลงชายฝั่งเหมือนกัน แต่จะมีผลแตกต่างกันเล็กน้อยบริเวณที่มีอิทธิพลจากขอบเขต (boundary)

ง-3 พารามิเตอร์ที่กำหนดสภาพการคำนวณ

พารามิเตอร์ที่กำหนดสภาพการคำนวณประกอบด้วยพารามิเตอร์ 2 ตัวคือ ระยะห่างระหว่างจุดคำนวณ (Δx) และช่วงเวลาคำนวณ (time step, Δt) โดยปกติแล้วพารามิเตอร์ Δx และ Δt จะถูกกำหนดขึ้นจากปัจจัยต่างๆ คือ เวลาที่ใช้ในการคำนวณ, หน่วยความจำ, ค่าใช้จ่ายในการใช้คอมพิวเตอร์ และความละเอียด (resolution) ที่ต้องการในการจำลอง ซึ่งการกำหนดค่า Δx นี้ถูกกำหนดตั้งแต่เริ่มต้นทำการศึกษาด้านพื้นที่และลักษณะของโครงการ เช่น กรณีการศึกษาเขื่อนกันคลื่นแยก แบบจำลอง GENESIS แนะนำว่าควรกำหนด Δx ให้มีขนาดเพียงพอที่ทำให้จำนวนจุดหลังเขื่อนกันคลื่นแยกมีมากกว่า 9 จุด ส่วน Δt นั้นถูกกำหนดจากความถี่ข้อมูลคลื่นที่ใช้ในการจำลอง ซึ่งพารามิเตอร์ 2 ตัวนี้ มีความสำคัญต่อเสถียรภาพ (stability) ในการคำนวณ ดังสมการ ง-5

$$R_s = \frac{\Delta t(\varepsilon_1 + \varepsilon_2)}{(\Delta x)^2} \qquad \text{.....} \quad \text{(ง-5)}$$

เมื่อ

$$\varepsilon_1 = \frac{2K1}{(d_B + d_C)}\left(H^2 C_g\right)_b$$

$$\varepsilon_2 = \frac{K2}{(d_B + d_C)}\left(H^2 C_g \cos\theta_{bs} \frac{\partial H}{\partial x}\right)_b$$

R_s คือ พารามิเตอร์เสถียรภาพ (stability parameter)

K1, K2 คือ สัมประสิทธิ์การเคลื่อนตัวของตะกอน

H คือ ความสูงคลื่น

C_g คือ ความเร็วกลุ่มคลื่น

θ_{bs} คือ มุมของคลื่นแตกตัว

d_B คือ ความสูงสันทรายเฉลี่ย

d_C คือ depth of closure

โดยใน GENESIS ใช้การคำนวณด้วยวิธี FDM แบบ Implicit scheme ดังนั้นค่า R_S ควรน้อยกว่า 10 ถ้าพบว่าค่า R_s นี้มีค่ามากกว่าที่กำหนด แบบจำลอง GENESIS จะแสดงข้อความเตือน ซึ่งผลของค่า R_s ที่มากกว่าที่กำหนดนี้ จะส่งผลให้เกิดรูปร่างชายฝั่งที่ผิดแปลกหรือประหลาด

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตาราง ง-7 และ ง-8 แสดงกรณีวิเคราะห์ความอ่อนไหวของ Δx และ Δt โดยผลที่ได้แสดงดังรูป ง-8 พบว่า Δx ที่มีค่าน้อย (ความละเอียดในการคำนวณสูง) จะให้รูปร่างชายฝั่งที่มีระยะเว้ามากกว่ากรณีที่ Δx ที่มีค่ามาก แต่ในกรณีที่ Δx มีค่าน้อยมาก เช่นในกรณีวิเคราะห์ความอ่อนไหวของช่วงเวลาคำนวณใช้ $\Delta x = 0.1$ เมตร เป็นผลให้เกิดรูปชายฝั่งทะเลที่ไม่สมจริงคือ เกิด Tombolo ขึ้น 2 แฉก ดังรูป ง-9 ดังนั้นการกำหนดค่า Δx จึงควรกำหนดอย่างระมัดระวัง

ส่วนผลความอ่อนไหวของช่วงเวลาคำนวณ พบว่าพารามิเตอร์ Δt นี้ไม่มีผลต่อการเปลี่ยนแปลงชายฝั่ง ดังรูป ง-9 และ ง-10

ง.4 พารามิเตอร์สำหรับการปรับแก้แบบจำลอง

พารามิเตอร์ที่ใช้ในการปรับแก้แบบจำลอง (calibration parameters) คือ สัมประสิทธิ์การเคลื่อนตัวของตะกอน (K1, K2) ในสมการ 4-13 ซึ่งค่า K1, K2 นั้นเป็นพารามิเตอร์หลักในการกำหนดการคำนวณอัตราการเคลื่อนตัวของตะกอน โดยค่า K1 เป็นพารามิเตอร์หลักที่กำหนดปริมาณการเคลื่อนตัวตามแนวชายฝั่ง ส่วนค่า K2 เป็นพารามิเตอร์รองที่ปรับแก้ให้ผลการจำลองถูกต้องมากยิ่งขึ้น โดยค่า K2 นี้มีผลต่อการเปลี่ยนแปลงของความสูงคลื่นแตกตัวที่แตกต่างกันตามระยะทาง ซึ่งจะมีผลมากกับกรณีที่มีโครงสร้างที่ทำให้เกิดปรากฏการณ์การกระจายคลื่น (diffraction) ดังนั้นการจำลองในกรณีของโครงสร้างคันดักตะกอน ค่า K1 เป็นพารามิเตอร์หลักในการปรับแก้ ส่วนในการจำลองกรณีของเขื่อนกันคลื่นแยก ค่า K2 เป็นพารามิเตอร์หลัก

กรณีวิเคราะห์ความอ่อนไหวของพารามิเตอร์ K1, K2 ในกรณีของเขื่อนกันคลื่นแยกแสดงดังตาราง ง-9 ได้ข้อสรุปดังนี้

1) ค่า K1 เป็นพารามิเตอร์ที่กำหนดอัตราการเคลื่อนตัวของตะกอนตามแนวชายฝั่ง ซึ่งค่า K1 มากขึ้นทำให้การยื่นของ Tombolo มีแนวโน้มลดลง ดังรูป ง-11
2) ค่า K2 เป็นพารามิเตอร์กำหนดอัตราการเคลื่อนตัวของตะกอนอันเนื่องจากการเปลี่ยนแปลงความสูงคลื่นแตกตัวที่แตกต่างกันตามระยะทาง โดยในกรณีที่มีโครงสร้างป้องกันชายฝั่งที่ทำให้เกิดปรากฏการณ์การกระจายคลื่น (diffraction) ค่า K2 จะมีความสำคัญมาก โดยการเพิ่มค่า K2 ขึ้นจะทำให้การเกิด Tomboloหลังเขื่อนกันคลื่นแยกงอกยื่นมากขึ้นด้วย ดังรูป ง-12
3) เมื่อพิจารณาอัตราส่วน K2/K1 พบว่า ถ้าค่าของ K1 และ K2 ในกรณีที่แตกต่างกันแต่มีอัตราส่วน K2/K1 เท่ากันแล้ว เมื่อถึงกรณีสมดุล รูปร่างของชายฝั่งจะมีรูปร่างเดียวกัน ดังรูป ง-13
4) การปรับแก้แบบจำลองด้วย K1 และ K2 ในกรณีที่มีโครงสร้างเขื่อนกันคลื่นแยก ให้ปรับแก้โดยการหาอัตราส่วน K2/K1 ก่อน แล้วจึงปรับแก้ค่า K1 เพื่อให้ได้ค่า K1 และ K2 ที่เหมาะสม

ตาราง ง-1 กรณีวิเคราะห์ความอ่อนไหวของพารามิเตอร์ d_B+d_C

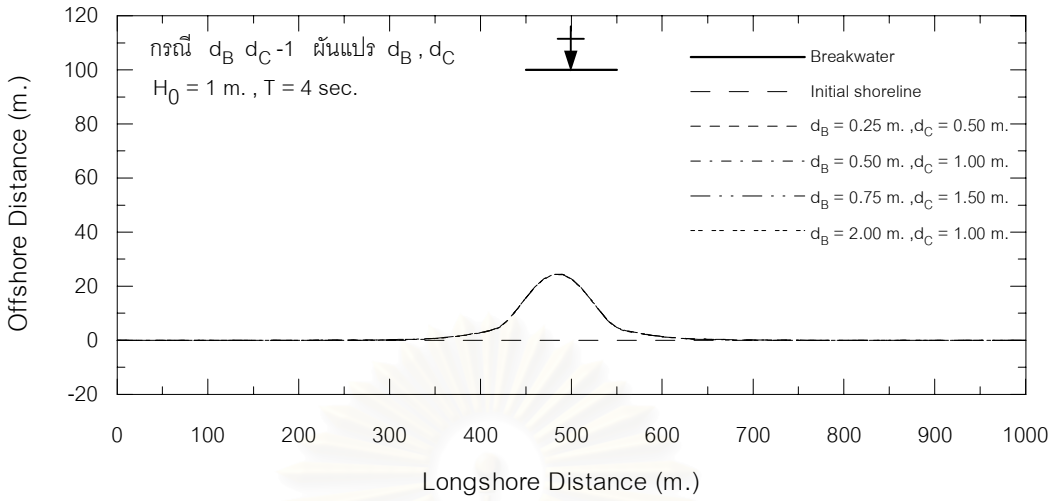
Case	File	Δx m.	Δt hrs	NTS	d_C m.	d_B m.	D_{50} mm.	K1	K2	DBW m.	ℓ:G	θ_0	H_0 m.	T sec	H_0/L_0	Remark
d_Bd_C-1	BC1	10	0.5	17520	0.25	0.5	0.25	0.4	0.2	100	-	0	1	4	0.040	
ผันแปร	BC2	10	0.5	17520	0.50	1.0	0.25	0.4	0.2	100	-	0	1	4	0.040	รูป ง - 1
d_B,d_C	BC3	10	0.5	17520	0.75	1.5	0.25	0.4	0.2	100	-	0	1	4	0.040	
	BC4	10	0.5	17520	1.00	2.0	0.25	0.4	0.2	100	-	0	1	4	0.040	

ตาราง ง-2 กรณีวิเคราะห์ความอ่อนไหวของพารามิเตอร์ขนาดตะกอน (D_{50})

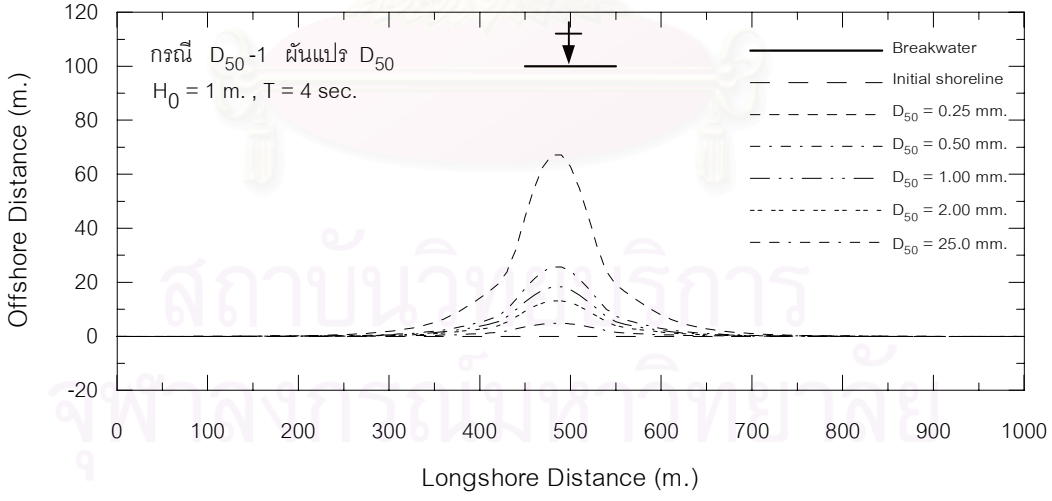
Case	File	Δx m.	Δt hrs	NTS	d_C m.	d_B m.	D_{50} mm.	K1	K2	DBW m.	ℓ:G	θ_0	H_0 m.	T sec	H_0/L_0	Remark
	D0q	10	0.5	17520	0.25	0.5	0.25	0.4	0.2	100	-	0	1	4	0.040	
D_{50}-1	D0h	10	0.5	17520	0.25	0.5	0.5	0.4	0.2	100	-	0	1	4	0.040	
ผันแปร	D01	10	0.5	17520	0.25	0.5	1	0.4	0.2	100	-	0	1	4	0.040	รูป ง - 2
D_{50}	D02	10	0.5	17520	0.25	0.5	2	0.4	0.2	100	-	0	1	4	0.040	
	D25	10	0.5	17520	0.25	0.5	25	0.4	0.2	100	-	0	1	4	0.040	

ตาราง ง-3 กรณีวิเคราะห์ความอ่อนไหวของพารามิเตอร์ระยะห่างฝั่งของเขื่อนกันคลื่น

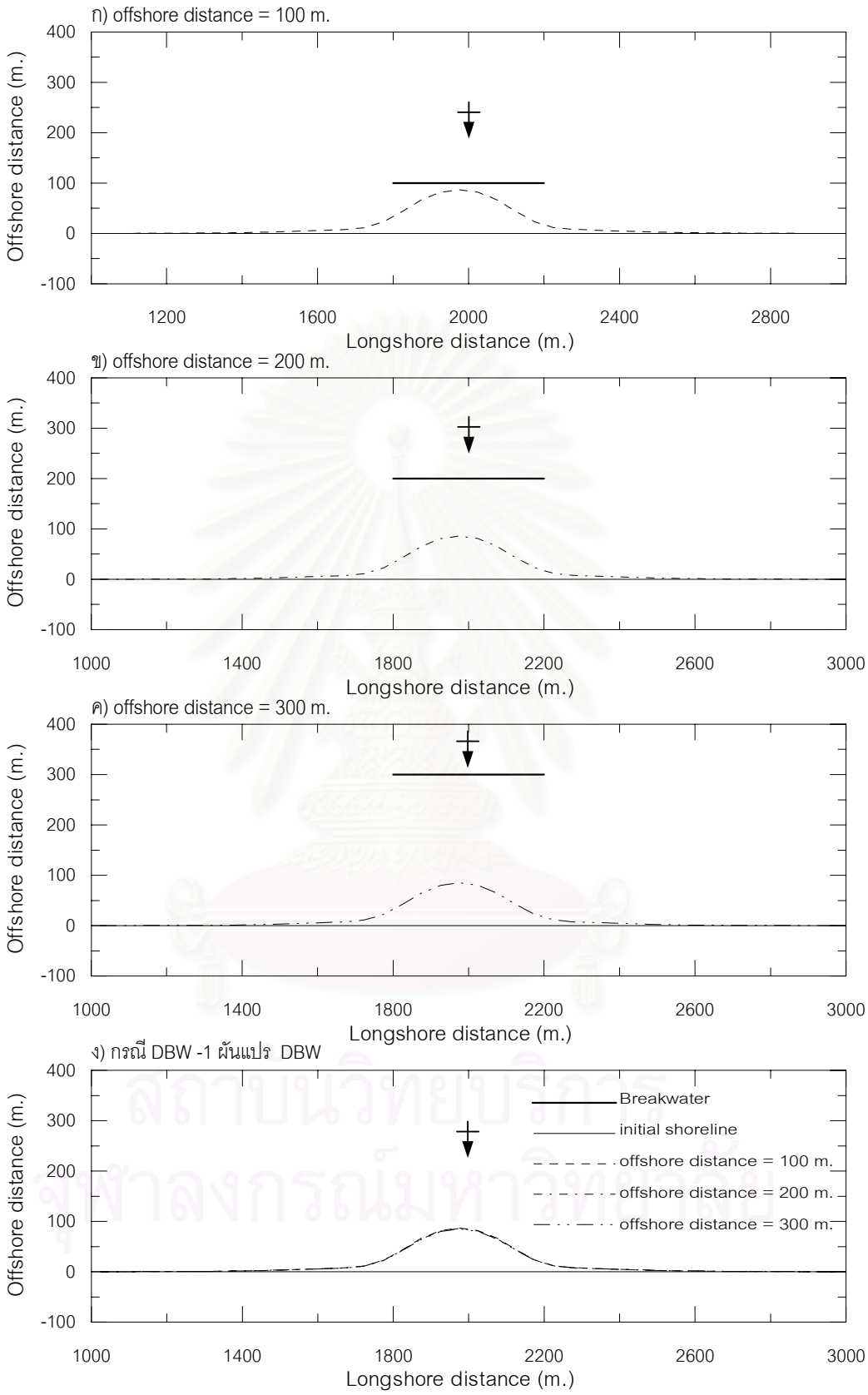
Case	File	Δx m.	Δt hrs	NTS	d_C m.	d_B m.	D_{50} mm.	K1	K2	DBW m.	ℓ:G	θ_0	H_0 m.	T sec	H_0/L_0	Remark
DBW-1	b23	50	6	1460	12	3	0.5	0.4	0.2	100	-	0	4	8	0.040	θ_0 = 0
ผันแปร	b03	50	6	1460	12	3	0.5	0.4	0.2	200	-	0	4	8	0.040	
DBW	b13	50	6	1460	12	3	0.5	0.4	0.2	300	-	0	4	8	0.040	รูป ง - 3
DBW-2	x50	10	0.5	70080	1.27	0.63	0.2	0.5	0	50	1:1	-15	0.625	4	0.025	θ_0 = -15
ผันแปร	a50	10	0.5	70080	1.27	0.63	0.2	0.5	0	100	1:1	-15	0.625	4	0.025	
DBW	z50	10	0.5	70080	1.27	0.63	0.2	0.5	0	200	1:1	-15	0.625	4	0.025	รูป ง - 4



รูป ง-1 ความอ่อนไหวของพารามิเตอร์ d_B + d_C

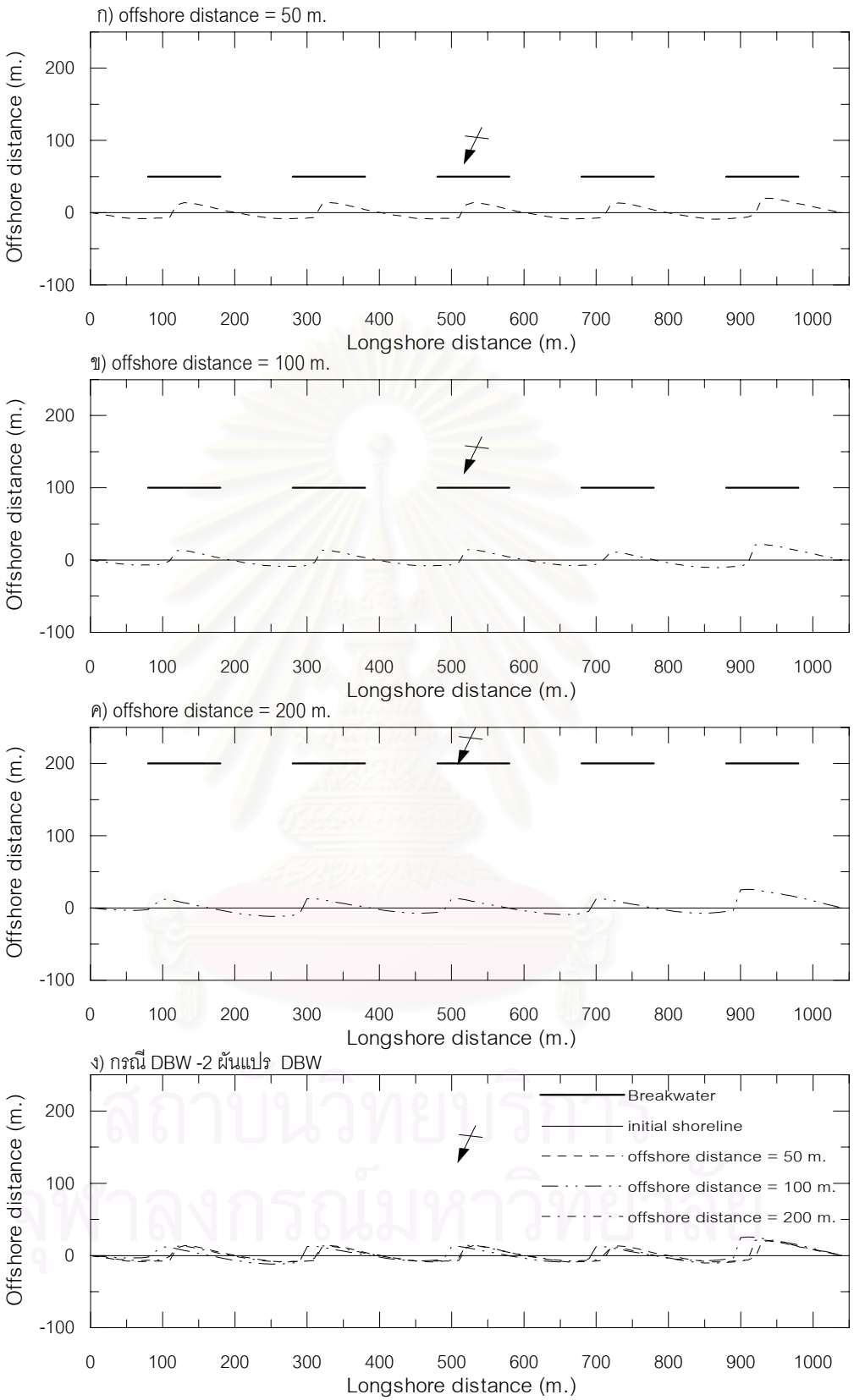


รูป ง-2 ความอ่อนไหวของพารามิเตอร์ขนาดตะกอนทราย (D_{50})



รูป ง-3 ความอ่อนไหวของพารามิเตอร์ระยะห่างฝั่งของเขื่อนกันคลื่นแยก (DBW)

กรณีคลื่นทำมุมตั้งฉากกับแนวชายฝั่ง (H_0 = 4 m., T = 8 sec., θ_0 = 0°)

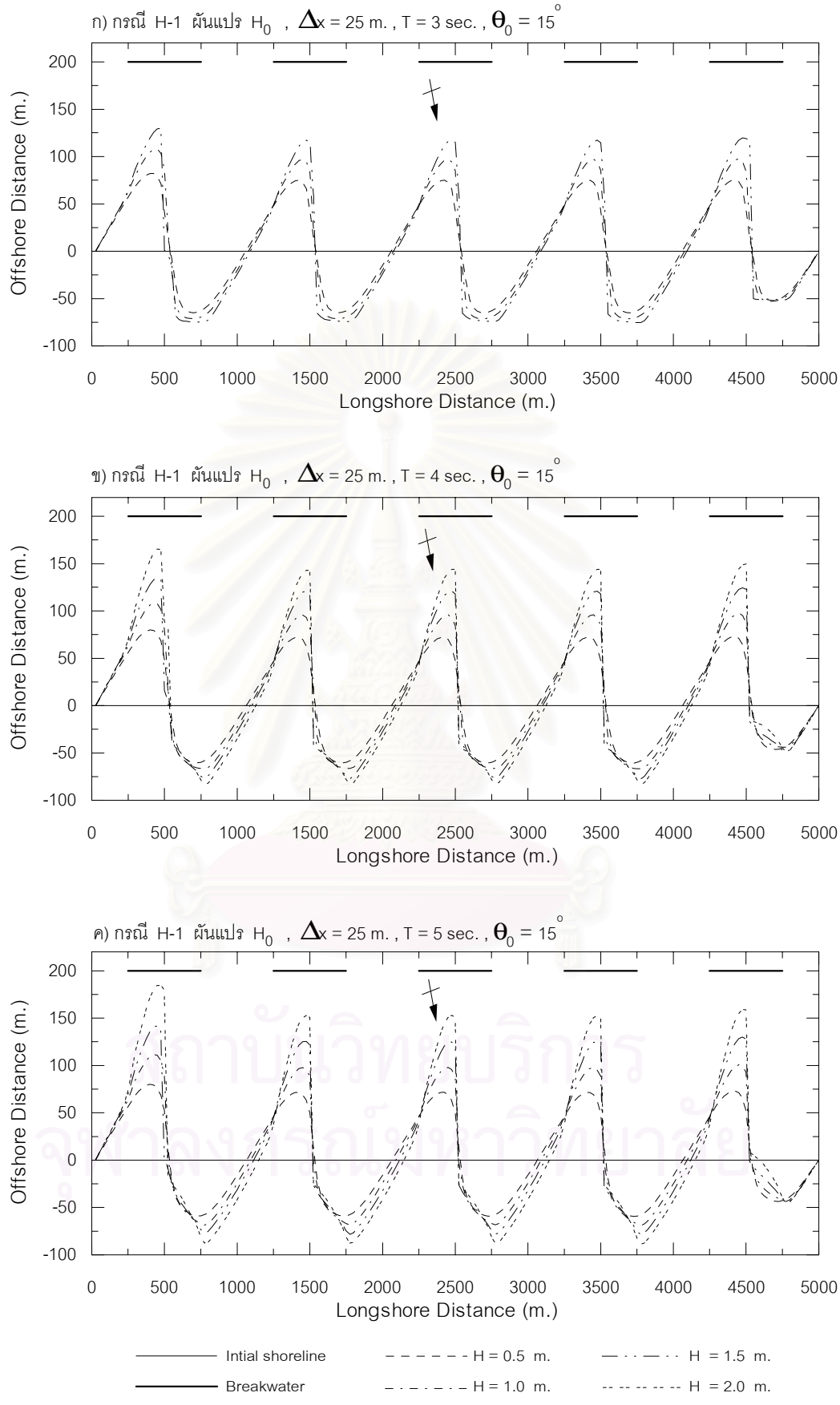


รูป ง-4 ความอ่อนไหวของพารามิเตอร์ระยะห่างฝั่งของเขื่อนกันคลื่นแยก (DBW)

กรณีคลื่นทำมุมเอียงกับแนวชายฝั่ง (H_0 = 0.625 m., T = 4 sec., θ_0 = -15°)

ตาราง ง-4 กรณีวิเคราะห์ความอ่อนไหวของพารามิเตอร์ความสูงคลื่นในน้ำลึก

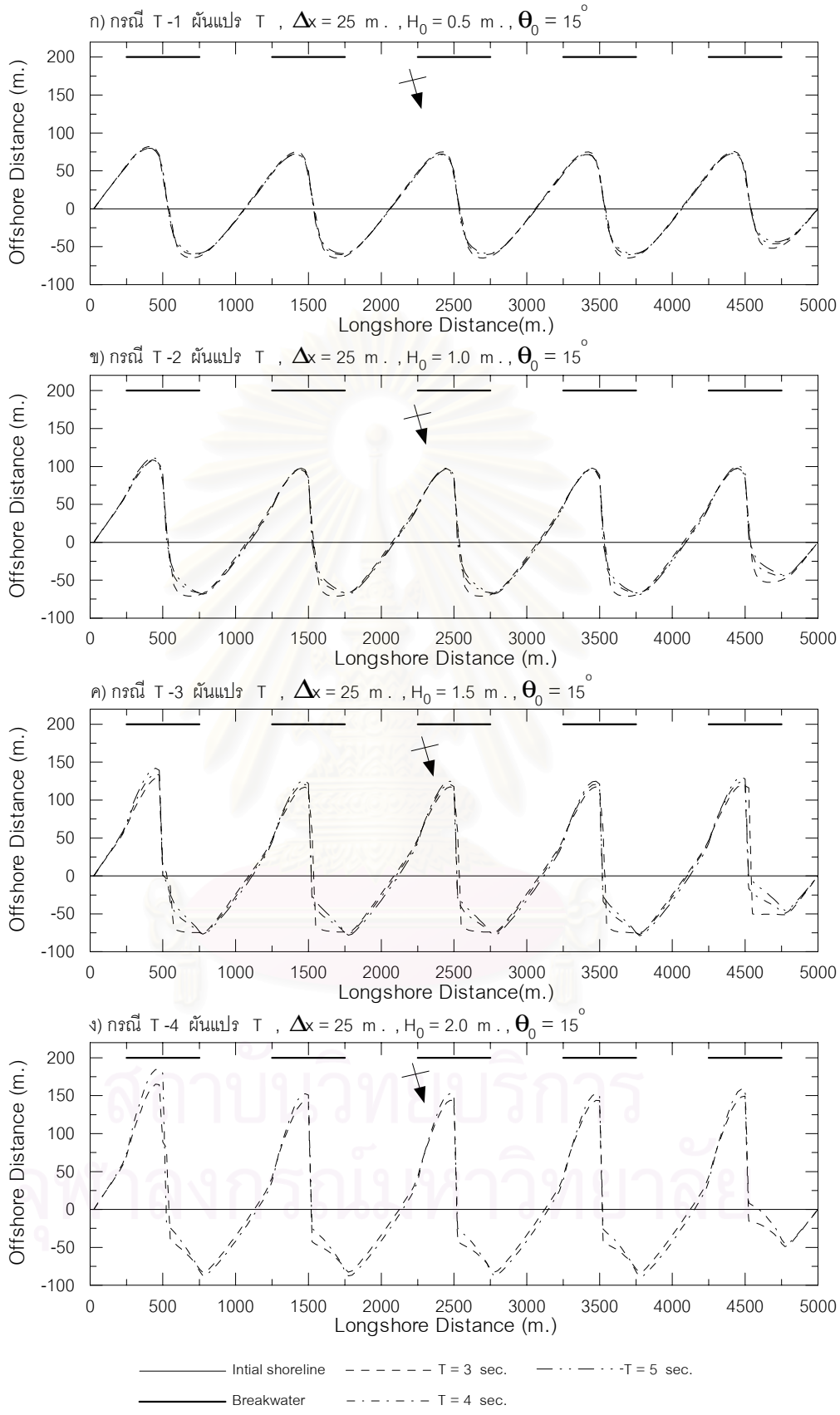
Case	File	Δx m.	Δt hrs	NTS	d_C m.	d_B m.	D_{50} mm.	K1	K2	DBW m.	ℓ:G	θ_0	H_0 m.	T sec	H_0/L_0	Remark
H-1	m13	25	1	43800	0.96	0.48	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	0.5	3	0.036	Δx = 25 m
	m23	25	1	43800	1.52	0.76	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	1	3	0.071	T = 3 sec
ผันแปร H_0	m33	25	1	43800	1.7	0.85	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	1.5	3	0.107	รูป ง - 5(ก)
	m14	25	1	43800	1.04	0.52	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	0.5	4	0.020	
H-2	m24	25	1	43800	1.86	0.96	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	1	4	0.040	Δx = 25 m
	m34	25	1	43800	2.44	1.22	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	1.5	4	0.060	T = 4 sec
ผันแปร H_0	m44	25	1	43800	2.85	1.43	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	2	4	0.080	รูป ง -5(ข)
	m15	25	1	43800	1.08	0.54	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	0.5	5	0.013	
H-3	m25	25	1	43800	2.02	1.01	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	1	5	0.026	Δx = 25 m
	m35	25	1	43800	2.85	1.41	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	1.5	5	0.038	T = 5 sec
ผันแปร H_0	m45	25	1	43800	3.48	1.74	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	2	5	0.051	รูป ง - 5(ค)
H-4	o13	50	1	43800	0.96	0.48	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	0.5	3	0.036	
	o23	50	1	43800	1.52	0.76	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	1	3	0.071	Δx = 50 m
ผันแปร H_0	o33	50	1	43800	1.7	0.85	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	1.5	3	0.107	T = 3 sec
	o14	50	1	43800	1.04	0.52	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	0.5	4	0.020	
H-5	o24	50	1	43800	1.86	0.96	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	1	4	0.040	Δx = 50 m
ผันแปร H_0	o34	50	1	43800	2.44	1.22	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	1.5	4	0.060	T = 4 sec
	o44	50	1	43800	2.85	1.43	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	2	4	0.080	
	o15	50	1	43800	1.08	0.54	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	0.5	5	0.013	
H-6	o25	50	1	43800	2.02	1.01	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	1	5	0.026	Δx = 50 m
ผันแปร H_0	o35	50	1	43800	2.85	1.41	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	1.5	5	0.038	T = 5 sec
	o45	50	1	43800	3.48	1.74	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	2	5	0.051	
H-7	q13	100	1	43800	0.96	0.48	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	0.5	3	0.036	
	q23	100	1	43800	1.52	0.76	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	1	3	0.071	Δx = 100 m
ผันแปร H_0	q33	100	1	43800	1.7	0.85	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	1.5	3	0.107	T = 3 sec
	q14	100	1	43800	1.04	0.52	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	0.5	4	0.020	
H-8	q24	100	1	43800	1.86	0.96	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	1	4	0.040	Δx = 100 m
ผันแปร H_0	q34	100	1	43800	2.44	1.22	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	1.5	4	0.060	T = 4 sec
	q44	100	1	43800	2.85	1.43	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	2	4	0.080	
	q15	100	1	43800	1.08	0.54	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	0.5	5	0.013	
H-9	q25	100	1	43800	2.02	1.01	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	1	5	0.026	Δx = 100 m
ผันแปร H_0	q35	100	1	43800	2.85	1.41	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	1.5	5	0.038	T = 5 sec
	q45	100	1	43800	3.48	1.74	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	2	5	0.051	



รูป ง-5 ความอ่อนไหวของพารามิเตอร์ความสูงคลื่นในน้ำลึก

ตาราง ง-5 กรณีวิเคราะห์ความอ่อนไหวของพารามิเตอร์คาบเวลาของคลื่น

Case	File	Δx m.	Δt hrs	NTS	d_C m.	d_B m.	D_{50} mm.	K1	K2	DBW m.	ℓ:G	θ_0	H_0 m.	T sec	H_0/L_0	Remark
T - 1 ผันแปร T	m13	25	1	43800	0.96	0.48	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	0.5	3	0.036	Δx = 25 m
	m14	25	1	43800	1.04	0.52	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	0.5	4	0.020	H_0 = 0.5 m , θ = 15°
	m15	25	1	43800	1.08	0.54	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	0.5	5	0.013	รูป ง - 6(ก)
T - 2 ผันแปร T	m23	25	1	43800	1.52	0.76	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	1	3	0.071	Δx = 25 m
	m24	25	1	43800	1.86	0.96	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	1	4	0.040	H_0 = 1.0 m, θ = 15°
	m25	25	1	43800	2.02	1.01	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	1	5	0.026	รูป ง - 6(ข)
T - 3 ผันแปร T	m33	25	1	43800	1.7	0.85	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	1.5	3	0.107	Δx = 25 m
	m34	25	1	43800	2.44	1.22	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	1.5	4	0.060	H_0 = 1.5 m , θ = 15°
	m35	25	1	43800	2.85	1.41	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	1.5	5	0.038	รูป ง - 6(ค)
T - 4	m44	25	1	43800	2.85	1.43	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	2	4	0.080	Δx=25 m, H_0=2.0,
ผันแปร T	m45	25	1	43800	3.48	1.74	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	2	5	0.051	θ=15° รูป ง - 6(ง)
T - 5 ผันแปร T	o13	50	1	43800	0.96	0.48	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	0.5	3	0.036	Δx = 50 m
	o14	50	1	43800	1.04	0.52	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	0.5	4	0.020	H_0 = 0.5 m, θ = 15°
	o15	50	1	43800	1.08	0.54	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	0.5	5	0.013	
T - 6 ผันแปร T	o23	50	1	43800	1.52	0.76	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	1	3	0.071	Δx = 50 m
	o24	50	1	43800	1.86	0.96	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	1	4	0.040	H_0 = 1.0 m, θ = 15°
	o25	50	1	43800	2.02	1.01	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	1	5	0.026	
T - 7 ผันแปร T	o33	50	1	43800	1.7	0.85	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	1.5	3	0.107	Δx = 50 m
	o34	50	1	43800	2.44	1.22	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	1.5	4	0.060	H_0 = 1.5 , θ = 15°
	o35	50	1	43800	2.85	1.41	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	1.5	5	0.038	
T - 8	o44	50	1	43800	2.85	1.43	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	2	4	0.080	Δx=50 m
ผันแปร T	o45	50	1	43800	3.48	1.74	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	2	5	0.051	H_0=2.0 m, θ=15°
T - 9 ผันแปร T	q13	100	1	43800	0.96	0.48	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	0.5	3	0.036	Δx = 100 m
	q14	100	1	43800	1.04	0.52	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	0.5	4	0.020	H_0 = 0.5 m, θ = 15°
	q15	100	1	43800	1.08	0.54	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	0.5	5	0.013	
T - 10 ผันแปร T	q23	100	1	43800	1.52	0.76	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	1	3	0.071	Δx = 100 m
	q24	100	1	43800	1.86	0.96	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	1	4	0.040	H_0 = 1.0 m, θ = 15°
	q25	100	1	43800	2.02	1.01	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	1	5	0.026	
T - 11 ผันแปร T	q33	100	1	43800	1.7	0.85	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	1.5	3	0.107	Δx = 100 m
	q34	100	1	43800	2.44	1.22	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	1.5	4	0.060	H_0 = 1.5 m, θ = 15°
	q35	100	1	43800	2.85	1.41	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	1.5	5	0.038	
T - 12	q44	100	1	43800	2.85	1.43	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	2	4	0.080	Δx=100 m
ผันแปร T	q45	100	1	43800	3.48	1.74	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	2	5	0.051	H_0=2.0 m, θ=15°
T - 13 ผันแปร T	r13	100	1	43800	0.96	0.48	0.2	0.4	0.2	200	1:1	-15	0.5	3	0.036	Δx = 100 m
	r14	100	1	43800	1.04	0.52	0.2	0.4	0.2	200	1:1	-15	0.5	4	0.020	H_0 = 0.5 m, θ = -15°
	r15	100	1	43800	1.08	0.54	0.2	0.4	0.2	200	1:1	-15	0.5	5	0.013	
T - 14 ผันแปร T	r23	100	1	43800	1.52	0.76	0.2	0.4	0.2	200	1:1	-15	1	3	0.071	Δx = 100 m
	r24	100	1	43800	1.86	0.96	0.2	0.4	0.2	200	1:1	-15	1	4	0.040	H_0 = 1.0 m, θ = -15°
	r25	100	1	43800	2.02	1.01	0.2	0.4	0.2	200	1:1	-15	1	5	0.026	
T - 15 ผันแปร T	r33	100	1	43800	1.7	0.85	0.2	0.4	0.2	200	1:1	-15	1.5	3	0.107	Δx = 100 m
	r34	100	1	43800	2.44	1.22	0.2	0.4	0.2	200	1:1	-15	1.5	4	0.060	H_0 = 1.5 m, θ = -15°
	r35	100	1	43800	2.85	1.41	0.2	0.4	0.2	200	1:1	-15	1.5	5	0.038	
T - 16	r44	100	1	43800	2.85	1.43	0.2	0.4	0.2	200	1:1	-15	2	4	0.080	Δx=100 m
ผันแปร T	r45	100	1	43800	3.48	1.74	0.2	0.4	0.2	200	1:1	-15	2	5	0.051	H_0=2.0 m, θ = -15°



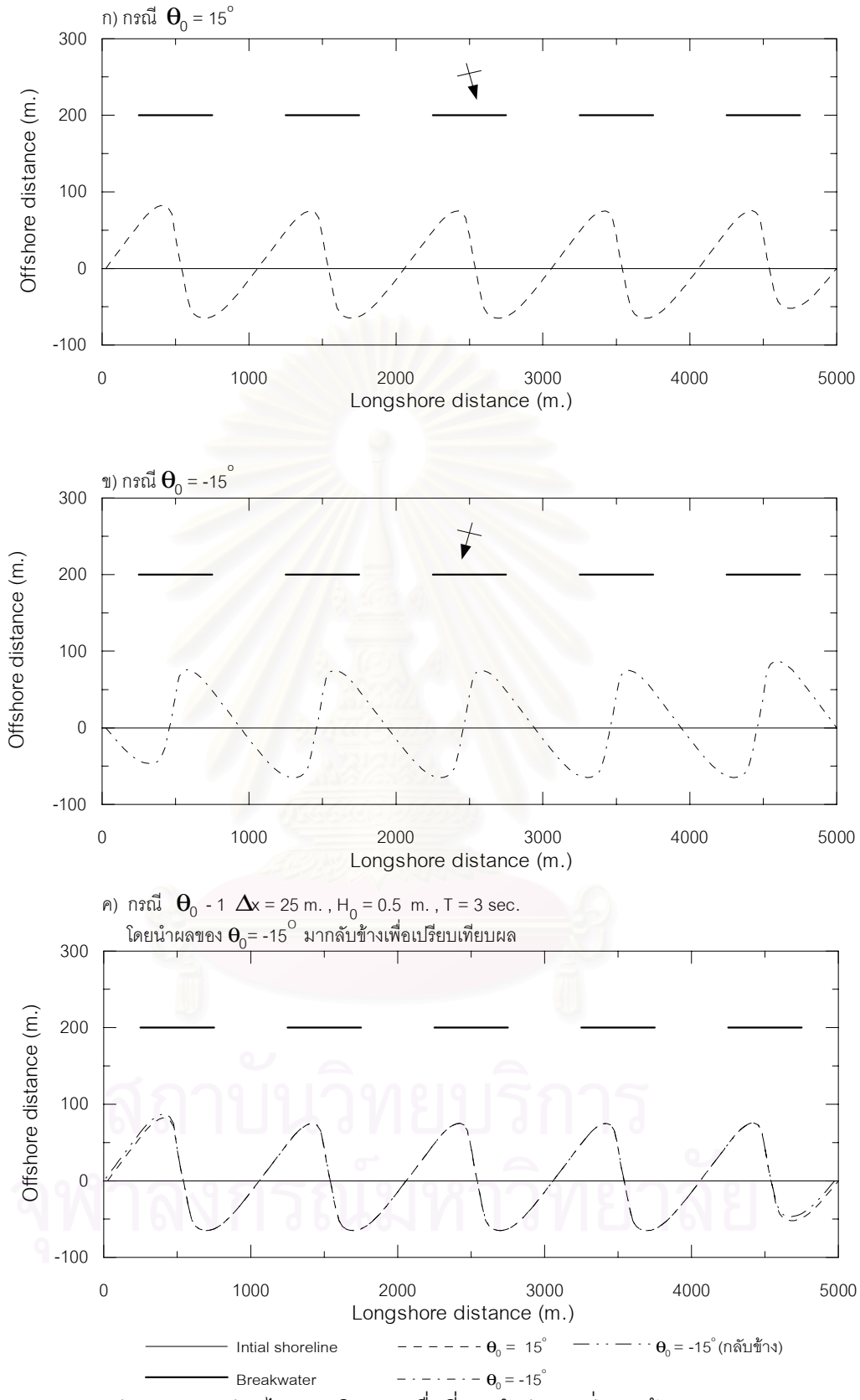
รูป ง-6 ความอ่อนไหวของพารามิเตอร์คาบเวลาของคลื่น

ตาราง ง-6 กรณีวิเคราะห์ความอ่อนไหวของทิศทางคลื่นที่กระทำต่อชายฝั่งทางซ้ายและขวา

Case	File	Δx m.	Δt hrs	NTS	d_C m.	d_B m.	D_{50} mm.	K1	K2	DBW m.	ℓ:G	θ_0 m.	H_0 m.	T sec	H_0/L_0	Remark
θ_0-1	m13	25	1	43800	0.96	0.48	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	0.5	3	0.036	รูป ง - 7
	n13	25	1	43800	0.96	0.48	0.2	0.4	0.2	200	1:1	-15	0.5	3	0.036	
θ_0-2	m14	25	1	43800	1.04	0.52	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	0.5	4	0.020	
	n14	25	1	43800	1.04	0.52	0.2	0.4	0.2	200	1:1	-15	0.5	4	0.020	
θ_0-3	m15	25	1	43800	1.08	0.54	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	0.5	5	0.013	
	n15	25	1	43800	1.08	0.54	0.2	0.4	0.2	200	1:1	-15	0.5	5	0.013	
θ_0-4	m23	25	1	43800	1.52	0.76	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	1	3	0.071	
	n23	25	1	43800	1.52	0.76	0.2	0.4	0.2	200	1:1	-15	1	3	0.071	
θ_0-5	m24	25	1	43800	1.86	0.96	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	1	4	0.040	
	n24	25	1	43800	1.86	0.96	0.2	0.4	0.2	200	1:1	-15	1	4	0.040	
θ_0-6	m25	25	1	43800	2.02	1.01	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	1	5	0.026	
	n25	25	1	43800	2.02	1.01	0.2	0.4	0.2	200	1:1	-15	1	5	0.026	
θ_0-7	m33	25	1	43800	1.7	0.85	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	1.5	3	0.107	
	n33	25	1	43800	1.7	0.85	0.2	0.4	0.2	200	1:1	-15	1.5	3	0.107	
θ_0-8	m34	25	1	43800	2.44	1.22	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	1.5	4	0.060	
	n34	25	1	43800	2.44	1.22	0.2	0.4	0.2	200	1:1	-15	1.5	4	0.060	
θ_0-9	m35	25	1	43800	2.85	1.41	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	1.5	5	0.038	
	n35	25	1	43800	2.85	1.41	0.2	0.4	0.2	200	1:1	-15	1.5	5	0.038	
θ_0-10	m44	25	1	43800	2.85	1.43	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	2	4	0.080	
	n44	25	1	43800	2.85	1.43	0.2	0.4	0.2	200	1:1	-15	2	4	0.080	
θ_0-11	m45	25	1	43800	3.48	1.74	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	2	5	0.051	
	n45	25	1	43800	3.48	1.74	0.2	0.4	0.2	200	1:1	-15	2	5	0.051	
θ_0-12	o13	50	1	43800	0.96	0.48	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	0.5	3	0.036	
	p13	50	1	43800	0.96	0.48	0.2	0.4	0.2	200	1:1	-15	0.5	3	0.036	
θ_0-13	o14	50	1	43800	1.04	0.52	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	0.5	4	0.020	
	p14	50	1	43800	1.04	0.52	0.2	0.4	0.2	200	1:1	-15	0.5	4	0.020	
θ_0-14	o15	50	1	43800	1.08	0.54	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	0.5	5	0.013	
	p15	50	1	43800	1.08	0.54	0.2	0.4	0.2	200	1:1	-15	0.5	5	0.013	
θ_0-15	o23	50	1	43800	1.52	0.76	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	1	3	0.071	
	p23	50	1	43800	1.52	0.76	0.2	0.4	0.2	200	1:1	-15	1	3	0.071	

ตาราง ง-6 (ต่อ) กรณีวิเคราะห์ผลความอ่อนไหวของทิศทางคลื่นที่เข้ากระทำต่อชายฝั่งทางซ้ายและขวา

Case	File	Δx m.	Δt hrs	NTS	d_C m.	d_B m.	D_{50} mm.	K1	K2	DBW m.	ℓ:G	θ_0 m.	H_0 m.	T sec	H_0/L_0	Remark
θ_0-16	o24	50	1	43800	1.86	0.96	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	1	4	0.040	
	p24	50	1	43800	1.86	0.96	0.2	0.4	0.2	200	1:1	-15	1	4	0.040	
θ_0-17	o25	50	1	43800	2.02	1.01	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	1	5	0.026	
	p25	50	1	43800	2.02	1.01	0.2	0.4	0.2	200	1:1	-15	1	5	0.026	
θ_0-18	o33	50	1	43800	1.7	0.85	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	1.5	3	0.107	
	p33	50	1	43800	1.7	0.85	0.2	0.4	0.2	200	1:1	-15	1.5	3	0.107	
θ_0-19	o34	50	1	43800	2.44	1.22	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	1.5	4	0.060	
	p34	50	1	43800	2.44	1.22	0.2	0.4	0.2	200	1:1	-15	1.5	4	0.060	
θ_0-20	o35	50	1	43800	2.85	1.41	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	1.5	5	0.038	
	p35	50	1	43800	2.85	1.41	0.2	0.4	0.2	200	1:1	-15	1.5	5	0.038	
θ_0-21	o44	50	1	43800	2.85	1.43	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	2	4	0.080	
	p44	50	1	43800	2.85	1.43	0.2	0.4	0.2	200	1:1	-15	2	4	0.080	
θ_0-22	o45	50	1	43800	3.48	1.74	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	2	5	0.051	
	p45	50	1	43800	3.48	1.74	0.2	0.4	0.2	200	1:1	-15	2	5	0.051	
θ_0-23	q13	100	1	43800	0.96	0.48	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	0.5	3	0.036	
	r13	100	1	43800	0.96	0.48	0.2	0.4	0.2	200	1:1	-15	0.5	3	0.036	
θ_0-24	q14	100	1	43800	1.04	0.52	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	0.5	4	0.020	
	r14	100	1	43800	1.04	0.52	0.2	0.4	0.2	200	1:1	-15	0.5	4	0.020	
θ_0-25	q15	100	1	43800	1.08	0.54	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	0.5	5	0.013	
	r15	100	1	43800	1.08	0.54	0.2	0.4	0.2	200	1:1	-15	0.5	5	0.013	
θ_0-26	q23	100	1	43800	1.52	0.76	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	1	3	0.071	
	r23	100	1	43800	1.52	0.76	0.2	0.4	0.2	200	1:1	-15	1	3	0.071	
θ_0-27	q24	100	1	43800	1.86	0.96	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	1	4	0.040	
	r24	100	1	43800	1.86	0.96	0.2	0.4	0.2	200	1:1	-15	1	4	0.040	
θ_0-28	q25	100	1	43800	2.02	1.01	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	1	5	0.026	
	r25	100	1	43800	2.02	1.01	0.2	0.4	0.2	200	1:1	-15	1	5	0.026	
θ_0-29	q33	100	1	43800	1.7	0.85	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	1.5	3	0.107	
	r33	100	1	43800	1.7	0.85	0.2	0.4	0.2	200	1:1	-15	1.5	3	0.107	
θ_0-30	q34	100	1	43800	2.44	1.22	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	1.5	4	0.060	
	r34	100	1	43800	2.44	1.22	0.2	0.4	0.2	200	1:1	-15	1.5	4	0.060	
θ_0-31	q35	100	1	43800	2.85	1.41	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	1.5	5	0.038	
	r35	100	1	43800	2.85	1.41	0.2	0.4	0.2	200	1:1	-15	1.5	5	0.038	

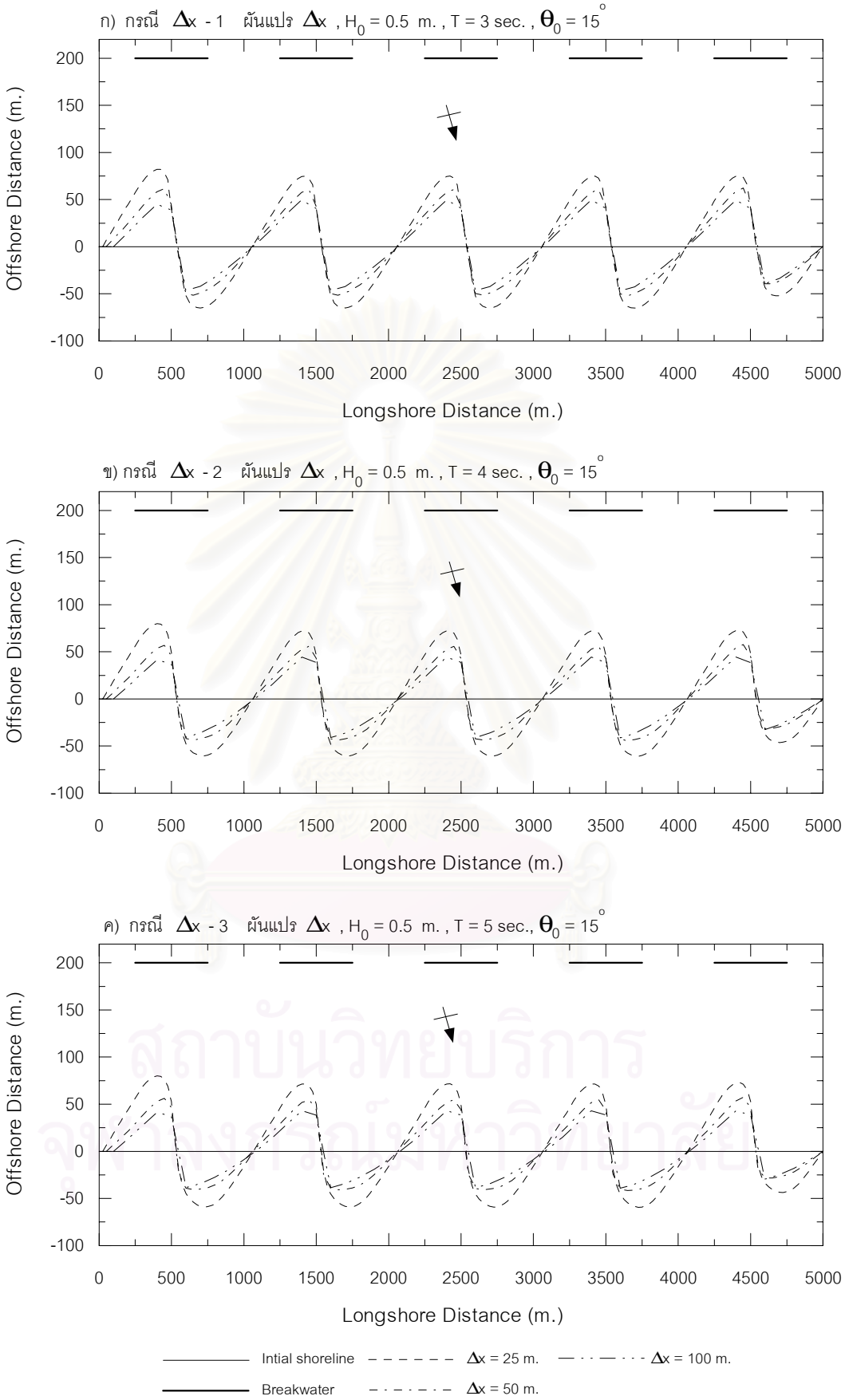


รูป ง-7 ความอ่อนไหวของทิศทางคลื่นที่กระทำต่อชายฝั่งทางซ้ายและขวา

กรณี Δx = 25 m., H_0 = 0.5 m., T = 3 sec.

ตาราง ง-7 กรณีวิเคราะห์ความอ่อนไหวของระยะห่างระหว่างจุดคำนวณ (Δx)

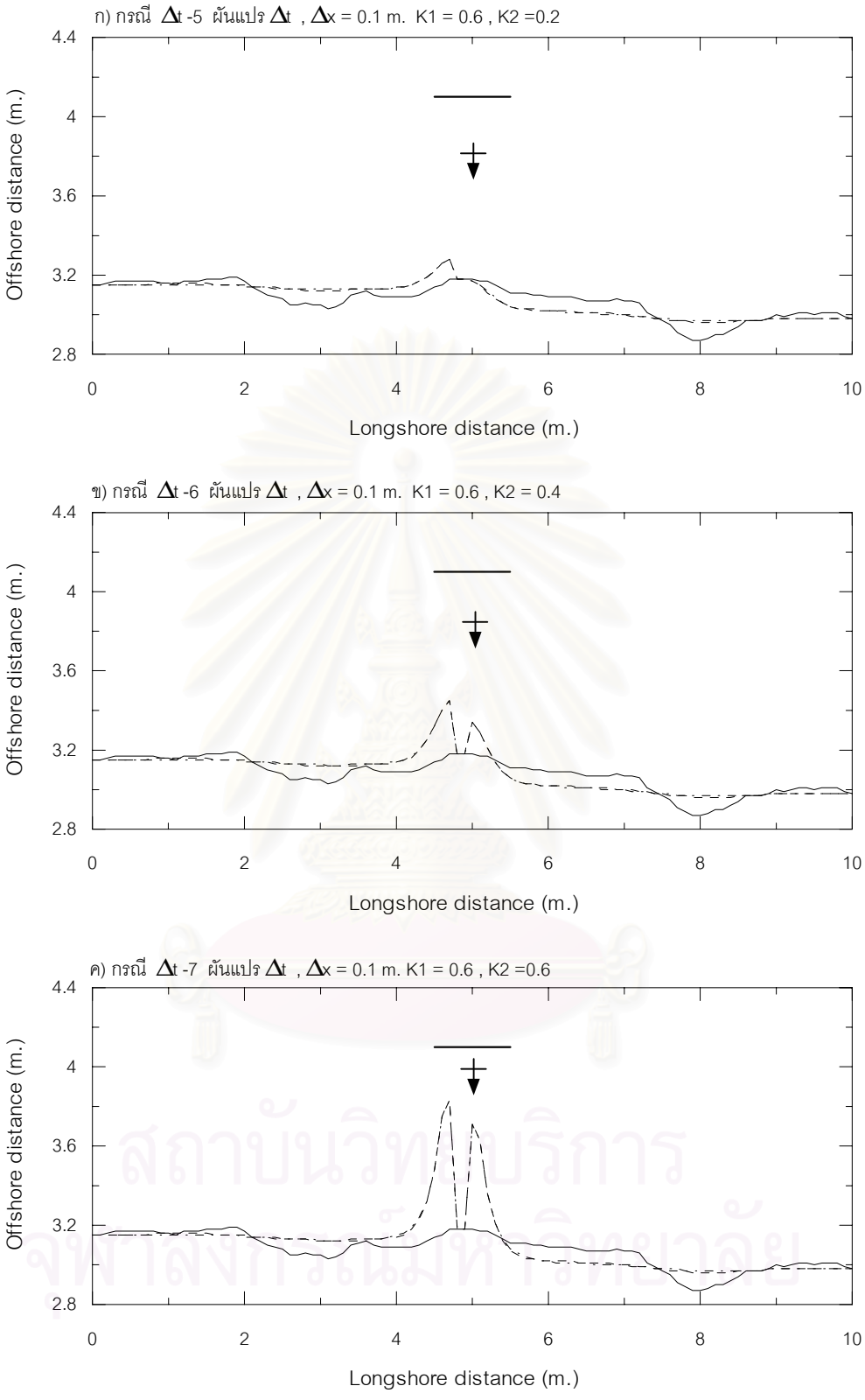
Case	File	Δx m.	Δt hrs	NTS	d_C m.	d_B m.	D_{50} mm.	K1	K2	DBW m.	ℓ:G	θ_0	H_0 m.	T sec	H_0/L_0	Remark
Δx-1 ผันแปร Δx	m13	25	1	43800	0.96	0.48	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	0.5	3	0.036	H_0 = 0.5 m
	o13	50	1	43800	0.96	0.48	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	0.5	3	0.036	T = 3 sec
	q13	100	1	43800	0.96	0.48	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	0.5	3	0.036	รูป ง - 8(ก)
Δx-2 ผันแปร Δx	m14	25	1	43800	1.04	0.52	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	0.5	4	0.020	H_0 = 0.5 m
	o14	50	1	43800	1.04	0.52	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	0.5	4	0.020	T = 4 sec
	q14	100	1	43800	1.04	0.52	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	0.5	4	0.020	รูป ง - 8(ข)
Δx-3 ผันแปร Δx	m15	25	1	43800	1.08	0.54	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	0.5	5	0.013	H_0 = 0.5 m
	o15	50	1	43800	1.08	0.54	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	0.5	5	0.013	T = 5 sec
	q15	100	1	43800	1.08	0.54	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	0.5	5	0.013	รูป ง - 8(ค)
Δx-4 ผันแปร Δx	m23	25	1	43800	1.52	0.76	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	1	3	0.071	H_0 = 1.0 m
	o23	50	1	43800	1.52	0.76	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	1	3	0.071	T = 3 sec
	q23	100	1	43800	1.52	0.76	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	1	3	0.071	
Δx-5 ผันแปร Δx	m24	25	1	43800	1.86	0.96	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	1	4	0.040	H_0 = 1.0 m
	o24	50	1	43800	1.86	0.96	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	1	4	0.040	T = 4 sec
	q24	100	1	43800	1.86	0.96	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	1	4	0.040	
Δx-6 ผันแปร Δx	m25	25	1	43800	2.02	1.01	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	1	5	0.026	H_0 = 1.0 m
	o25	50	1	43800	2.02	1.01	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	1	5	0.026	T = 5 sec
	q25	100	1	43800	2.02	1.01	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	1	5	0.026	
Δx-7 ผันแปร Δx	m33	25	1	43800	1.7	0.85	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	1.5	3	0.107	H_0 = 1.5 m
	o33	50	1	43800	1.7	0.85	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	1.5	3	0.107	T = 3 sec
	q33	100	1	43800	1.7	0.85	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	1.5	3	0.107	
Δx-8 ผันแปร Δx	m34	25	1	43800	2.44	1.22	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	1.5	4	0.060	H_0 = 1.5 m
	o34	50	1	43800	2.44	1.22	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	1.5	4	0.060	T = 4 sec
	q34	100	1	43800	2.44	1.22	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	1.5	4	0.060	
Δx-9 ผันแปร Δx	m35	25	1	43800	2.85	1.41	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	1.5	5	0.038	H_0 = 1.5 m
	o35	50	1	43800	2.85	1.41	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	1.5	5	0.038	T = 5 sec
	q35	100	1	43800	2.85	1.41	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	1.5	5	0.038	
Δx-10 ผันแปร Δx	m44	25	1	43800	2.85	1.43	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	2	4	0.080	H_0 = 2.0 m
	o44	50	1	43800	2.85	1.43	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	2	4	0.080	T = 4 sec
	q44	100	1	43800	2.85	1.43	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	2	4	0.080	
Δx-11 ผันแปร Δx	m45	25	1	43800	3.48	1.74	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	2	5	0.051	H_0 = 2.0 m
	o45	50	1	43800	3.48	1.74	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	2	5	0.051	T = 4 sec
	q45	100	1	43800	3.48	1.74	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	2	5	0.051	



รูป ง-8 ความอ่อนไหวของระยะห่างระหว่างแถบการคำนวณ (Δx)

ตาราง ง-8 กรณีวิเคราะห์ความอ่อนไหวของช่วงเวลาคำนวณ (Δt)

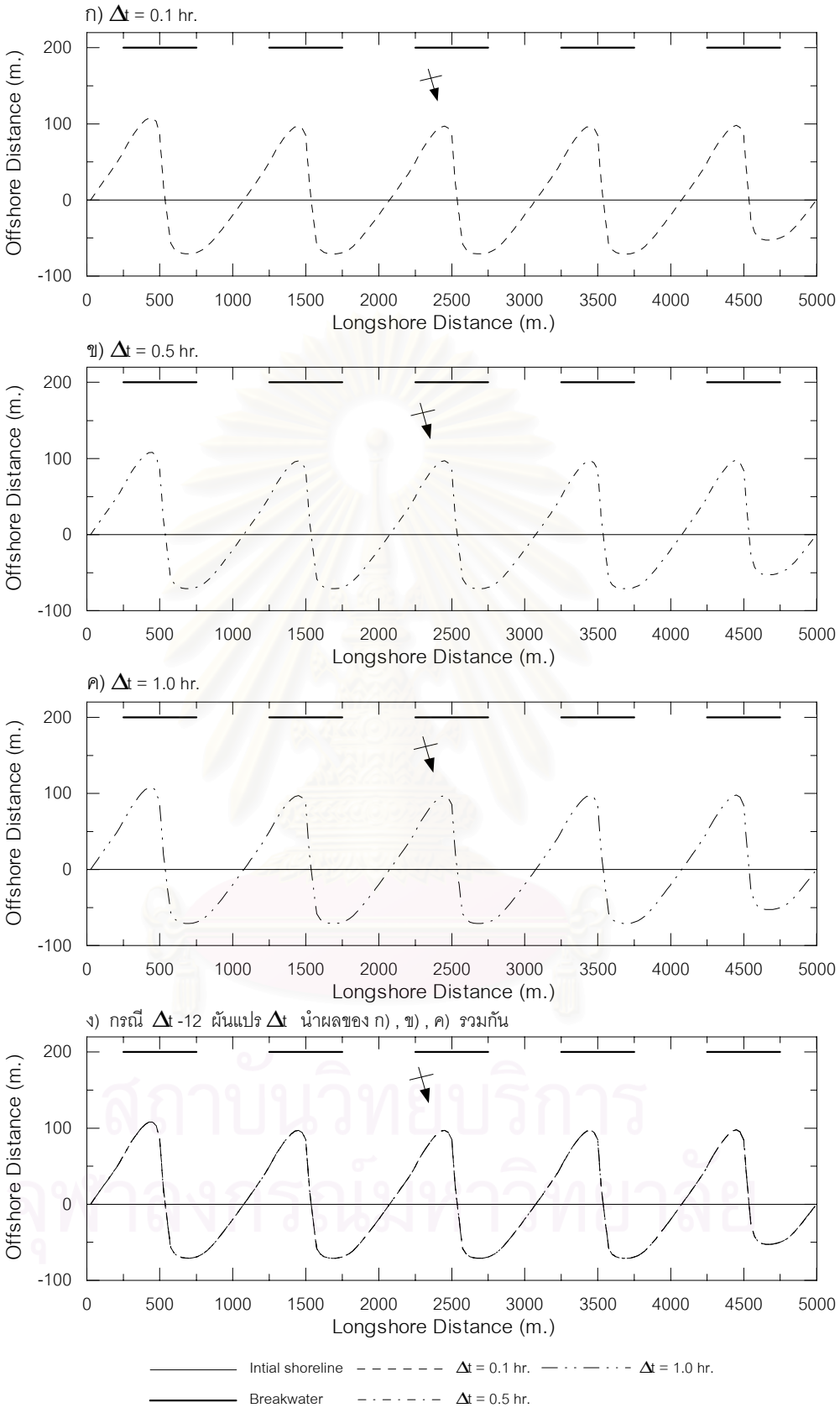
Case	File	Δx m.	Δt hrs	NTS	d_C m.	d_B m.	D_{50} mm.	K1	K2	DBW m.	ℓ:G	θ_0	H_0 m.	T sec	H_0/L_0	Remark
Δt-1	a11	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.2	0.1	0.1	4.1	-	0	0.039	0.91	0.030	$\theta_0 = 0^\circ$
ผันแปร Δt	b11	0.1	0.02	37200	0.08	0.036	0.2	0.1	0.1	4.1	-	0	0.039	0.91	0.030	
Δt-2	a22	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.2	0.2	0.2	4.1	-	0	0.039	0.91	0.030	$\theta_0 = 0^\circ$
ผันแปร Δt	b22	0.1	0.02	37200	0.08	0.036	0.2	0.2	0.2	4.1	-	0	0.039	0.91	0.030	
Δt-3	a42	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.2	0.4	0.2	4.1	-	0	0.039	0.91	0.030	$\theta_0 = 0^\circ$
ผันแปร Δt	b42	0.1	0.02	37200	0.08	0.036	0.2	0.4	0.2	4.1	-	0	0.039	0.91	0.030	
Δt-4	a44	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.2	0.4	0.4	4.1	-	0	0.039	0.91	0.030	$\theta_0 = 0^\circ$
ผันแปร Δt	b44	0.1	0.02	37200	0.08	0.036	0.2	0.4	0.4	4.1	-	0	0.039	0.91	0.030	
Δt-5	a62	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.2	0.6	0.2	4.1	-	0	0.039	0.91	0.030	$\theta_0 = 0^\circ$
ผันแปร Δt	b62	0.1	0.02	37200	0.08	0.036	0.2	0.6	0.2	4.1	-	0	0.039	0.91	0.030	รูป ง- 9(ก)
Δt-6	a64	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.2	0.6	0.4	4.1	-	0	0.039	0.91	0.030	$\theta_0 = 0^\circ$
ผันแปร Δt	b64	0.1	0.02	37200	0.08	0.036	0.2	0.6	0.4	4.1	-	0	0.039	0.91	0.030	รูป ง- 9(ข)
Δt-7	a66	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.2	0.6	0.6	4.1	-	0	0.039	0.91	0.030	$\theta_0 = 0^\circ$
ผันแปร Δt	b66	0.1	0.02	37200	0.08	0.036	0.2	0.6	0.6	4.1	-	0	0.039	0.91	0.030	รูป ง- 9ค)
Δt-8	a82	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.2	0.8	0.2	4.1	-	0	0.039	0.91	0.030	$\theta_0 = 0^\circ$
ผันแปร Δt	b82	0.1	0.02	37200	0.08	0.036	0.2	0.8	0.2	4.1	-	0	0.039	0.91	0.030	
Δt-9	a84	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.2	0.8	0.4	4.1	-	0	0.039	0.91	0.030	$\theta_0 = 0^\circ$
ผันแปร Δt	b84	0.1	0.02	37200	0.08	0.036	0.2	0.8	0.4	4.1	-	0	0.039	0.91	0.030	
Δt-10	a86	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.2	0.8	0.6	4.1	-	0	0.039	0.91	0.030	$\theta_0 = 0^\circ$
ผันแปร Δt	b86	0.1	0.02	37200	0.08	0.036	0.2	0.8	0.6	4.1	-	0	0.039	0.91	0.030	
Δt-11	a88	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.2	0.8	0.8	4.1	-	0	0.039	0.91	0.030	$\theta_0 = 0^\circ$
ผันแปร Δt	b88	0.1	0.02	37200	0.08	0.036	0.2	0.8	0.8	4.1	-	0	0.039	0.91	0.030	
Δt-12	K23	25	0.1	438000	1.52	0.76	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	1	3	0.071	$\theta_0 = 15^\circ$
	L23	25	0.5	87600	1.52	0.76	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	1	3	0.071	
ผันแปร Δt	M23	25	1	43800	1.52	0.76	0.2	0.4	0.2	200	1:1	15	1	3	0.071	รูป ง -10



รูป ง-9 ความอ่อนไหวของช่วงเวลาคำนวณ (Δt)

กรณี Δx = 0.1 m., H_0 = 0.039 m., T = 0.91 sec.

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

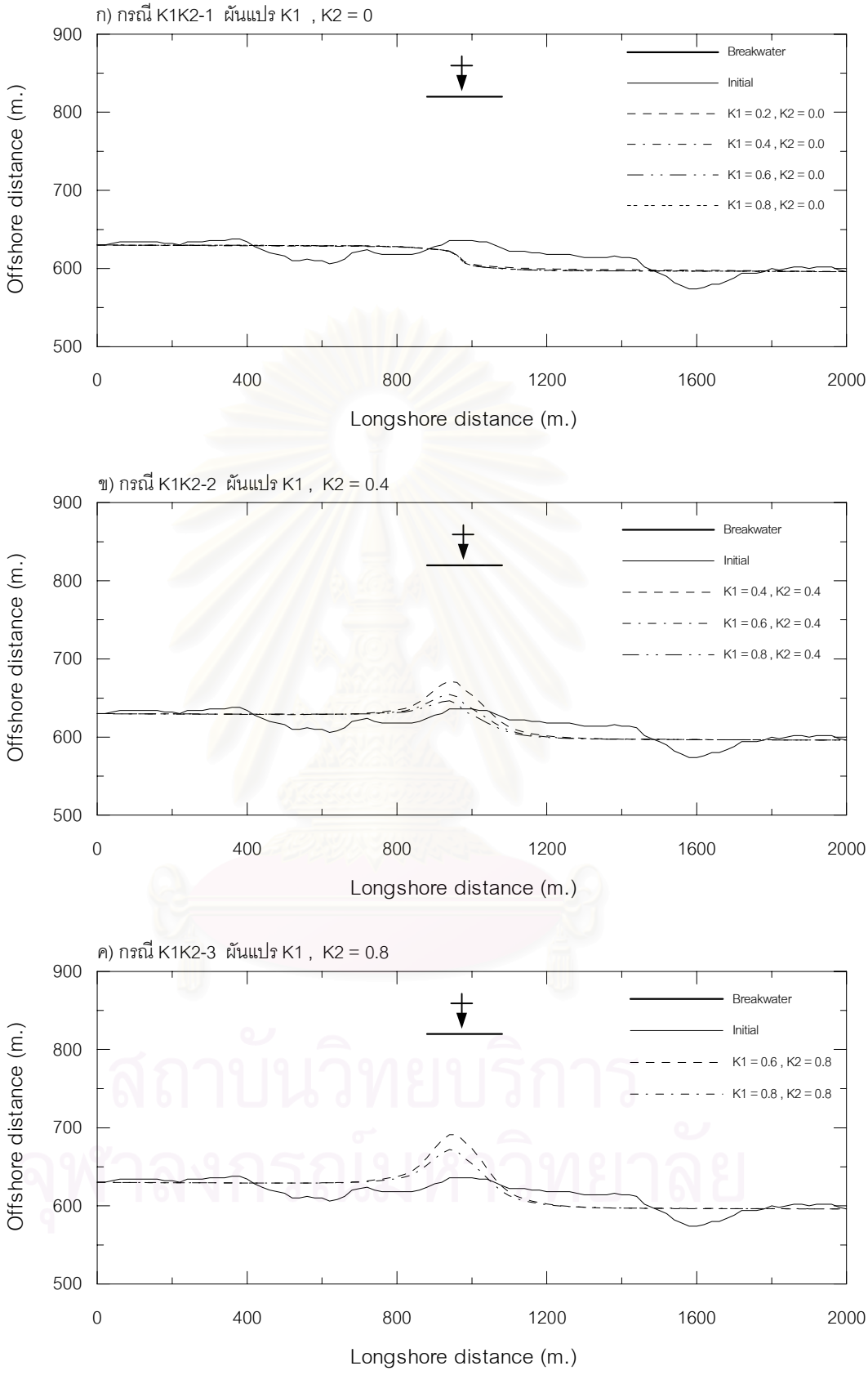


รูป ง-10 ความอ่อนไหวของช่วงเวลาคำนวณ (Δt)

กรณี Δx = 25 m., H_0 = 1.0 m., T = 0.071 sec., K1 = 0.4, K2 = 0.2

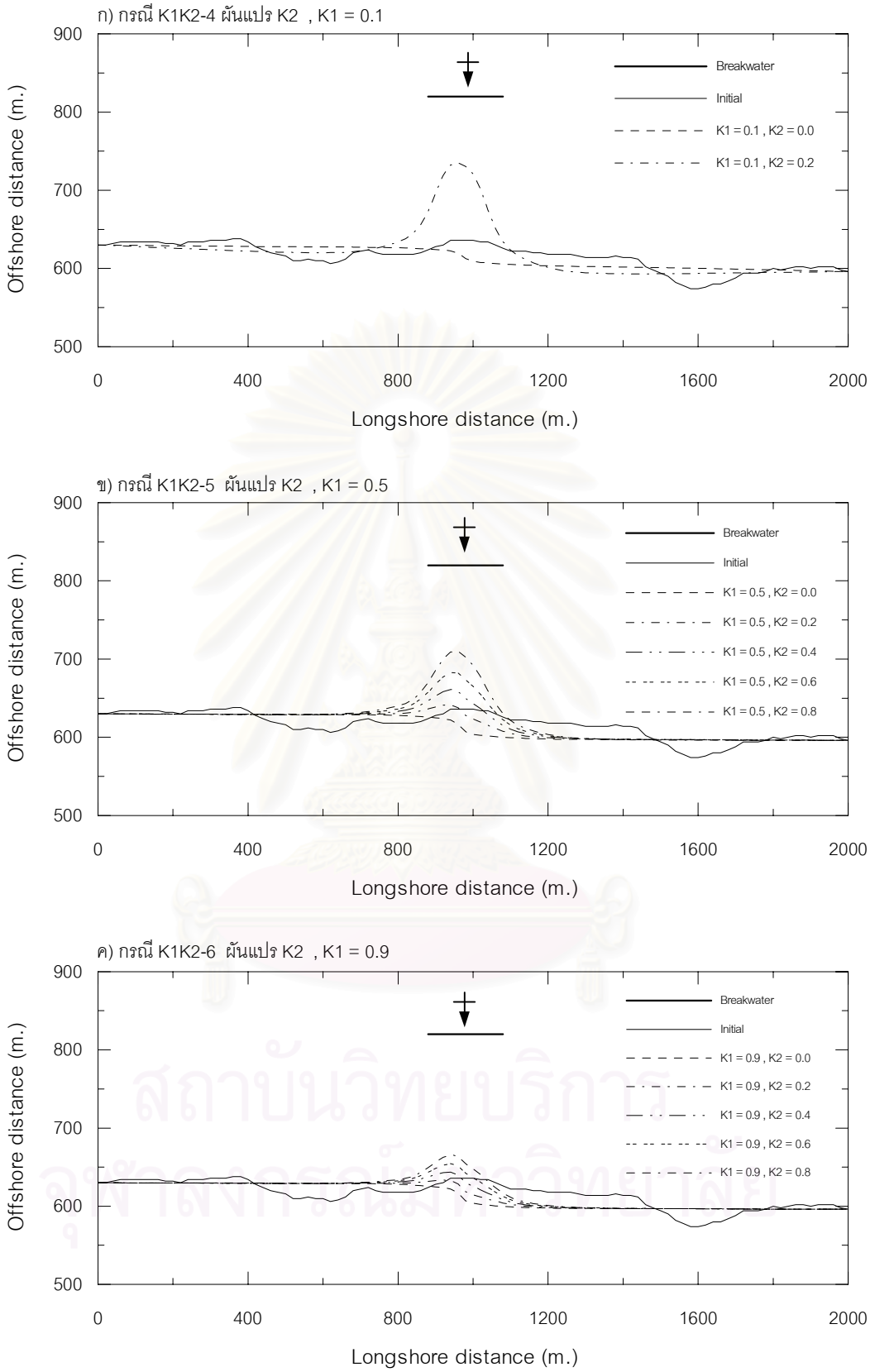
ตาราง ง-9 กรณีวิเคราะห์ความอ่อนไหวของสัมประสิทธิ์การเคลื่อนตัวของตะกอน (K1,K2)

Case	File	Δx m.	Δt hrs	NTS	d_C m.	d_B m.	D_{50} mm.	K1	K2	DBW m.	ℓ:G	θ_0	H_0 m.	T sec	H_0/L_0	Remark
	a20	20	1	43800	1.6	0.72	0.2	0.2	0	820	-	0	0.78	4	0.031	
K1K2-1	a40	20	1	43800	1.6	0.72	0.2	0.4	0	820	-	0	0.78	4	0.031	K2 = 0
ผันแปร K1	a60	20	1	43800	1.6	0.72	0.2	0.6	0	820	-	0	0.78	4	0.031	รูป ง-11(ก)
	a80	20	1	43800	1.6	0.72	0.2	0.8	0	820	-	0	0.78	4	0.031	
	a44	20	1	43800	1.6	0.72	0.2	0.4	0.4	820	-	0	0.78	4	0.031	
K1K2-2	a64	20	1	43800	1.6	0.72	0.2	0.6	0.4	820	-	0	0.78	4	0.031	K2 = 0.4
ผันแปร K1	a84	20	1	43800	1.6	0.72	0.2	0.8	0.4	820	-	0	0.78	4	0.031	รูป ง-11(ข)
K1K2-3	a68	20	1	43800	1.6	0.72	0.2	0.6	0.8	820	-	0	0.78	4	0.031	K2 = 0.8
ผันแปร K1	a88	20	1	43800	1.6	0.72	0.2	0.8	0.8	820	-	0	0.78	4	0.031	รูป ง-11(ค)
K1K2-4	a10	20	1	43800	1.6	0.72	0.2	0.1	0	820	-	0	0.78	4	0.031	K1 = 0.1
ผันแปร K2	a12	20	1	43800	1.6	0.72	0.2	0.1	0.2	820	-	0	0.78	4	0.031	รูป ง-12(ก)
	a50	20	1	43800	1.6	0.72	0.2	0.5	0	820	-	0	0.78	4	0.031	
	a52	20	1	43800	1.6	0.72	0.2	0.5	0.2	820	-	0	0.78	4	0.031	
K1K2-5	a54	20	1	43800	1.6	0.72	0.2	0.5	0.4	820	-	0	0.78	4	0.031	K1 = 0.5
ผันแปร K2	a56	20	1	43800	1.6	0.72	0.2	0.5	0.6	820	-	0	0.78	4	0.031	รูป ง-12(ข)
	a58	20	1	43800	1.6	0.72	0.2	0.5	0.8	820	-	0	0.78	4	0.031	
	a90	20	1	43800	1.6	0.72	0.2	0.9	0	820	-	0	0.78	4	0.031	
	a92	20	1	43800	1.6	0.72	0.2	0.9	0.2	820	-	0	0.78	4	0.031	
K1K2-6	a94	20	1	43800	1.6	0.72	0.2	0.9	0.4	820	-	0	0.78	4	0.031	K1 = 0.9
ผันแปร K2	a96	20	1	43800	1.6	0.72	0.2	0.9	0.6	820	-	0	0.78	4	0.031	รูป ง-12(ค)
	a98	20	1	43800	1.6	0.72	0.2	0.9	0.8	820	-	0	0.78	4	0.031	
	a21	20	1	43800	1.6	0.72	0.2	0.2	0.1	820	-	0	0.78	4	0.031	
K1K2-7	a63	20	1	43800	1.6	0.72	0.2	0.6	0.3	820	-	0	0.78	4	0.031	รูป ง-13(ก)
K2/K1=0.5	a84	20	1	43800	1.6	0.72	0.2	0.8	0.4	820	-	0	0.78	4	0.031	
	a22	20	1	43800	1.6	0.72	0.2	0.2	0.2	820	-	0	0.78	4	0.031	
K1K2-8	a44	20	1	43800	1.6	0.72	0.2	0.4	0.4	820	-	0	0.78	4	0.031	
K2/K1=1.0	a66	20	1	43800	1.6	0.72	0.2	0.6	0.6	820	-	0	0.78	4	0.031	รูป ง-13(ข)
	a88	20	1	43800	1.6	0.72	0.2	0.8	0.8	820	-	0	0.78	4	0.031	
	a23	20	1	43800	1.6	0.72	0.2	0.2	0.3	820	-	0	0.78	4	0.031	
K1K2-9	a46	20	1	43800	1.6	0.72	0.2	0.4	0.6	820	-	0	0.78	4	0.031	
K2/K1=1.5	a69	20	1	43800	1.6	0.72	0.2	0.6	0.9	820	-	0	0.78	4	0.031	รูป ง-13(ค)



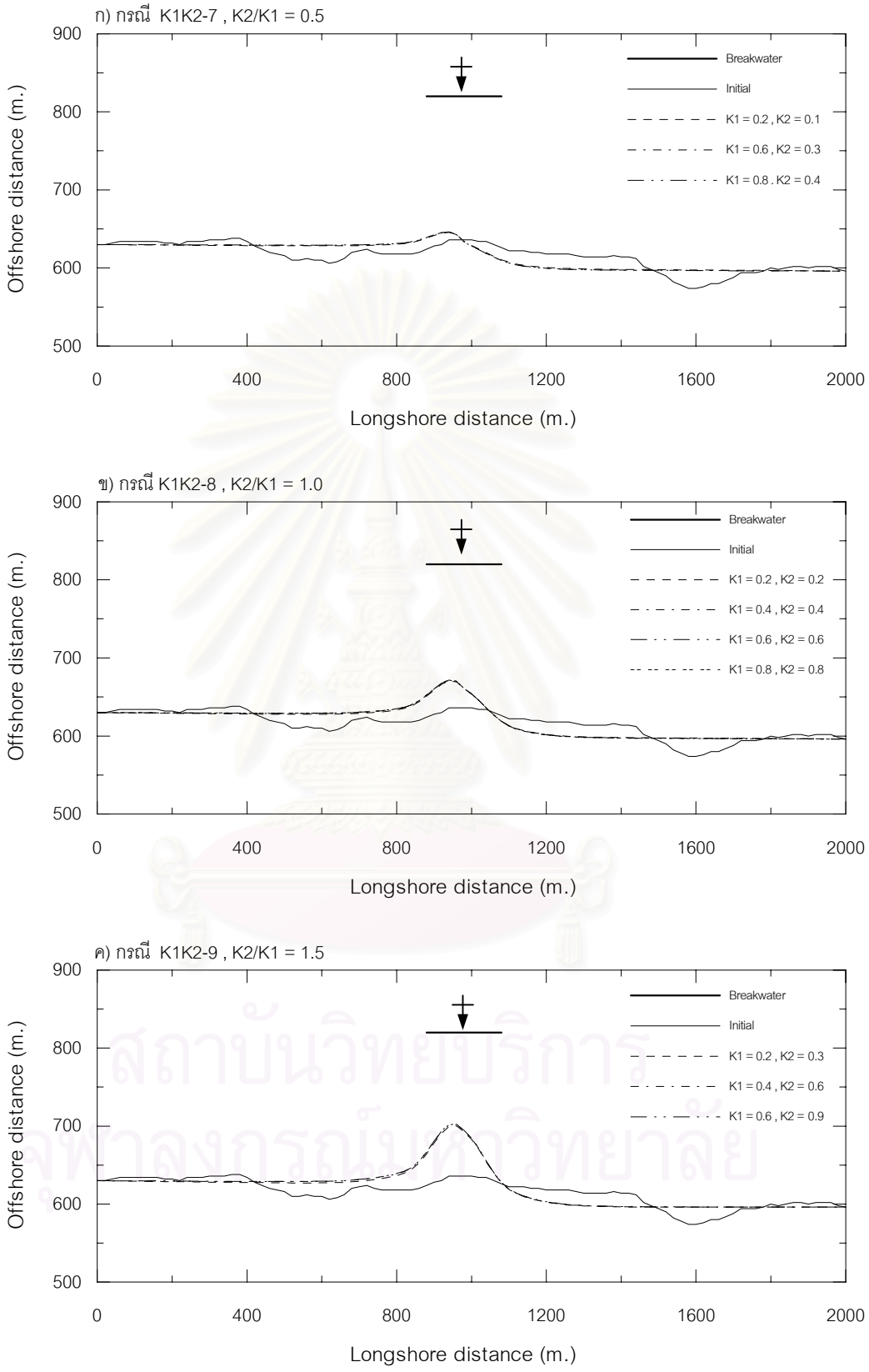
รูป ง-11 ความอ่อนไหวของสัมประสิทธิ์การเคลื่อนตัวของตะกอน (K1, K2)

กรณี K2 คงที่ Δx = 20 m., H_0 = 0.78 m., T = 4 sec.



รูป ง-12 ความอ่อนไหวของสัมประสิทธิ์การเคลื่อนตัวของตะกอน (K1, K2)

กรณี K1 คงที่ Δx = 20 m., H_0 = 0.78 m., T = 4 sec.



รูป ง-13 ความอ่อนไหวของสัมประสิทธิ์การเคลื่อนตัวของตะกอน (K1, K2)

กรณี อัตราส่วน K2/K1 คงที่ Δx = 20 m., H_0 = 0.78 m., T = 4 sec.

ภาคผนวก จ

การปรับแก้ค่าสัมประสิทธิ์การเคลื่อนตัวของตะกอน

ในแบบจำลอง GENESIS มีการใช้พารามิเตอร์ที่ใช้ในการปรับแก้แบบจำลอง (calibration parameters) คือ สัมประสิทธิ์การเคลื่อนตัวของตะกอน (K1,K2) ซึ่งค่าของ K1, K2 นี้มีผลต่อการเปลี่ยนแปลงรูปร่างของชายฝั่งทะเล เนื่องจากเป็นตัวกำหนดอัตราการเคลื่อนตัวของตะกอน ที่จะเข้าและออกในพื้นที่ทำการจำลอง โดยในภาคผนวกนี้จะนำเสนอการปรับแก้ค่า K1, K2 กับกรณีแบบจำลองชลศาสตร์ของ อาทิตยา (2540) ทั้งในกรณีที่เป็นแบบจำลอง (model) ในห้องปฏิบัติการ และกรณีต้นแบบ (prototype) ที่ทำการขยายมาตราส่วน 100 เท่าจากแบบจำลองเพื่อเทียบกับสภาพความเป็นจริงในธรรมชาติ

จ.1 ค่าสัมประสิทธิ์การเคลื่อนตัวของตะกอน

ค่าสัมประสิทธิ์การเคลื่อนตัวของตะกอน หรือค่า K1, K2 นี้เป็นพารามิเตอร์หลักในการกำหนดอัตราการเคลื่อนตัวของตะกอนในแบบจำลอง GENESIS ดังสมการ 4-13 โดยค่า K1 เป็นพารามิเตอร์หลักที่กำหนดปริมาณการเคลื่อนตัวของตะกอนตามแนวชายฝั่ง ส่วนค่า K2 เป็นพารามิเตอร์รองที่ปรับแก้ให้ผลการจำลองถูกต้องมากยิ่งขึ้น โดยค่า K2 นี้มีผลต่อการเปลี่ยนแปลงความสูงคลื่นแตกตัวที่แตกต่างกันตามระยะทางซึ่งมีผลมากกับกรณีที่มีเขื่อนกันคลื่นแยก (detached breakwaters)

โดยมีผลการวิเคราะห์ความอ่อนไหวของ พารามิเตอร์ K1, K2 ในกรณีเขื่อนกันคลื่นแยกดังแสดงในภาคผนวก ง สรุปได้ดังนี้

1) ค่า K1 เป็นพารามิเตอร์ที่กำหนดอัตราการเคลื่อนตัวของตะกอนตามแนวชายฝั่ง ซึ่งค่า K1 มากขึ้นทำให้การยื่นของ Tombolo มีแนวโน้มลดลง
2) ค่า K2 เป็นพารามิเตอร์ที่ใช้ปรับแก้ให้ผลถูกต้องมากขึ้น โดยเฉพาะกรณีการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งหลังเขื่อนกันคลื่นแยก ซึ่งค่า K2 มากขึ้นทำให้การยื่นของ Tombolo มีแนวโน้มลดลง
3) เมื่อพิจารณาอัตราส่วน K2/K1 พบว่า ถ้าค่าของ K1 และ K2 ในกรณีที่แตกต่างกันแต่มีอัตราส่วน K2/K1 เท่ากันแล้ว ในกรณีสมดุลจะมีรูปร่างเดียวกัน
4) การปรับแก้แบบจำลองด้วย K1 และ K2 ในกรณีที่มีโครงสร้างเขื่อนกันคลื่นแยก ให้ปรับแก้โดยการหาอัตราส่วน K2/K1 ก่อน แล้วจึงปรับแก้ค่า K1 เพื่อให้ได้ค่า K1 และ K2 ที่เหมาะสม

จ.2 การปรับแก้ค่า K1, K2 ในกรณีแบบจำลอง

พารามิเตอร์ K1, K2 เป็นพารามิเตอร์ที่ใช้ในการปรับแก้รูปร่างชายฝั่งซึ่งผลการวิเคราะห์ความอ่อนไหวของพารามิเตอร์ K1, K2 พบว่าในกรณีชายฝั่งสมดุลการปรับแก้ค่า K1, K2 นี้ควรพิจารณาในรูปของ K2/K1 โดยมีวิธีการปรับแก้ดังนี้

1) เลือกสุ่มกรณีตัวอย่างจากผลการศึกษาของอาทิตยา (2540) เพื่อใช้ทำการปรับแก้ค่า K1, K2 อันได้แก่ กรณี A1, G3, J4 และL5
2) ทำการสุ่มพารามิเตอร์ K1, K2 โดยให้มีอัตราส่วน K2/K1 แตกต่างกัน ดังตาราง จ-1
3) พิจารณาผลที่ได้จากการปรับแก้ค่า K2/K1 ในกรณีที่เกิดขึ้นจริงในแบบจำลอง ดังแสดงในรูป จ-1 ถึง จ-4 พบว่ากรณี G3 ผลการคำนวณจากแบบจำลอง GENESIS ได้รูปร่างชายฝั่งที่ใกล้เคียงกับแบบจำลองชลศาสตร์ของอาทิตยามากที่สุด
4) จากกรณี G3 ได้ผลการคำนวณจากแบบจำลอง GENESIS ที่เหมาะสมที่สุด ดังนั้นจึงนำมาวิเคราะห์ผลของอัตราส่วน K2/K1 ที่มีผลต่อความชันคลื่น (wave steepness, H_0/L_0) อัตราส่วนระหว่างความยาวของเขื่อนกันคลื่นแยกกับระยะทางระหว่างเขื่อนกันคลื่นแยก (ℓ:G) และมุมของคลื่นที่กระทำ (wave angle, θ_0) ดังแสดงในตาราง จ-2 ถึง จ-4

ผลที่ได้จากการทดสอบแสดงการเปรียบเทียบรูปร่างชายฝั่งที่เป็นผลจากการคำนวณของแบบจำลอง GENESIS กับแบบจำลองชลศาสตร์ของอาทิตยา เนื่องด้วยการศึกษาของอาทิตยาเป็นกรณีชายฝั่งที่ Tombolo ยื่นติดกับเขื่อนกันคลื่นแยก ซึ่งแตกต่างกับการประยุกต์ใช้แบบจำลอง GENESIS ที่ไม่สามารถให้ชายฝั่งที่มี Tombolo ยื่นติดได้ ดังนั้นรูปร่างชายฝั่งที่เป็นผลจากการศึกษาของอาทิตยาทั้งหมดที่แสดงในการศึกษานี้ จึงเป็นการเลื่อน (shift) รูปลงมาเพื่อความสะดวกในการเปรียบเทียบ ดังรูป จ-5 ถึง จ-7 พบว่ารูปร่างจากการคำนวณจากแบบจำลอง GENESIS มีความใกล้เคียงและสอดคล้องกับแบบจำลองชลศาสตร์ของอาทิตยาโดยความแตกต่างกันในแต่ละอัตราส่วน K2/K1 จะมีเพียงระยะเว้า (Sag) ของชายฝั่งที่แตกต่างกันเพียงเล็กน้อยเท่านั้น ดังแสดงการเปรียบเทียบในตาราง จ-2 ถึง จ-4 โดยค่า Sag_0 คือ ระยะเว้าที่ได้จากแบบจำลองชลศาสตร์, Sag คือ ระยะเว้าที่ได้จากการคำนวณจากแบบจำลอง GENESIS และ Diff. คือ เปอร์เซนต์ความแตกต่างระหว่างระยะเว้าที่ได้จากแบบจำลองกับระยะเว้าจากการคำนวณ

เมื่อเปรียบเทียบผลของระยะเว้าจากตาราง จ-2 ถึง จ-4 สามารถสรุปอัตราส่วน K2/K1 ที่เหมาะสมในแต่ละกรณีดังตาราง จ-5 พบว่าอัตราส่วน K2/K1 ที่เหมาะสมนั้นมีการผันแปรกับทั้ง 3 ตัวแปร ดังนั้นค่าเฉลี่ยของอัตราส่วน K2/K1 ของทุกกรณีซึ่งมีค่าเท่ากับ 0.65 จึงเป็นตัวแทนอัตรา K2/K1 ที่เหมาะสมได้

จ.3 การปรับแก้ค่า K1, K2 ในกรณีต้นแบบ

การปรับแก้ค่า K1, K2 ในกรณีต้นแบบ (prototype) นี้ใช้ต้นแบบที่เกิดจากการขยายมาตราส่วน 100 เท่าจากแบบจำลอง โดยกรณีที่นำมาปรับแก้ค่า K1, K2 ใช้กรณีเดียวกับการปรับแก้ค่า K1, K2 ในกรณีแบบจำลอง ดังแสดงในตาราง จ-6 ถึง จ-8

ผลที่ได้จากการปรับแก้ค่า K1, K2 ในกรณีต้นแบบ เมื่อเปรียบเทียบระยะเว้าของชายฝั่งดังตาราง จ-6 ถึง จ-8 พบว่าผลการคำนวณจากแบบจำลอง GENESIS ให้ระยะเว้าที่มากกว่าระยะเว้าที่ได้จากแบบจำลองชลศาสตร์ทุกกรณี และมีเปอร์เซ็นต์ความแตกต่างสูง แต่เมื่อทำการตรวจสอบลักษณะของรูปร่างต่างๆ ที่ได้จากแบบจำลองและการคำนวณ พบว่า รูปร่างชายฝั่งของทั้งสองกรณีมีลักษณะคล้ายกัน และต่างกันในบริเวณรอยต่อของในและนอกบริเวณอับคลื่น (shadow area) ซึ่งเป็นบริเวณที่มีการเปลี่ยนแปลงของการกัดเซาะและทับถม โดยผลจากการคำนวณให้ปลายของ Tombolo ยื่นออกมาและส่วนที่ถูกกัดเซาะจะถูกกัดเซาะมากขึ้น ทำให้การพิจารณาระยะเว้ามากขึ้นกว่าในกรณีจากแบบจำลอง ดังนั้นอัตราส่วน K2/K1 ที่เหมาะสมจึงสามารถใช้ผลของการปรับแก้ค่า K2/K1 ในกรณีแบบจำลอง นั่นคืออัตราส่วน K2/K1 ที่เหมาะสมเท่ากับ 0.65

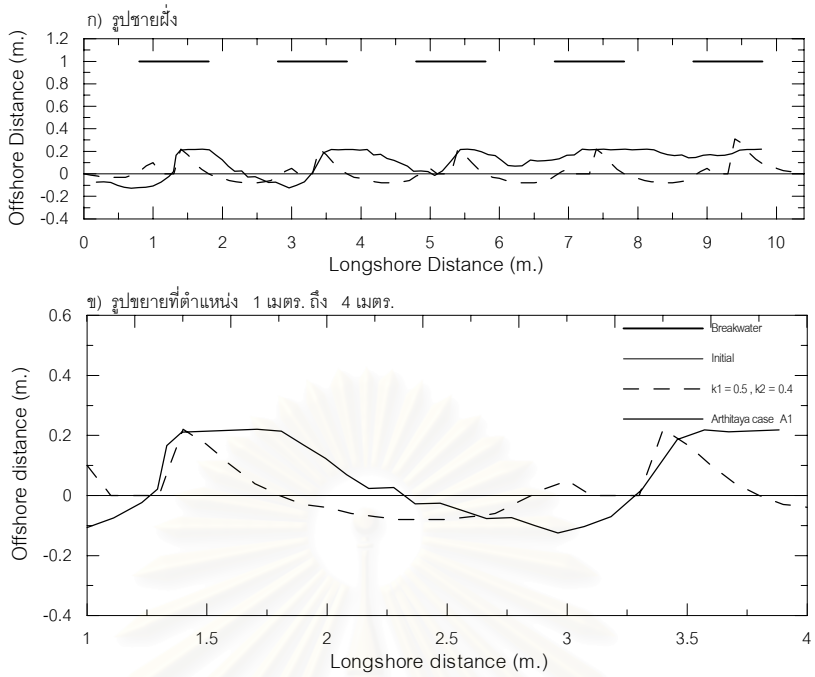
นอกจากนี้ยังมีกรณีผลการคำนวณที่ผิดปกติในกรณีของ PGV-1 และ PGV-2 ที่มีค่า K2 = 0 พบว่า การคำนวณเกิดการกัดเซาะผิดปกติในบริเวณที่เป็นขอบเขตเพียง 1 จุดเท่านั้น ดังรูป จ-9 ซึ่งสันนิษฐานว่า อาจเกิดจากการผิดพลาดของการคำนวณบริเวณขอบเขตของแบบจำลอง GENESIS

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตาราง จ-1 ปรับแก้ค่าพารามิเตอร์ K1 และ K2 กรณีอาทิตยา โดยชายฝั่งตรง (model)

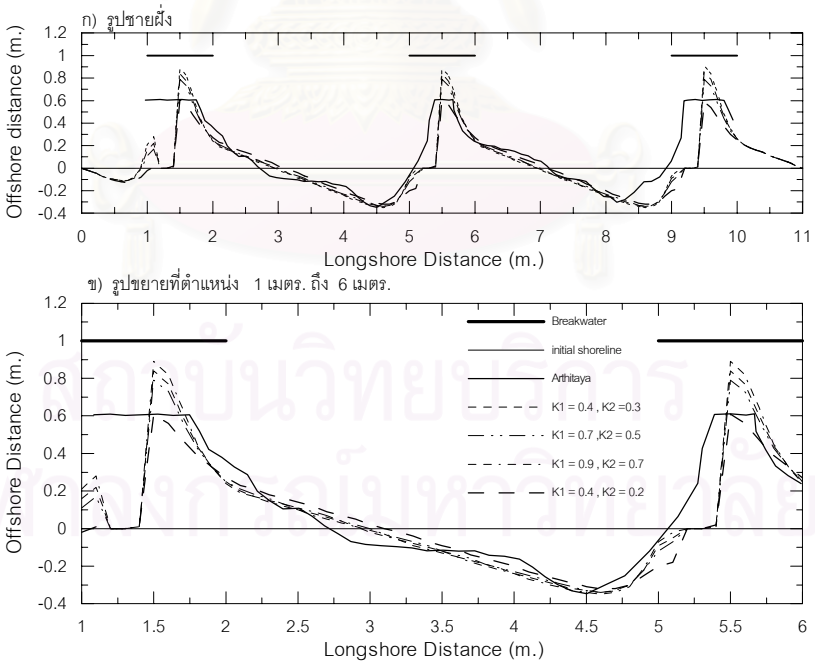
Case	File	Δx m.	Δt nrs	NTS	d_C m.	d_B m.	D_{50} mm.	K1	K2	K2/K1	DBW m.	ℓ:G	θ_0	H_0 m.	T sec	H_0/L_0	Sag_0 m.	Sag m.	Diff. %	Remark
	a75	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.7	0.5	0.71	1	1:1	-15	0.022	1.8	0.004	0.313	0.28	10.54	
AM-1	a43	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.4	0.3	0.75	1	1:1	-15	0.022	1.8	0.004	0.313	0.29	7.35	
เทียบกับ	a97	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.9	0.7	0.78	1	1:1	-15	0.022	1.8	0.004	0.313	0.29	7.35	รูป จ-1
Case A1	a54	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.5	0.4	0.80	1	1:1	-15	0.022	1.8	0.004	0.313	0.30	4.15	
	a11	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.1	0.1	1.00	1	1:1	-15	0.022	1.8	0.004	0.313	0.38	-21.41	
	g42	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.4	0.2	0.50	1	1:3	-25	0.041	1	0.026	0.870	0.93	-6.90	
	g53	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.5	0.3	0.60	1	1:3	-25	0.041	1	0.026	0.870	1.00	-14.94	
AM-2	g75	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.7	0.5	0.71	1	1:3	-25	0.041	1	0.026	0.870	1.13	-29.89	
เทียบกับ	g43	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.4	0.3	0.75	1	1:3	-25	0.041	1	0.026	0.870	1.19	-36.78	รูป จ-2
Case G3	g97	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.9	0.7	0.78	1	1:3	-25	0.041	1	0.026	0.870	1.24	-42.53	
	g54	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.5	0.4	0.80	1	1:3	-25	0.041	1	0.026	0.870	1.28	-47.13	
	g11*	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.1	0.1	1.00	1	1:3	-25	0.041	1	0.026	0.870	-	-	
	j82	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.8	0.2	0.25	1	1:2	-35	0.045	0.85	0.040	0.960	0.88	8.33	
	j83	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.8	0.3	0.38	1	1:2	-35	0.045	0.85	0.040	0.960	0.91	5.21	
	j84	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.8	0.4	0.50	1	1:2	-35	0.045	0.85	0.040	0.960	0.98	-2.08	
AM-3	j75*	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.7	0.5	0.71	1	1:2	-35	0.045	0.85	0.040	0.960	-	-	
เทียบกับ	j43*	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.4	0.3	0.75	1	1:2	-35	0.045	0.85	0.040	0.960	-	-	รูป จ-3
Case J4	j97*	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.9	0.7	0.78	1	1:2	-35	0.045	0.85	0.040	0.960	-	-	
	j54*	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.5	0.4	0.80	1	1:2	-35	0.045	0.85	0.040	0.960	-	-	
	j11*	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.1	0.1	1.00	1	1:2	-35	0.045	0.85	0.040	0.960	-	-	
	l10	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.1	0	0.00	1	1:4	-35	0.053	0.8	0.053	1.300	1.56	-20.00	
	l20	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.1	0	0.00	1	1:4	-35	0.053	0.8	0.053	1.300	1.56	-20.00	
	l01	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	1	0.1	0.10	1	1:4	-35	0.053	0.8	0.053	1.300	1.87	-43.85	
	l81	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.8	0.1	0.13	1	1:4	-35	0.053	0.8	0.053	1.300	1.58	-21.54	
	l82	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.8	0.2	0.25	1	1:4	-35	0.053	0.8	0.053	1.300	1.63	-25.38	
AM-4	l83	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.8	0.3	0.38	1	1:4	-35	0.053	0.8	0.053	1.300	1.68	-29.23	
เทียบกับ	l84*	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.8	0.4	0.50	1	1:4	-35	0.053	0.8	0.053	1.300	-	-	รูป จ-4
Case L5	l75*	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.7	0.5	0.71	1	1:4	-35	0.053	0.8	0.053	1.300	-	-	
	l43*	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.4	0.3	0.75	1	1:4	-35	0.053	0.8	0.053	1.300	-	-	
	l97*	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.9	0.7	0.78	1	1:4	-35	0.053	0.8	0.053	1.300	-	-	
	l54*	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.5	0.4	0.80	1	1:4	-35	0.053	0.8	0.053	1.300	-	-	
	l11*	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.1	0.1	1.00	1	1:4	-35	0.053	0.8	0.053	1.300	-	-	

* มี Tombolo ยื่นไปติดเขื่อนกันคลื่นก่อนการจำลองเสร็จสมบูรณ์



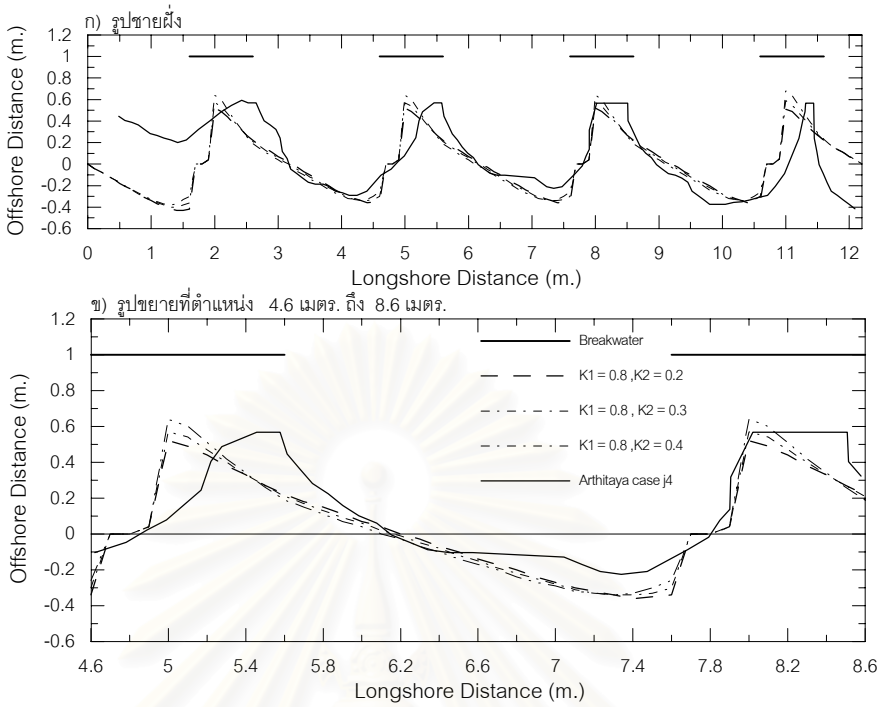
รูป จ-1 ปรับเทียบค่าพารามิเตอร์ K1 และK2 กรณีอาทิตยา A1

H_0 = 0.022 m., T = 1.8 sec., θ_0 = -15°, ℓ:G = 1:1



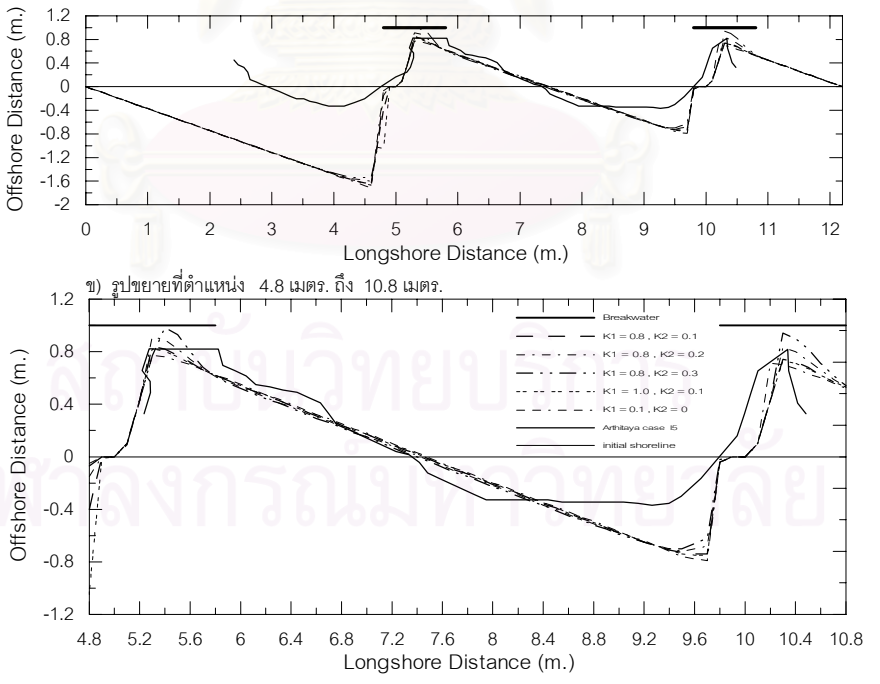
รูป จ-2 ปรับเทียบค่าพารามิเตอร์ K1 และK2 กรณีอาทิตยา G1

H_0 = 0.041 m., T = 1.0 sec., θ_0 = -25°, ℓ:G = 1:3



รูป จ-3 ปรับเทียบค่าพารามิเตอร์ K1 และK2 กรณีอาทิตยา J4

H_0 = 0.045 m., T = 1.0 sec., θ_0 = -35°, ℓ:G = 1:2



รูป จ-4 ปรับเทียบค่าพารามิเตอร์ K1 และK2 กรณีอาทิตยา L5

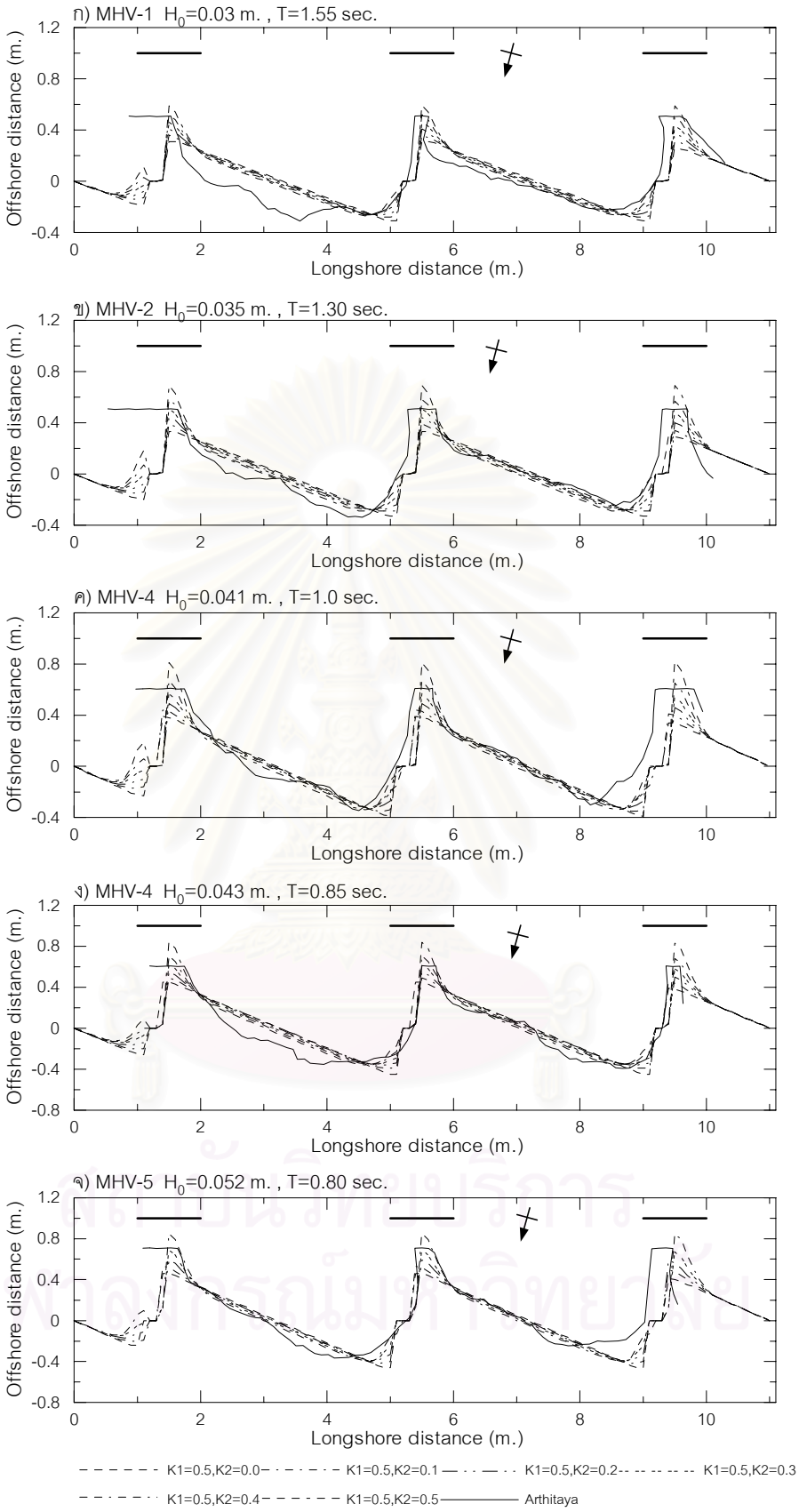
H_0 = 0.053 m., T = 0.8 sec., θ_0 = -35°, ℓ:G = 1:4

ตาราง จ-2 การปรับแก้ค่า K1K2 กรณีแบบจำลอง ที่เป็นผลจากความสูงคลื่น

Case	File	Δx m.	Δt hrs	NTS	d_C m.	d_B m.	D_{50} mm.	K1	K2	K2/K1	DBW m.	ℓ:G	θ_0	H_0 m.	T sec	H_0/L_0	Sag_0 m.	Sag m.	Diff. %	Remark
MHV-1 เทียบกับ Case G1	g1u	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.5	0	0	1	1:3	-25	0.03	1.55	0.008	0.716	0.62	13.41	
	g1v	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.5	0.1	0.2	1	1:3	-25	0.03	1.55	0.008	0.716	0.64	10.61	K2/K1 =
	g1w	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.5	0.2	0.4	1	1:3	-25	0.03	1.55	0.008	0.716	0.67	6.42	0.58
	g1x	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.5	0.3	0.6	1	1:3	-25	0.03	1.55	0.008	0.716	0.72	-0.56	
	g1y	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.5	0.4	0.8	1	1:3	-25	0.03	1.55	0.008	0.716	0.78	-8.94	
	g1z	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.5	0.5	1	1	1:3	-25	0.03	1.55	0.008	0.716	0.86	-20.11	
MHV-2 เทียบกับ Case G2	g2u	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.5	0	0	1	1:3	-25	0.035	1.3	0.013	0.716	0.66	7.82	K2/K1 =
	g2v	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.5	0.1	0.2	1	1:3	-25	0.035	1.3	0.013	0.716	0.68	5.03	0.38
	g2w	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.5	0.2	0.4	1	1:3	-25	0.035	1.3	0.013	0.716	0.72	-0.56	
	g2x	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.5	0.3	0.6	1	1:3	-25	0.035	1.3	0.013	0.716	0.79	-10.34	
	g2y	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.5	0.4	0.8	1	1:3	-25	0.035	1.3	0.013	0.716	0.86	-20.11	
	g2z	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.5	0.5	1	1	1:3	-25	0.035	1.3	0.013	0.716	0.98	-36.87	
MHV-3 เทียบกับ Case G3	g3u	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.5	0	0	1	1:3	-25	0.041	1	0.026	0.870	0.78	10.34	
	g3v	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.5	0.1	0.2	1	1:3	-25	0.041	1	0.026	0.870	0.79	9.20	K2/K1 =
	g3w	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.5	0.2	0.4	1	1:3	-25	0.041	1	0.026	0.870	0.82	5.75	0.53
	g3x	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.5	0.3	0.6	1	1:3	-25	0.041	1	0.026	0.870	0.90	-3.45	
	g3y	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.5	0.4	0.8	1	1:3	-25	0.041	1	0.026	0.870	0.99	-13.79	
	g3z	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.5	0.5	1	1	1:3	-25	0.041	1	0.026	0.870	1.15	-32.18	
MHV-4 เทียบกับ Case G4	g4u	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.5	0	0	1	1:3	-25	0.043	0.85	0.038	1.029	0.90	12.54	
	g4v	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.5	0.1	0.2	1	1:3	-25	0.043	0.85	0.038	1.029	0.88	14.48	
	g4w	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.5	0.2	0.4	1	1:3	-25	0.043	0.85	0.038	1.029	0.91	11.56	K2/K1 =
	g4x	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.5	0.3	0.6	1	1:3	-25	0.043	0.85	0.038	1.029	0.97	5.73	0.73
	g4y	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.5	0.4	0.8	1	1:3	-25	0.043	0.85	0.038	1.029	1.06	-3.01	
	g4z	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.5	0.5	1	1	1:3	-25	0.043	0.85	0.038	1.029	1.20	-16.62	
MHV-5 เทียบกับ Case G5	g5u	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.5	0	0	1	1:3	-25	0.052	0.8	0.052	1.111	0.92	17.19	
	g5v	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.5	0.1	0.2	1	1:3	-25	0.052	0.8	0.052	1.111	0.95	14.49	
	g5w	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.5	0.2	0.4	1	1:3	-25	0.052	0.8	0.052	1.111	0.98	11.79	K2/K1 =
	g5x	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.5	0.3	0.6	1	1:3	-25	0.052	0.8	0.052	1.111	1.08	2.79	0.64
	g5y	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.5	0.4	0.8	1	1:3	-25	0.052	0.8	0.052	1.111	1.25	-12.51	
	g5z*	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.5	0.5	1	1	1:3	-25	0.052	0.8	0.052	1.111	-	-	

* มี Tombolo ยื่นไปติดเขื่อนกันคลื่นก่อนการจำลองเสร็จสมบูรณ์

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูป จ-5 การปรับแก้ค่า K1 และ K2 กรณีแบบจำลองที่เป็นผลจากความสูงคลื่น

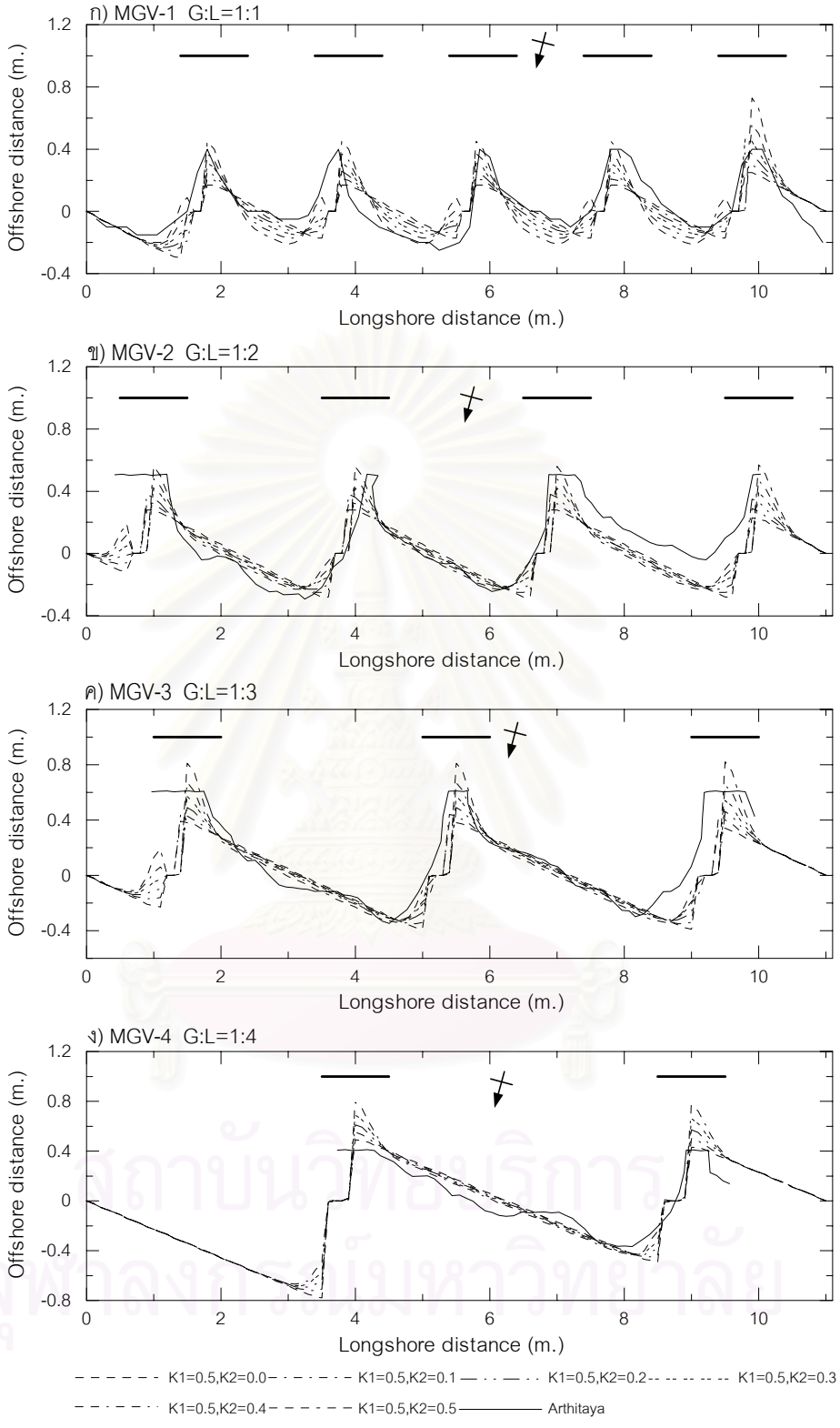
กรณี θ_0 = -25°, ℓ:G = 1:3

ตาราง จ-3 การปรับแก้ค่า K1K2 กรณีแบบจำลอง ที่เป็นผลจากอัตราส่วน G:L

Case	File	Δx m.	Δt hrs	NTS	d_C m.	d_B m.	D_{50} mm.	K1	K2	K2/K1	DBW m.	ℓ:G	θ_0	H_0 m.	T sec	H_0/L_0	Sag_0 m.	Sag m.	Diff. %	Remark
MGV-1 เทียบกับ Case E3	e3u	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.5	0	0	1	1:1	-25	0.041	1	0.026	0.616	0.34	44.81	
	e3v	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.5	0.1	0.2	1	1:1	-25	0.041	1	0.026	0.616	0.35	43.18	
	e3w	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.5	0.2	0.4	1	1:1	-25	0.041	1	0.026	0.616	0.40	35.06	
	e3x	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.5	0.3	0.6	1	1:1	-25	0.041	1	0.026	0.616	0.46	25.32	K2/K1 =
	e3y	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.5	0.4	0.8	1	1:1	-25	0.041	1	0.026	0.616	0.54	12.34	0.93
	e3z	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.5	0.5	1	1	1:1	-25	0.041	1	0.026	0.616	0.66	-7.14	
MGV-2 เทียบกับ Case F3	f3u	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.5	0	0	1	1:2	-25	0.037	1	0.024	0.795	0.56	29.56	
	f3v	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.5	0.1	0.2	1	1:2	-25	0.037	1	0.024	0.795	0.58	27.04	
	f3w	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.5	0.2	0.4	1	1:2	-25	0.037	1	0.024	0.795	0.61	23.27	
	f3x	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.5	0.3	0.6	1	1:2	-25	0.037	1	0.024	0.795	0.63	20.75	
	f3y	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.5	0.4	0.8	1	1:2	-25	0.037	1	0.024	0.795	0.70	11.95	K2/K1 =
	f3z	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.5	0.5	1	1	1:2	-25	0.037	1	0.024	0.795	0.79	0.63	1.01
	f3t	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.5	0.6	1.2	1	1:2	-25	0.037	1	0.024	0.795	0.95	-19.50	
MGV-3 เทียบกับ Case G3	g3u	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.5	0	0	1	1:3	-25	0.041	1	0.026	0.870	0.78	10.34	
	g3v	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.5	0.1	0.2	1	1:3	-25	0.041	1	0.026	0.870	0.79	9.20	K2/K1 =
	g3w	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.5	0.2	0.4	1	1:3	-25	0.041	1	0.026	0.870	0.82	5.75	0.53
	g3x	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.5	0.3	0.6	1	1:3	-25	0.041	1	0.026	0.870	0.90	-3.45	
	g3y	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.5	0.4	0.8	1	1:3	-25	0.041	1	0.026	0.870	0.99	-13.79	
	g3z	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.5	0.5	1	1	1:3	-25	0.041	1	0.026	0.870	1.15	-32.18	
MGV-4 เทียบกับ Case H3	h3u	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.5	0	0	1	1:4	-25	0.041	1	0.026	1.020	0.97	4.90	
	h3v	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.5	0.1	0.2	1	1:4	-25	0.041	1	0.026	1.020	0.98	3.92	K2/K1 =
	h3w	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.5	0.2	0.4	1	1:4	-25	0.041	1	0.026	1.020	1.02	0.00	0.40
	h3x	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.5	0.3	0.6	1	1:4	-25	0.041	1	0.026	1.020	1.09	-6.86	
	h3y	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.5	0.4	0.8	1	1:4	-25	0.041	1	0.026	1.020	1.20	-17.65	
	h3z*	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.5	0.5	1	1	1:4	-25	0.041	1	0.026	1.020	-	-	

* มี Tombolo ยื่นไปติดเขื่อนกันคลื่นก่อนการจำลองเสร็จสมบูรณ์

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



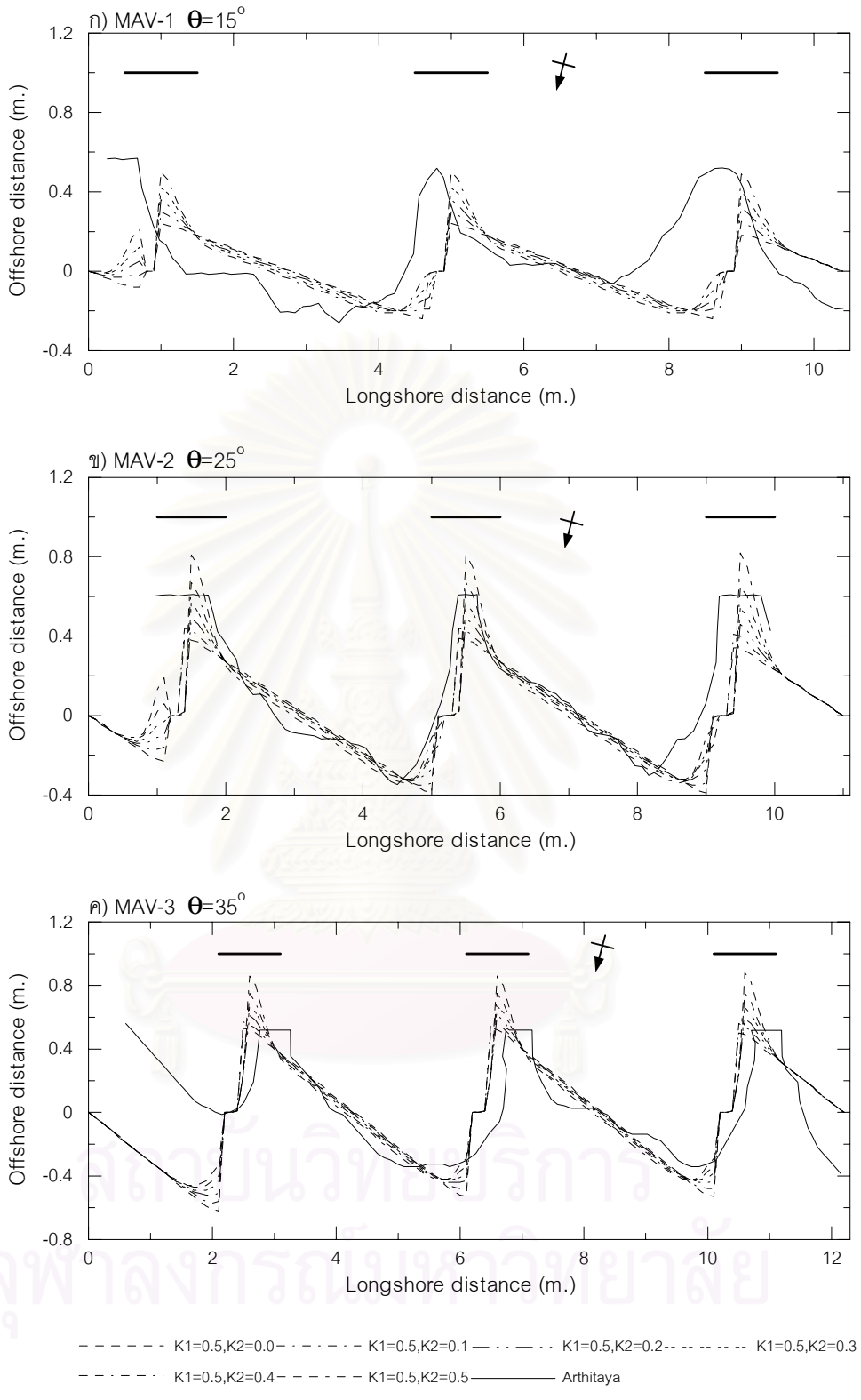
รูป จ-6 การปรับแก้ค่า K1 และK2 กรณีแบบจำลองที่เป็นผลจากอัตราส่วน ℓ:G

กรณี θ_0 = 25°, H_0 = 0.041 m., T = 1 sec., H_0/L_0 = 0.026

ตาราง จ-4 การปรับแก้ค่า K1K2 กรณีแบบจำลอง ที่เป็นผลจากมุมของคลื่น

Case	File	Δx m.	Δt hrs	NTS	d_C m.	d_B m.	D_{50} mm.	K1	K2	K2/K1	DBW m.	ℓ:G	θ_0	H_0 m.	T sec	H_0/L_0	Sag_0 m.	Sag m.	Diff. %	Remark
MAV-1 เทียบกับ Case C3	c3u	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.5	0	0	1	1:3	-15	0.041	1	0.026	0.728	0.48	34.07	
	c3v	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.5	0.1	0.2	1	1:3	-15	0.041	1	0.026	0.728	0.5	31.32	
	c3w	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.5	0.2	0.4	1	1:3	-15	0.041	1	0.026	0.728	0.56	23.08	
	c3x	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.5	0.3	0.6	1	1:3	-15	0.041	1	0.026	0.728	0.62	14.84	K2/K1 =
	c3y	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.5	0.4	0.8	1	1:3	-15	0.041	1	0.026	0.728	0.71	2.47	0.83
	c3z	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.5	0.5	1	1	1:3	-15	0.041	1	0.026	0.728	0.84	-15.38	
MAV-2 เทียบกับ Case G3	g3u	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.5	0	0	1	1:3	-25	0.041	1	0.026	0.87	0.78	10.34	
	g3v	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.5	0.1	0.2	1	1:3	-25	0.041	1	0.026	0.87	0.79	9.20	K2/K1 =
	g3w	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.5	0.2	0.4	1	1:3	-25	0.041	1	0.026	0.87	0.82	5.75	0.53
	g3x	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.5	0.3	0.6	1	1:3	-25	0.041	1	0.026	0.87	0.90	-3.45	
	g3y	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.5	0.4	0.8	1	1:3	-25	0.041	1	0.026	0.87	0.99	-13.79	
	g3z	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.5	0.5	1	1	1:3	-25	0.041	1	0.026	0.87	1.15	-32.18	
MAV-3 เทียบกับ Case K3	k3u	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.5	0	0	1	1:3	-35	0.037	1	0.024	0.96	1.05	-9.38	
	k3v	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.5	0.1	0.2	1	1:3	-35	0.037	1	0.024	0.96	1.04	-8.33	
	k3w	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.5	0.2	0.4	1	1:3	-35	0.037	1	0.024	0.96	1.05	-9.38	
	k3x	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.5	0.3	0.6	1	1:3	-35	0.037	1	0.024	0.96	1.1	-14.58	
	k3y	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.5	0.4	0.8	1	1:3	-35	0.037	1	0.024	0.96	1.17	-21.88	
	k3z	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.5	0.5	1	1	1:3	-35	0.037	1	0.024	0.96	1.28	-33.33	

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูป จ-7 การปรับแก้ค่า K1 และK2 กรณีแบบจำลองที่เป็นผลจากมุมที่คลื่นเข้ากระทำ θ_0

กรณี H_0=0.041 m., T=1 sec., H_0/L_0=0.026, ℓ:G=1:3

ตาราง จ-5 สรุปอัตราส่วน K2/K1 ที่เหมาะสม

Case	K2/K1	G/ℓ	θ_0	H_0 m.	T sec	H_0/L_0	Sag_0 m.	ค่าเฉลี่ย ของ K2/K1
MHV-1	0.58	3	-25	0.03	1.55	0.008	0.716	
MHV-2	0.38	3	-25	0.035	1.3	0.013	0.716	
MHV-3	0.53	3	-25	0.041	1	0.026	0.870	0.57
MHV-4	0.73	3	-25	0.043	0.85	0.038	1.029	
MHV-5	0.64	3	-25	0.052	0.8	0.052	1.111	
MGV-1	0.93	1	-25	0.041	1	0.026	0.616	
MGV-2	1.01	2	-25	0.037	1	0.024	0.795	0.72
MGV-3	0.53	3	-25	0.041	1	0.026	0.870	
MGV-4	0.40	4	-25	0.041	1	0.026	1.020	
MAV-1	0.83	3	-15	0.041	1	0.026	0.728	
MAV-2	0.53	3	-25	0.041	1	0.026	0.870	0.68
MAV-3	0.20	3	-35	0.037	1	0.024	0.96	
ค่าเฉลี่ยรวม								0.65

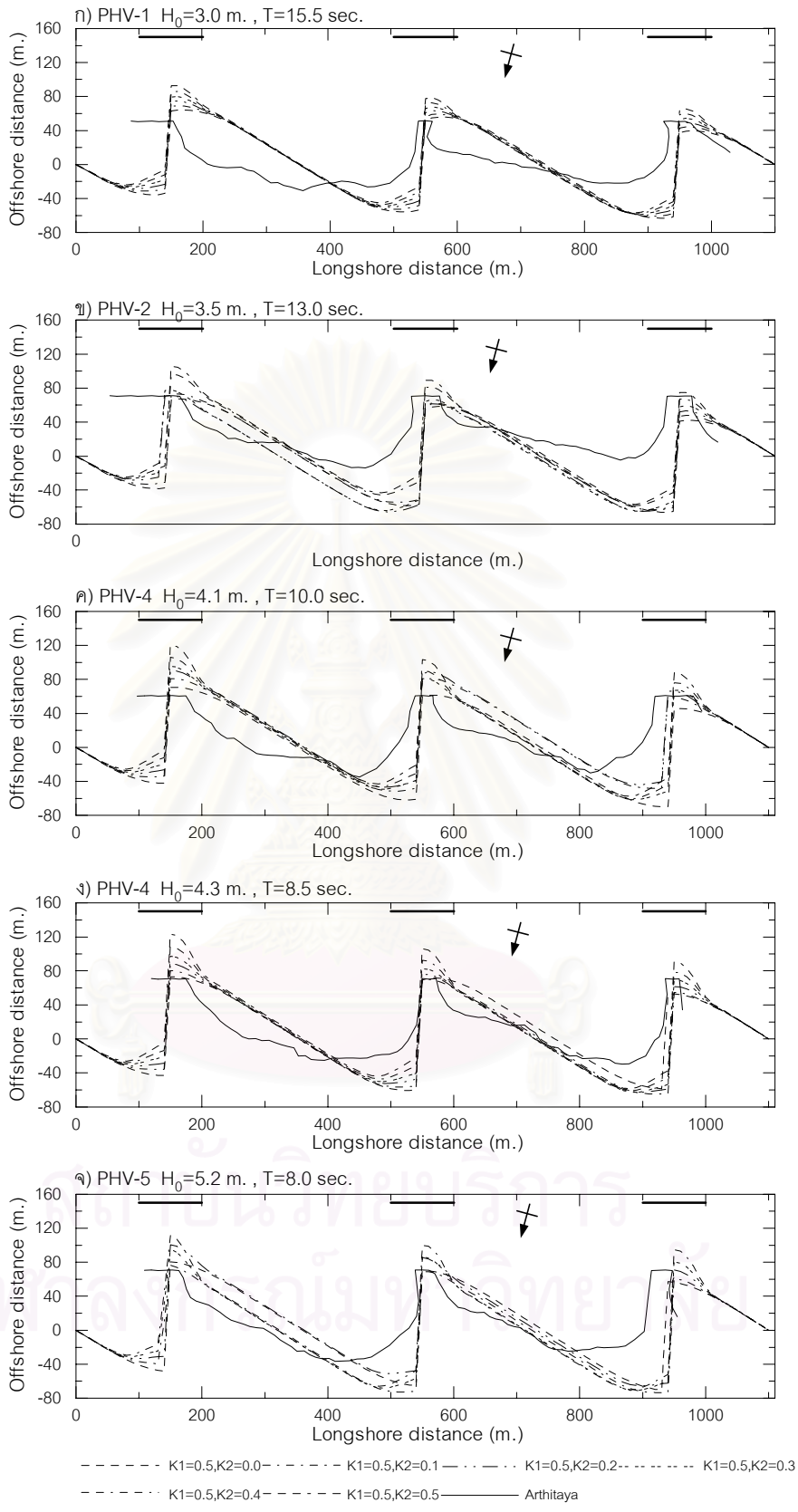
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตาราง จ-6 การปรับแก้ค่า K1K2 กรณีต้นแบบ ที่เป็นผลจากความสูงคลื่น

Case	File	Δx m.	Δt hrs	NTS	d_C m.	d_B m.	D_{50} mm.	K1	K2	K2/K1	DBW m.	ℓ:G	θ_0	H_0 m.	T sec	H_0/L_0	Sag_0 m.	Sag m.	Diff. %	Remark
PHV-1 เทียบกับ Case G1	g1u	10	0.5	52560	6.88	3.44	25	0.5	0	0	150	1:3	-25	3	15.5	0.008	71.60	119.18	-66.45	
	g1v	10	0.5	52560	6.88	3.44	25	0.5	0.1	0.2	150	1:3	-25	3	15.5	0.008	71.60	120.06	-67.68	
	g1w	10	0.5	52560	6.88	3.44	25	0.5	0.2	0.4	150	1:3	-25	3	15.5	0.008	71.60	122.81	-71.52	
	g1x	10	0.5	52560	6.88	3.44	25	0.5	0.3	0.6	150	1:3	-25	3	15.5	0.008	71.60	126.38	-76.51	
	g1y	10	0.5	52560	6.88	3.44	25	0.5	0.4	0.8	150	1:3	-25	3	15.5	0.008	71.60	130.86	-82.77	
	g1z	10	0.5	52560	6.88	3.44	25	0.5	0.5	1	150	1:3	-25	3	15.5	0.008	71.60	135.63	-89.43	
PHV-2 เทียบกับ Case G2	g2u	10	0.5	52560	8.01	4.00	25	0.5	0	0	150	1:3	-25	3.5	13	0.013	71.60	124.59	-74.01	
	g2v	10	0.5	52560	8.01	4.00	25	0.5	0.1	0.2	150	1:3	-25	3.5	13	0.013	71.60	125.39	-75.13	
	g2w	10	0.5	52560	8.01	4.00	25	0.5	0.2	0.4	150	1:3	-25	3.5	13	0.013	71.60	126.72	-76.98	
	g2x	10	0.5	52560	8.01	4.00	25	0.5	0.3	0.6	150	1:3	-25	3.5	13	0.013	71.60	131.52	-83.69	
	g2y	10	0.5	52560	8.01	4.00	25	0.5	0.4	0.8	150	1:3	-25	3.5	13	0.013	71.60	139.55	-94.90	
	g2z	10	0.5	52560	8.01	4.00	25	0.5	0.5	1	150	1:3	-25	3.5	13	0.013	71.60	146.18	-104.16	
PHV-3 เทียบกับ Case G3	g3u	10	0.5	52560	9.33	4.67	25	0.5	0	0	150	1:3	-25	4.1	10	0.026	87.00	131.38	-51.01	
	g3v	10	0.5	52560	9.33	4.67	25	0.5	0.1	0.2	150	1:3	-25	4.1	10	0.026	87.00	128.61	-47.83	
	g3w	10	0.5	52560	9.33	4.67	25	0.5	0.2	0.4	150	1:3	-25	4.1	10	0.026	87.00	132.72	-52.55	
	g3x	10	0.5	52560	9.33	4.67	25	0.5	0.3	0.6	150	1:3	-25	4.1	10	0.026	87.00	142.48	-63.77	
	g3y	10	0.5	52560	9.33	4.67	25	0.5	0.4	0.8	150	1:3	-25	4.1	10	0.026	87.00	150.42	-72.90	
	g3z	10	0.5	52560	9.33	4.67	25	0.5	0.5	1	150	1:3	-25	4.1	10	0.026	87.00	160.79	-84.82	
PHV-4 เทียบกับ Case G4	g4u	10	0.5	52560	9.74	4.87	25	0.5	0	0	150	1:3	-25	4.3	8.5	0.038	102.90	131.45	-27.75	
	g4v	10	0.5	52560	9.74	4.87	25	0.5	0.1	0.2	150	1:3	-25	4.3	8.5	0.038	102.90	134.77	-30.97	
	g4w	10	0.5	52560	9.74	4.87	25	0.5	0.2	0.4	150	1:3	-25	4.3	8.5	0.038	102.90	138.51	-34.61	
	g4x	10	0.5	52560	9.74	4.87	25	0.5	0.3	0.6	150	1:3	-25	4.3	8.5	0.038	102.90	145.38	-41.28	
	g4y	10	0.5	52560	9.74	4.87	25	0.5	0.4	0.8	150	1:3	-25	4.3	8.5	0.038	102.90	153.52	-49.19	
	g4z	10	0.5	52560	9.74	4.87	25	0.5	0.5	1	150	1:3	-25	4.3	8.5	0.038	102.90	164.53	-59.89	
PHV-5 เทียบกับ Case G5	g5u	10	0.5	52560	11.72	5.86	25	0.5	0	0	150	1:3	-25	5.2	8	0.052	111.10	140.65	-26.60	
	g5v	10	0.5	52560	11.72	5.86	25	0.5	0.1	0.2	150	1:3	-25	5.2	8	0.052	111.10	142.38	-28.15	
	g5w	10	0.5	52560	11.72	5.86	25	0.5	0.2	0.4	150	1:3	-25	5.2	8	0.052	111.10	150.68	-35.63	
	g5x	10	0.5	52560	11.72	5.86	25	0.5	0.3	0.6	150	1:3	-25	5.2	8	0.052	111.10	156.73	-41.07	
	g5y	10	0.5	52560	11.72	5.86	25	0.5	0.4	0.8	150	1:3	-25	5.2	8	0.052	111.10	169.84	-52.87	
	g5z*	10	0.5	52560	11.72	5.86	25	0.5	0.5	1	150	1:3	-25	5.2	8	0.052	111.10	-	-	

* มี Tombolo ยื่นไปติดเขื่อนกันคลื่นก่อนการจำลองเสร็จสมบูรณ์

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูป จ-8 การปรับแก้ค่า K1 และ K2 กรณีต้นแบบที่เป็นผลจากความสูงคลื่น

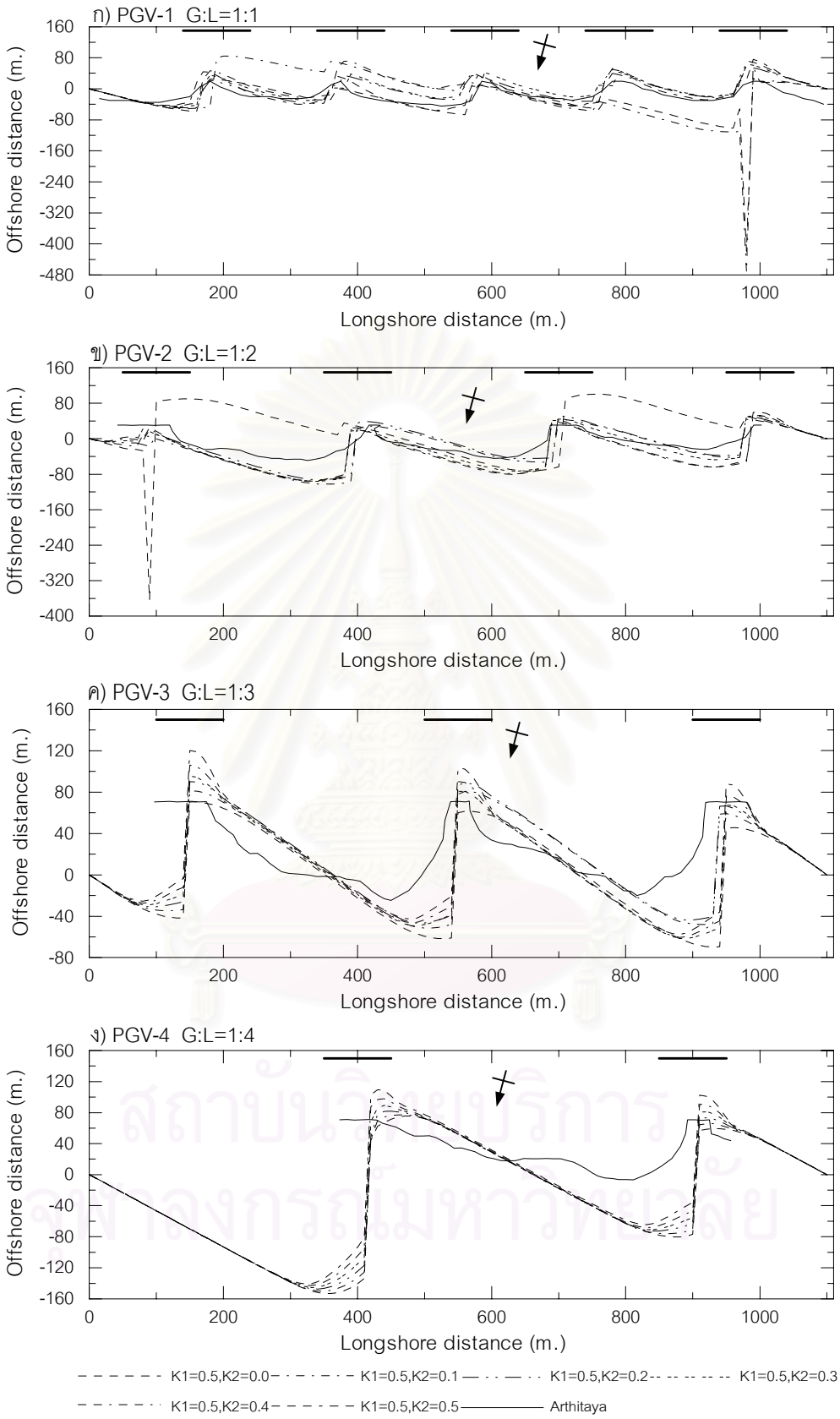
กรณี θ_0 = 25°, ℓ:G = 1:3

ตาราง จ-7 การปรับแก้ค่า K1K2 กรณีต้นแบบ ที่เป็นผลจากอัตราส่วน G:L

Case	File	Δx m.	Δt hrs	NTS	d_C m.	d_B m.	D_{50} mm.	K1	K2	K2/K1	DBW m.	ℓ:G	θ_0	H_0 m.	T sec	H_0/L_0	Sag_0 m.	Sag m.	Diff. %	Remark
PGV-1 เทียบกับ Case E3	e3u**	10	0.5	52560	9.33	4.67	25	0.5	0	0	150	1:1	-25	4.1	10	0.026	61.60	-	-	
	e3v**	10	0.5	52560	9.33	4.67	25	0.5	0.1	0.2	150	1:1	-25	4.1	10	0.026	61.60	-	-	
	e3w	10	0.5	52560	9.33	4.67	25	0.5	0.2	0.4	150	1:1	-25	4.1	10	0.026	61.60	61.10	0.81	
	e3x	10	0.5	52560	9.33	4.67	25	0.5	0.3	0.6	150	1:1	-25	4.1	10	0.026	61.60	63.44	-2.99	
	e3y	10	0.5	52560	9.33	4.67	25	0.5	0.4	0.8	150	1:1	-25	4.1	10	0.026	61.60	85.59	-38.94	
	e3z	10	0.5	52560	9.33	4.67	25	0.5	0.5	1	150	1:1	-25	4.1	10	0.026	61.60	84.27	-36.80	
PGV-2 เทียบกับ Case F3	f3u**	10	0.5	52560	8.43	4.22	25	0.5	0	0	150	1:2	-25	3.7	10	0.024	79.50	-	-	
	f3v	10	0.5	52560	8.43	4.22	25	0.5	0.1	0.2	150	1:2	-25	3.7	10	0.024	79.50	96.89	-21.87	
	f3w	10	0.5	52560	8.43	4.22	25	0.5	0.2	0.4	150	1:2	-25	3.7	10	0.024	79.50	95.62	-20.28	
	f3x	10	0.5	52560	8.43	4.22	25	0.5	0.3	0.6	150	1:2	-25	3.7	10	0.024	79.50	98.86	-24.35	
	f3y	10	0.5	52560	8.43	4.22	25	0.5	0.4	0.8	150	1:2	-25	3.7	10	0.024	79.50	115.93	-45.82	
	f3z	10	0.5	52560	8.43	4.22	25	0.5	0.5	1	150	1:2	-25	3.7	10	0.024	79.50	121.24	-52.50	
PGV-3 เทียบกับ Case G3	g3u	10	0.5	52560	9.33	4.67	25	0.5	0	0	150	1:3	-25	4.1	10	0.026	87.00	131.38	-51.01	
	g3v	10	0.5	52560	9.33	4.67	25	0.5	0.1	0.2	150	1:3	-25	4.1	10	0.026	87.00	128.61	-47.83	
	g3w	10	0.5	52560	9.33	4.67	25	0.5	0.2	0.4	150	1:3	-25	4.1	10	0.026	87.00	132.72	-52.55	
	g3x	10	0.5	52560	9.33	4.67	25	0.5	0.3	0.6	150	1:3	-25	4.1	10	0.026	87.00	142.48	-63.77	
	g3y	10	0.5	52560	9.33	4.67	25	0.5	0.4	0.8	150	1:3	-25	4.1	10	0.026	87.00	150.42	-72.90	
	g3z	10	0.5	52560	9.33	4.67	25	0.5	0.5	1	150	1:3	-25	4.1	10	0.026	87.00	160.79	-84.82	
PGV-4 เทียบกับ Case H3	h3u	10	0.5	52560	9.33	4.67	25	0.5	0	0	150	1:4	-25	4.1	10	0.026	102.00	209.48	-105.37	
	h3v	10	0.5	52560	9.33	4.67	25	0.5	0.1	0.2	150	1:4	-25	4.1	10	0.026	102.00	202.89	-98.91	
	h3w	10	0.5	52560	9.33	4.67	25	0.5	0.2	0.4	150	1:4	-25	4.1	10	0.026	102.00	198.76	-94.86	
	h3x	10	0.5	52560	9.33	4.67	25	0.5	0.3	0.6	150	1:4	-25	4.1	10	0.026	102.00	195.60	-91.76	
	h3y	10	0.5	52560	9.33	4.67	25	0.5	0.4	0.8	150	1:4	-25	4.1	10	0.026	102.00	192.89	-89.11	
	h3z	10	0.5	52560	9.33	4.67	25	0.5	0.5	1	150	1:4	-25	4.1	10	0.026	102.00	191.35	-87.60	

** มีรูปร่างไม่ถูกต้องบริเวณขอบเขต

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูป จ-9 การปรับแก้ค่า K1 และ K2 กรณีต้นแบบที่เป็นผลจากอัตราส่วน ℓ:G

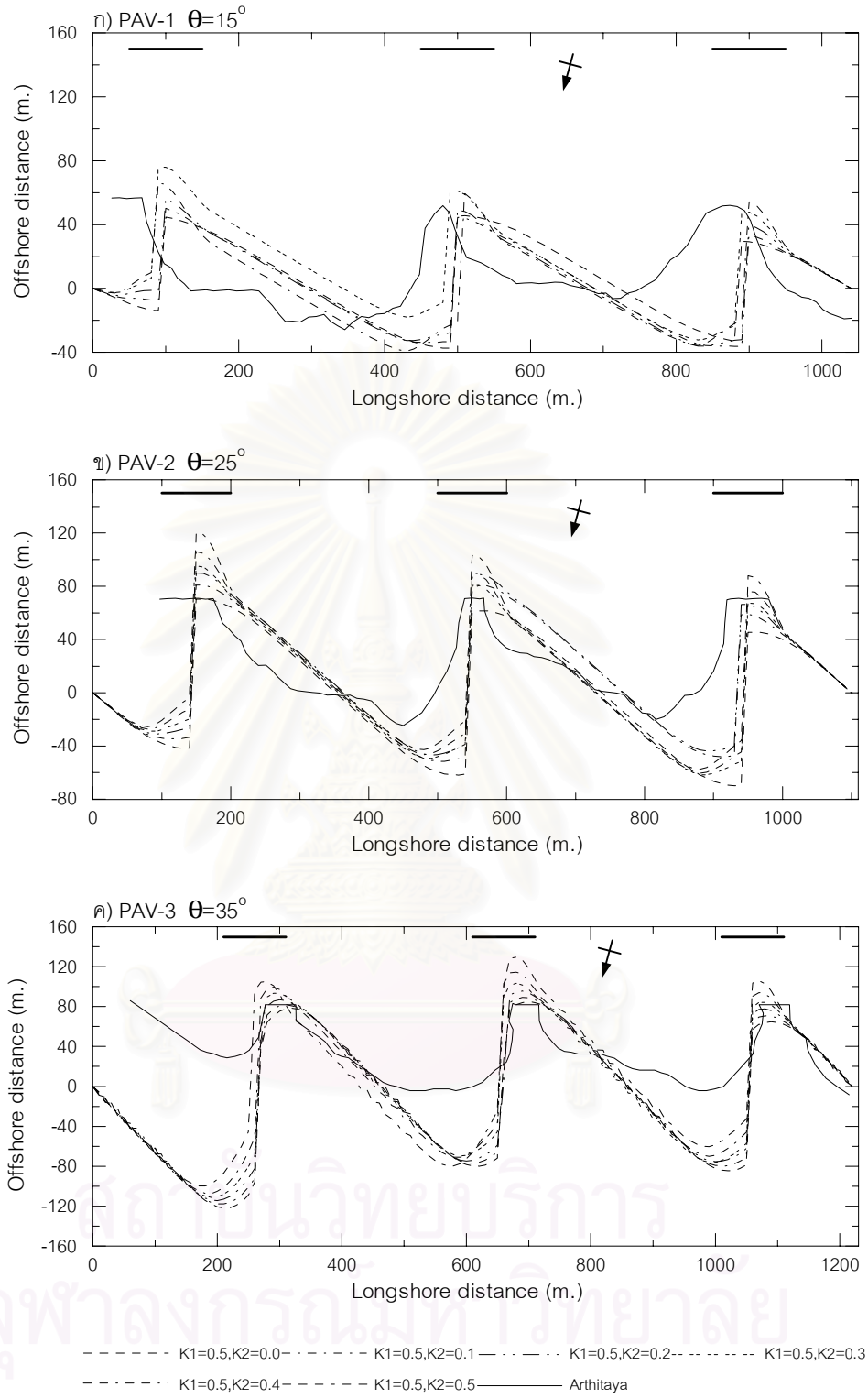
กรณี θ_0 = 25°, H_0 = 4.1 m., T = 10 sec., H_0/L_0 = 0.026

ตาราง จ-8 การปรับแก้ค่า K1K2 กรณีต้นแบบ ที่เป็นผลจากมุมของคลื่น

Case	File	Δx m.	Δt hrs	NTS	d_C m.	d_B m.	D_{50} mm.	K1	K2	K2/K1	DBW m.	ℓ:G	θ_0	H_0 m.	T sec	H_0/L_0	Sag_0 m.	Sag m.	Diff. %	Remark
PAV-1 เทียบกับ Case C3	c3u	10	0.5	52560	9.33	4.67	25	0.5	0	0	150	1:3	-15	4.1	10	0.026	72.80	83.07	-14.11	
	c3v	10	0.5	52560	9.33	4.67	25	0.5	0.1	0.2	150	1:3	-15	4.1	10	0.026	72.80	80.91	-11.14	
	c3w	10	0.5	52560	9.33	4.67	25	0.5	0.2	0.4	150	1:3	-15	4.1	10	0.026	72.80	85.60	-17.58	
	c3x	10	0.5	52560	9.33	4.67	25	0.5	0.3	0.6	150	1:3	-15	4.1	10	0.026	72.80	93.33	-28.20	
	c3y	10	0.5	52560	9.33	4.67	25	0.5	0.4	0.8	150	1:3	-15	4.1	10	0.026	72.80	95.06	-30.58	
	c3z*	10	0.5	52560	9.33	4.67	25	0.5	0.5	1	150	1:3	-15	4.1	10	0.026	72.80	-	-	
PAV-2 เทียบกับ Case G3	g3u	10	0.5	52560	9.33	4.67	25	0.5	0	0	150	1:3	-25	4.1	10	0.026	87.00	131.38	-51.01	
	g3v	10	0.5	52560	9.33	4.67	25	0.5	0.1	0.2	150	1:3	-25	4.1	10	0.026	87.00	128.61	-47.83	
	g3w	10	0.5	52560	9.33	4.67	25	0.5	0.2	0.4	150	1:3	-25	4.1	10	0.026	87.00	132.72	-52.55	
	g3x	10	0.5	52560	9.33	4.67	25	0.5	0.3	0.6	150	1:3	-25	4.1	10	0.026	87.00	142.48	-63.77	
	g3y	10	0.5	52560	9.33	4.67	25	0.5	0.4	0.8	150	1:3	-25	4.1	10	0.026	87.00	150.42	-72.90	
	g3z	10	0.5	52560	9.33	4.67	25	0.5	0.5	1	150	1:3	-25	4.1	10	0.026	87.00	160.79	-84.82	
PAV-3 เทียบกับ Case K3	k3u	10	0.5	52560	8.43	4.22	25	0.5	0	0	150	1:3	-35	3.7	10	0.024	96.00	169.20	-76.25	
	k3v	10	0.5	52560	8.43	4.22	25	0.5	0.1	0.2	150	1:3	-35	3.7	10	0.024	96.00	168.91	-75.95	
	k3w	10	0.5	52560	8.43	4.22	25	0.5	0.2	0.4	150	1:3	-35	3.7	10	0.024	96.00	170.98	-78.10	
	k3x	10	0.5	52560	8.43	4.22	25	0.5	0.3	0.6	150	1:3	-35	3.7	10	0.024	96.00	172.90	-80.10	
	k3y	10	0.5	52560	8.43	4.22	25	0.5	0.4	0.8	150	1:3	-35	3.7	10	0.024	96.00	184.66	-92.35	
	k3z	10	0.5	52560	8.43	4.22	25	0.5	0.5	1	150	1:3	-35	3.7	10	0.024	96.00	190.01	-97.93	

* มี Tombolo ยื่นไปติดเขื่อนกันคลื่นก่อนการจำลองเสร็จสมบูรณ์

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูป จ-10 การปรับแก้ค่า K1 และK2 กรณีต้นแบบที่เป็นผลจากมุมที่คลื่นเข้ากระทำ θ_0

กรณี H_0=0.041 m., T=1 sec., H_0/L_0=0.026, ℓ:G=1:3

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ภาคผนวก ฉ

กรณีการศึกษาและผลการประยุกต์ใช้แบบจำลอง GENESIS

ในภาคผนวก ฉ นี้ ได้นำเสนอกรณีการศึกษาและผลการเปรียบเทียบรูปร่างชายฝั่งที่เกิดจากการคำนวณของแบบจำลอง GENESIS กับแบบจำลองชลศาสตร์ของอาทิตยา (2540) ซึ่งทำการประยุกต์ใช้แบบจำลอง GENESIS ใน 3 กรณี ได้แก่

1) กรณีแบบจำลอง ทำการประยุกต์ใช้แบบจำลอง GENESIS จำลองลักษณะของแบบจำลองชลศาสตร์ โดยกำหนดพารามิเตอร์ทุกตัวในแบบจำลอง GENESIS ให้เหมือนกับในแบบจำลองชลศาสตร์ในการทดลองดังตาราง ฉ-1
2) กรณีต้นแบบ ทำการประยุกต์ใช้แบบจำลอง GENESIS กับกรณีต้นแบบที่เกิดจากการขยายมาตราส่วน 100 เท่าจากกรณีแบบจำลองทั้งในสภาพทางกายภาพของคลื่นและตัวแปรต่างๆ ดังตาราง ฉ-2
3) กรณีตัวอย่างศึกษา ทำการประยุกต์กับผลสรุปเกณฑ์การออกแบบเขื่อนกันคลื่นแยกที่เป็นผลการศึกษาของอาทิตยา โดยกำหนดพารามิเตอร์ต่างๆ สำหรับการศึกษาดังตาราง ฉ-3

สำหรับผลของการศึกษานั้นได้ทำการเปรียบเทียบใน 2 ลักษณะ คือ

1) ระยะเว้าของชายฝั่ง (sag) หรือระยะทางจากตำแหน่งที่ยื่นสูงสุดในแนวตั้งฉากกับแนวชายฝั่งเดิม (Tombolo) ถึงจุดที่มีความเว้า (ถูกกัดเซาะ) มากที่สุด โดยในแต่ละกรณีย่อยที่ทำการศึกษาดังแสดงในตาราง ฉ-1 ถึง ฉ-3
2) รูปร่างชายฝั่งเปรียบเทียบระหว่างผลการคำนวณแบบจำลอง GENESIS กับแบบจำลองชลศาสตร์ขออาทิตยา เนื่องด้วยกรณีศึกษาของอาทิตยาเป็นกรณีชายฝั่งที่ Tombolo ยื่นติดกับเขื่อนกันคลื่นแยกซึ่งแตกต่างกับการประยุกต์ใช้แบบจำลอง GENESIS ที่ไม่สามารถให้ชายฝั่งที่มี Tomboloยื่นติดได้ ดังนั้นรูปร่างชายฝั่งที่เป็นผลจากการศึกษาของอาทิตยาทั้งหมดที่แสดงในการศึกษานี้จึงเป็นการเลื่อน (shift) รูปลงมาเพื่อความสะดวกในการเปรียบเทียบดังรูป ฉ-1 ถึง ฉ-24

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตาราง ฉ-1 การประยุกต์ใช้แบบจำลอง GENESIS กับแบบจำลองชลศาสตร์ กรณีแบบจำลอง

Case	File	Δx m.	Δt hrs	NTS	d_C m.	d_B m.	D_{50} mm.	K1	K2	DBW m.	ℓ:G	θ_0	H_0 m.	T sec	H_0/L_0	Sag_0 (m.)	Sag (m.)	Diff. %	Remark
	a1	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.2	0.13	1	1:1	-15	0.022	1.8	0.004	0.313	0.26	16.93	
VM-1	a2	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.2	0.13	1	1:1	-15	0.042	1.3	0.016	0.342	0.61	-78.36	
เทียบกับ	a3	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.2	0.13	1	1:1	-15	0.044	1	0.028	0.380	0.56	-47.37	รูป ฉ-1
กรณี A	a4	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.2	0.13	1	1:1	-15	0.045	0.85	0.040	0.631	0.52	17.59	
	a5	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.2	0.13	1	1:1	-15	0.049	0.8	0.049	0.709	0.57	19.61	
	b1	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.2	0.13	1	1:2	-15	0.026	1.55	0.007	0.486	0.42	13.58	
VM-2	b2	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.2	0.13	1	1:2	-15	0.039	1.3	0.015	0.486	0.64	-31.69	
เทียบกับ	b3	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.2	0.13	1	1:2	-15	0.042	1	0.027	0.535	0.65	-21.50	รูป ฉ-2
กรณี B	b4	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.2	0.13	1	1:2	-15	0.045	0.85	0.040	0.680	0.67	1.47	
	b5	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.2	0.13	1	1:2	-15	0.051	0.8	0.051	0.776	0.79	-1.80	
	c1	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.2	0.13	1	1:3	-15	0.024	1.55	0.006	0.535	0.50	6.54	
VM-3	c2	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.2	0.13	1	1:3	-15	0.04	1.3	0.015	0.554	0.80	-44.40	
เทียบกับ	c3	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.2	0.13	1	1:3	-15	0.041	1	0.026	0.728	0.77	-5.77	รูป ฉ-3
กรณี C	c4	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.2	0.13	1	1:3	-15	0.044	0.85	0.039	0.873	0.81	7.22	
	c5	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.2	0.13	1	1:3	-15	0.054	0.8	0.054	1.066	1.07	-0.38	
	d1	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.2	0.13	1	1:4	-15	0.027	1.55	0.007	0.680	0.67	1.47	
VM-4	d2	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.2	0.13	1	1:4	-15	0.041	1.3	0.016	0.699	1.01	-44.49	
เทียบกับ	d3	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.2	0.13	1	1:4	-15	0.042	1	0.027	0.824	0.96	-16.50	รูป ฉ-4
กรณี D	d4	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.2	0.13	1	1:4	-15	0.048	0.85	0.043	1.095	1.08	1.37	
	d5	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.2	0.13	1	1:4	-15	0.051	0.8	0.051	1.211	1.18	2.56	
	e1	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.2	0.13	1	1:1	-25	0.025	1.55	0.007	0.463	0.37	20.09	
VM-5	e2	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.2	0.13	1	1:1	-25	0.035	1.3	0.013	0.517	0.52	-0.58	
เทียบกับ	e3	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.2	0.13	1	1:1	-25	0.041	1	0.026	0.616	0.59	4.22	รูป ฉ-5
กรณี E	e4	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.2	0.13	1	1:1	-25	0.042	0.85	0.037	0.633	0.58	8.37	
	e5	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.2	0.13	1	1:1	-25	0.049	0.8	0.049	0.666	0.69	-3.60	
	f1	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.2	0.13	1	1:2	-25	0.025	1.55	0.007	0.662	0.54	18.43	
VM-6	f2	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.2	0.13	1	1:2	-25	0.036	1.3	0.014	0.689	0.74	-7.40	
เทียบกับ	f3	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.2	0.13	1	1:2	-25	0.037	1	0.024	0.795	0.74	6.92	รูป ฉ-6
กรณี F	f4	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.2	0.13	1	1:2	-25	0.046	0.85	0.041	0.931	0.93	0.11	
	f5	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.2	0.13	1	1:2	-25	0.049	0.8	0.049	0.967	1.01	-4.45	

* มี Tombolo ยื่นไปติดเขื่อนกันคลื่นก่อนการจำลองเสร็จสมบูรณ์

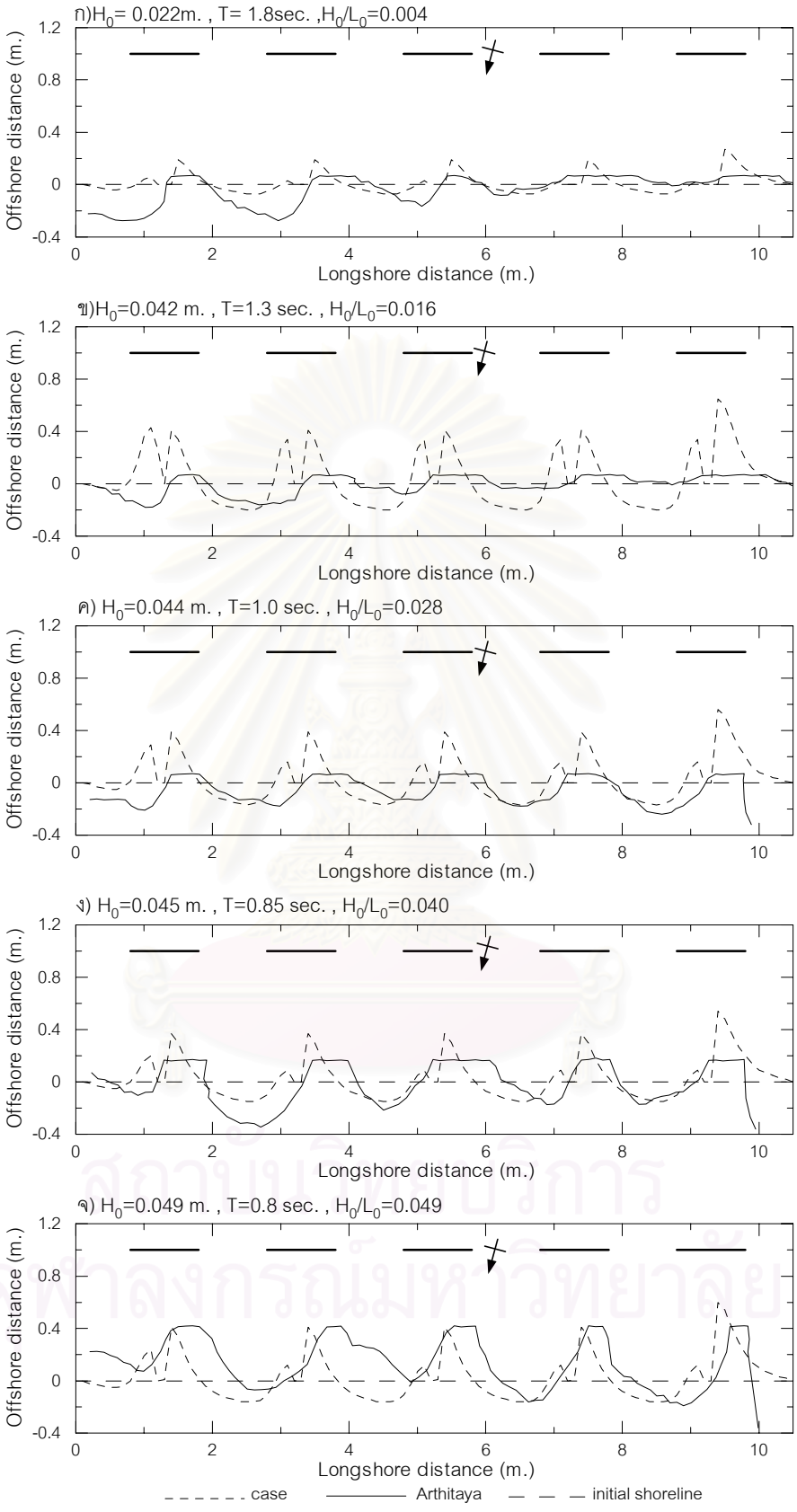
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตาราง ฉ-1(ต่อ) การประยุกต์ใช้แบบจำลอง GENESIS กับแบบจำลองชลศาสตร์ กรณีแบบจำลอง

Case	File	Δx m.	Δt hrs	NTS	d_C m.	d_B m.	D_{50} mm.	K1	K2	DBW m.	ℓ:G	θ_0	H_0 m.	T sec	H_0/L_0	Sag_0 (m.)	Sag (m.)	Diff. %	Remark
	g1	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.2	0.13	1	1:3	-25	0.03	1.55	0.008	0.716	0.81	-13.13	
VM-7	g2	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.2	0.13	1	1:3	-25	0.035	1.3	0.013	0.716	0.92	-28.49	
เทียบกับ	g3	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.2	0.13	1	1:3	-25	0.041	1	0.026	0.870	1.05	-20.69	รูป ฉ-7
กรณี G	g4	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.2	0.13	1	1:3	-25	0.043	0.85	0.038	1.029	1.11	-7.87	
	g5*	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.2	0.13	1	1:3	-25	0.052	0.8	0.052	1.111	-	-	
	h1	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.2	0.13	1	1:4	-25	0.022	1.55	0.006	0.848	0.87	-2.59	
VM-8	h2	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.2	0.13	1	1:4	-25	0.035	1.3	0.013	0.898	1.09	-21.38	
เทียบกับ	h3	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.2	0.13	1	1:4	-25	0.041	1	0.026	1.020	1.27	-24.51	รูป ฉ-8
กรณี H	h4	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.2	0.13	1	1:4	-25	0.044	0.85	0.039	1.122	1.37	-22.10	
	h5*	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.2	0.13	1	1:4	-25	0.053	0.8	0.053	1.142	-	-	
	i1	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.2	0.13	1	1:1	-35	0.016	1.55	0.004	0.305	0.33	-8.20	
VM-9	i2	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.2	0.13	1	1:1	-35	0.034	1.3	0.013	0.411	0.58	-41.12	
เทียบกับ	i3	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.2	0.13	1	1:1	-35	0.042	1	0.027	0.452	0.71	-57.08	รูป ฉ-9
กรณี I	i4	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.2	0.13	1	1:1	-35	0.049	0.85	0.043	0.551	0.87	-57.89	
	i5*	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.2	0.13	1	1:1	-35	0.054	0.8	0.054	0.649	-	-	
	j1	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.2	0.13	1	1:2	-35	0.022	1.55	0.006	0.661	0.65	1.66	
VM-10	j2	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.2	0.13	1	1:2	-35	0.036	1.3	0.014	0.755	0.89	-17.88	
เทียบกับ	j3	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.2	0.13	1	1:2	-35	0.043	1	0.028	0.919	1.11	-20.78	รูป ฉ-10
กรณี J	j4	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.2	0.13	1	1:2	-35	0.045	0.85	0.040	0.960	1.09	-13.54	
	j5	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.2	0.13	1	1:2	-35	0.046	0.8	0.046	0.960	0.91	5.21	
	k1	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.2	0.13	1	1:3	-35	0.025	1.55	0.007	0.866	0.92	-6.24	
VM-11	k2	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.2	0.13	1	1:3	-35	0.033	1.3	0.013	0.948	1.08	-13.92	
เทียบกับ	k3	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.2	0.13	1	1:3	-35	0.037	1	0.024	0.960	1.21	-26.04	รูป ฉ-11
กรณี K	k4	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.2	0.13	1	1:3	-35	0.041	0.85	0.036	1.083	1.35	-24.65	
	k5*	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.2	0.13	1	1:3	-35	0.051	0.8	0.051	1.091	-	-	
	l1	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.2	0.13	1	1:4	-35	0.024	1.55	0.006	0.876	1.10	-25.57	
VM-12	l2	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.2	0.13	1	1:4	-35	0.036	1.3	0.014	0.962	1.37	-42.41	
เทียบกับ	l3*	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.2	0.13	1	1:4	-35	0.04	1	0.026	1.165	-	-	รูป ฉ-12
กรณี L	l4*	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.2	0.13	1	1:4	-35	0.043	0.85	0.038	1.288	-	-	
	l5*	0.1	0.01	74400	0.08	0.036	0.25	0.2	0.13	1	1:4	-35	0.053	0.8	0.053	1.300	-	-	

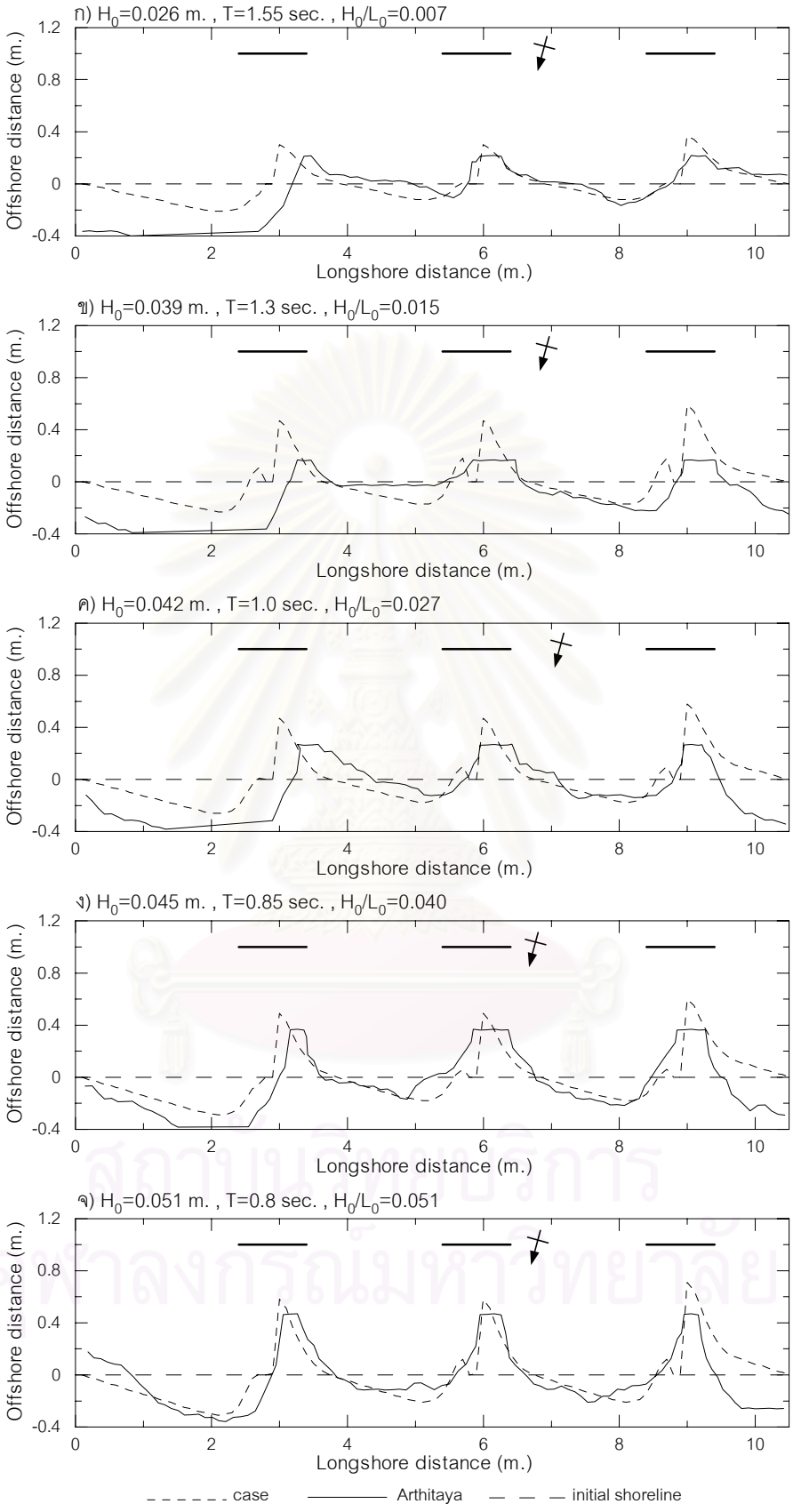
* มี Tombolo ยื่นไปติดเขื่อนกันคลื่นก่อนการจำลองเสร็จสมบูรณ์

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



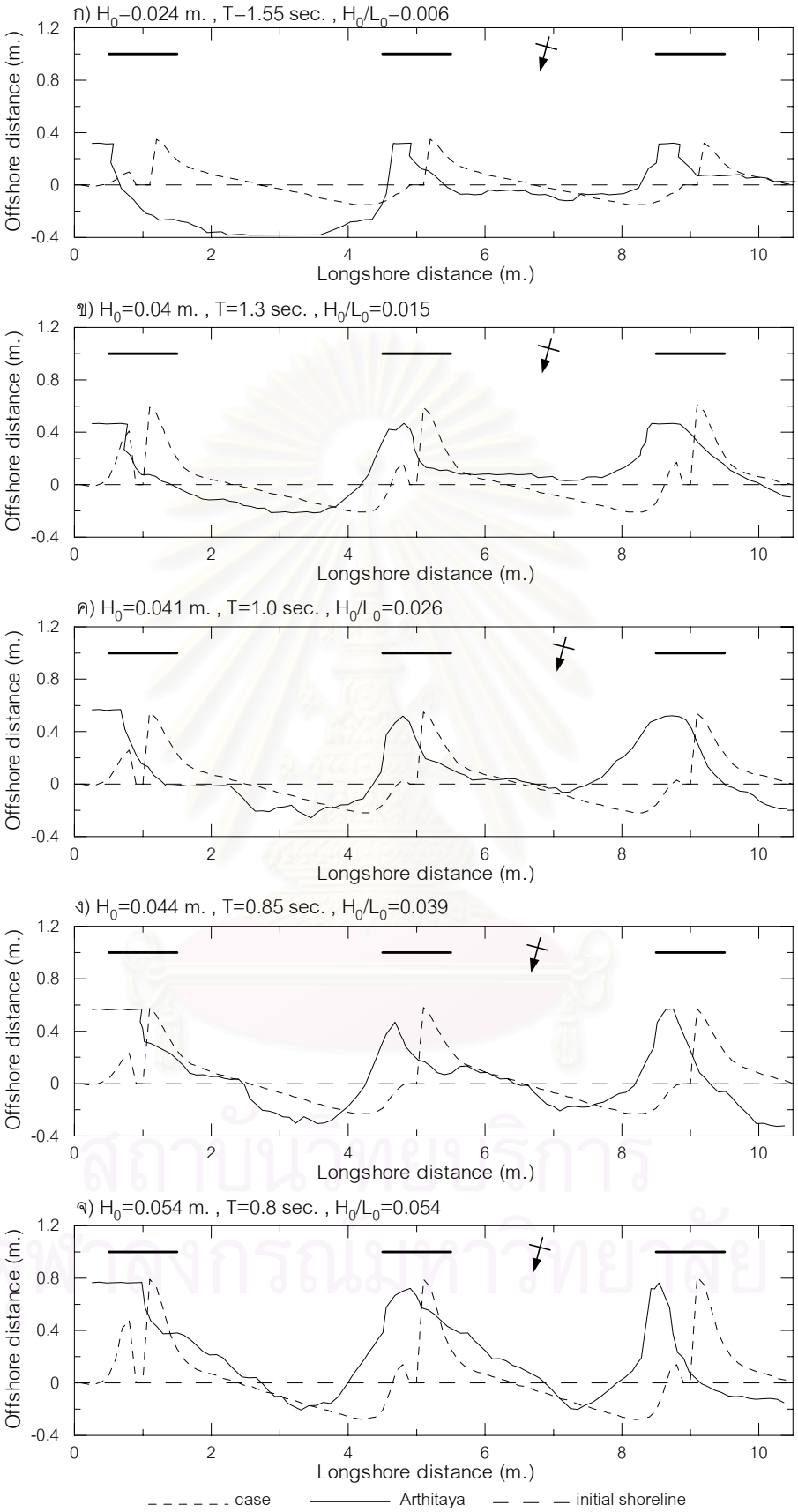
รูป ฉ-1 การเปรียบเทียบผลการใช้แบบจำลอง GENESIS กับกรณีแบบจำลอง

กรณี θ_0 = -15°, ℓ:G =1:1



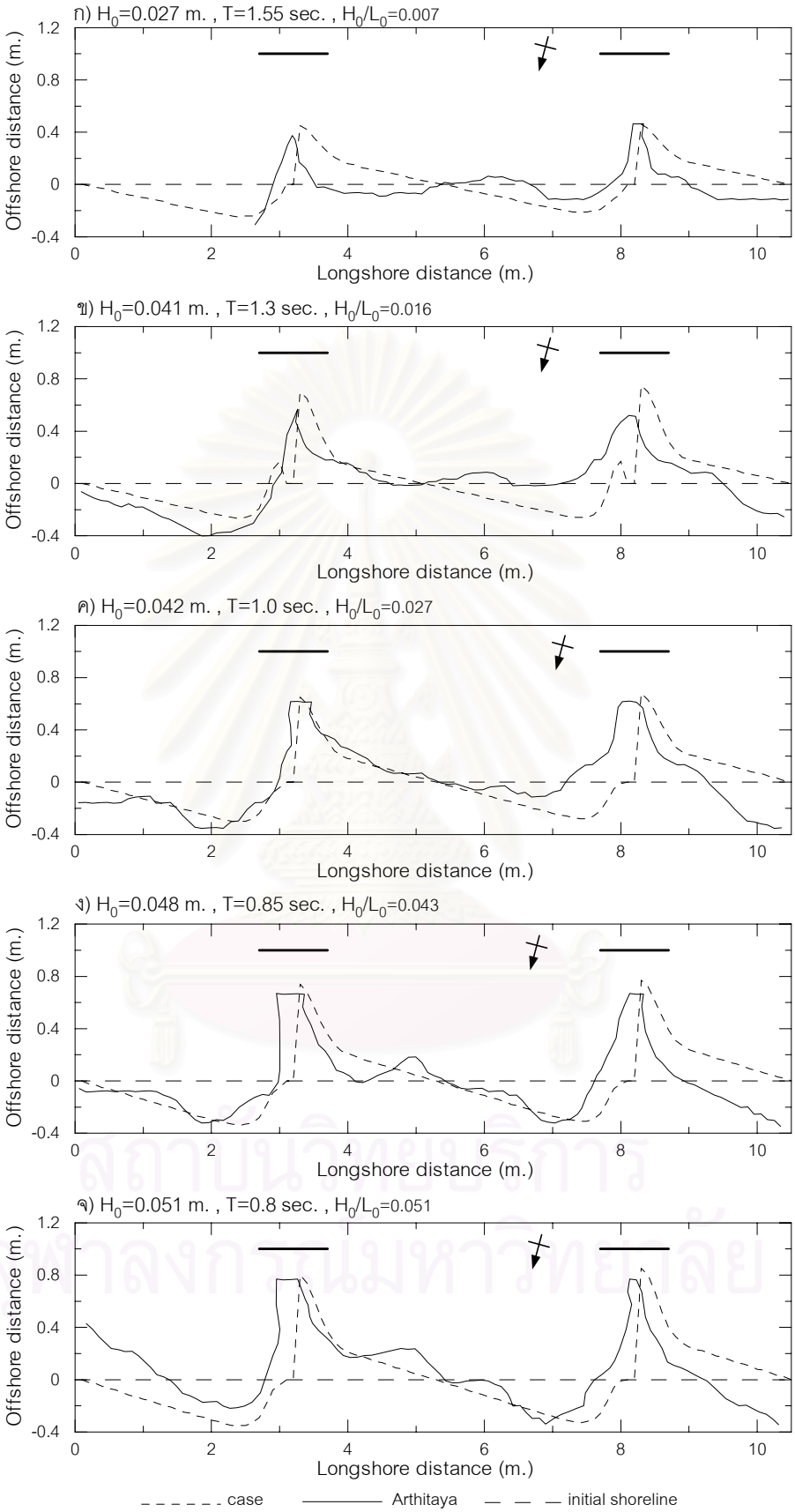
รูป ฉ-2 การเปรียบเทียบผลการใช้แบบจำลอง GENESIS กับกรณีแบบจำลอง

กรณี θ_0 = -15°, ℓ:G =1:2



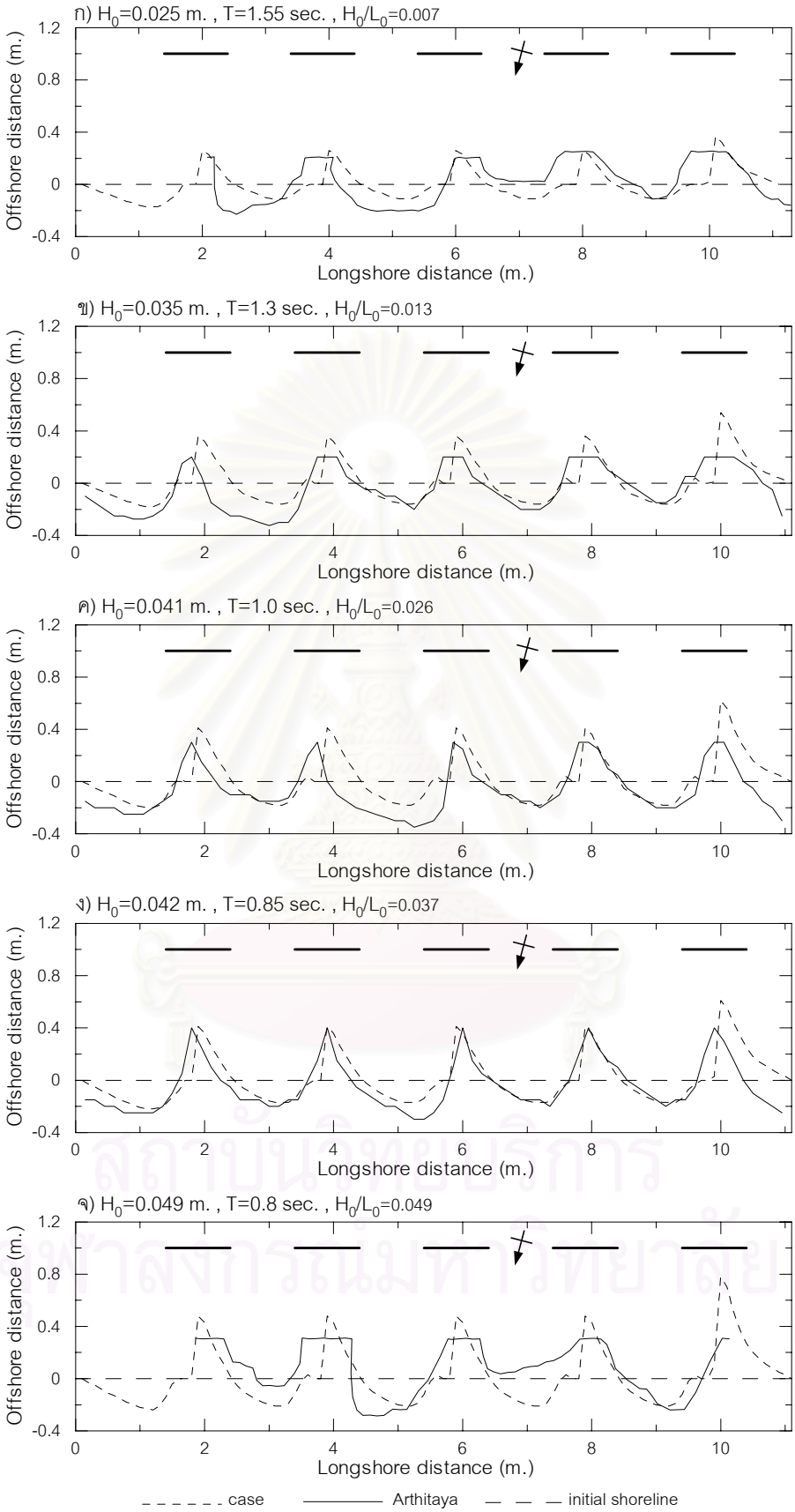
รูป ฉ-3 การเปรียบเทียบผลการใช้แบบจำลอง GENESIS กับกรณีแบบจำลอง

กรณี θ_0 = -15°, ℓ:G =1:3



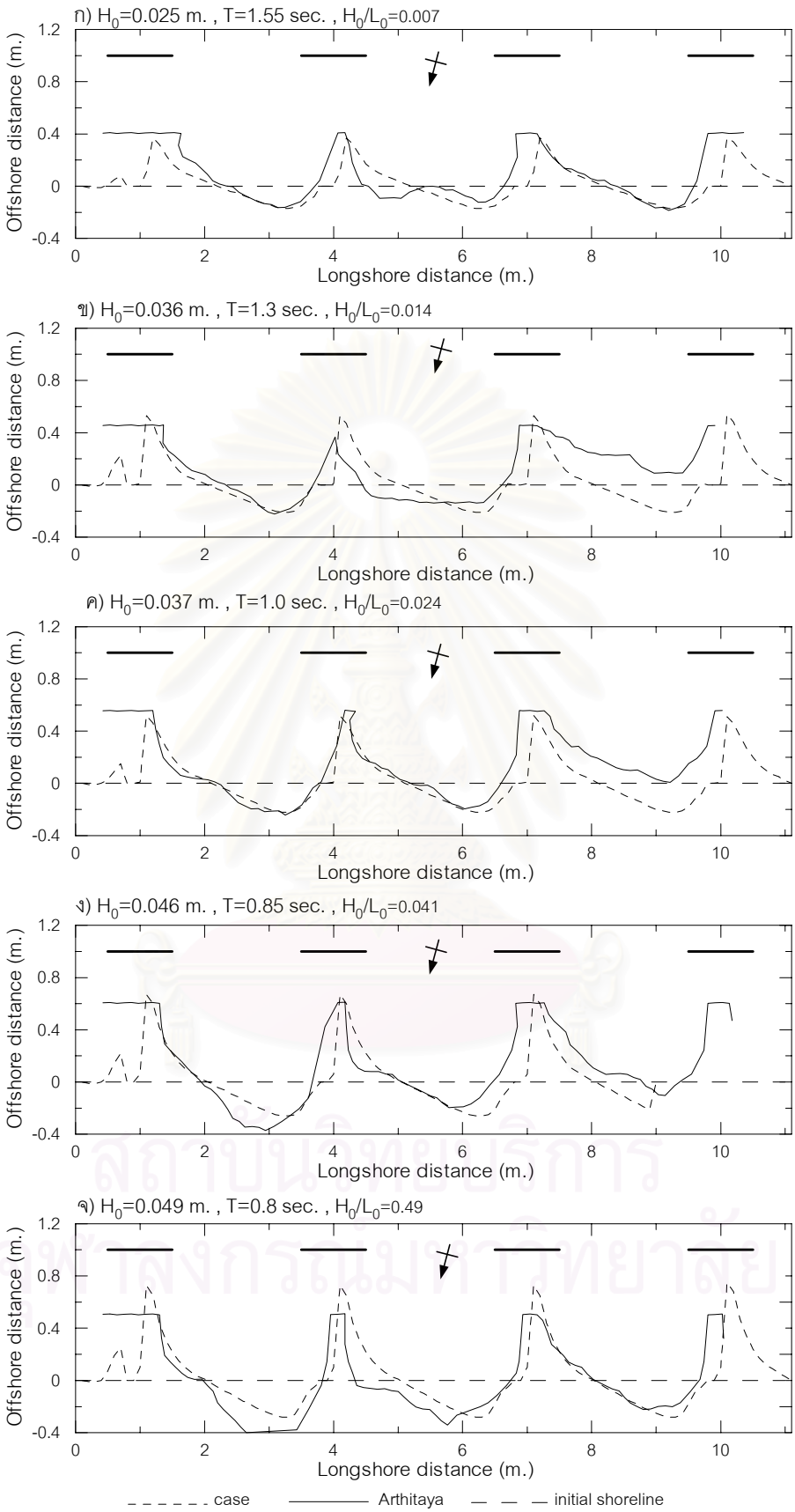
รูป ฉ-4 การเปรียบเทียบผลการใช้แบบจำลอง GENESIS กับกรณีแบบจำลอง

กรณี θ_0 = -15°, ℓ:G =1:4



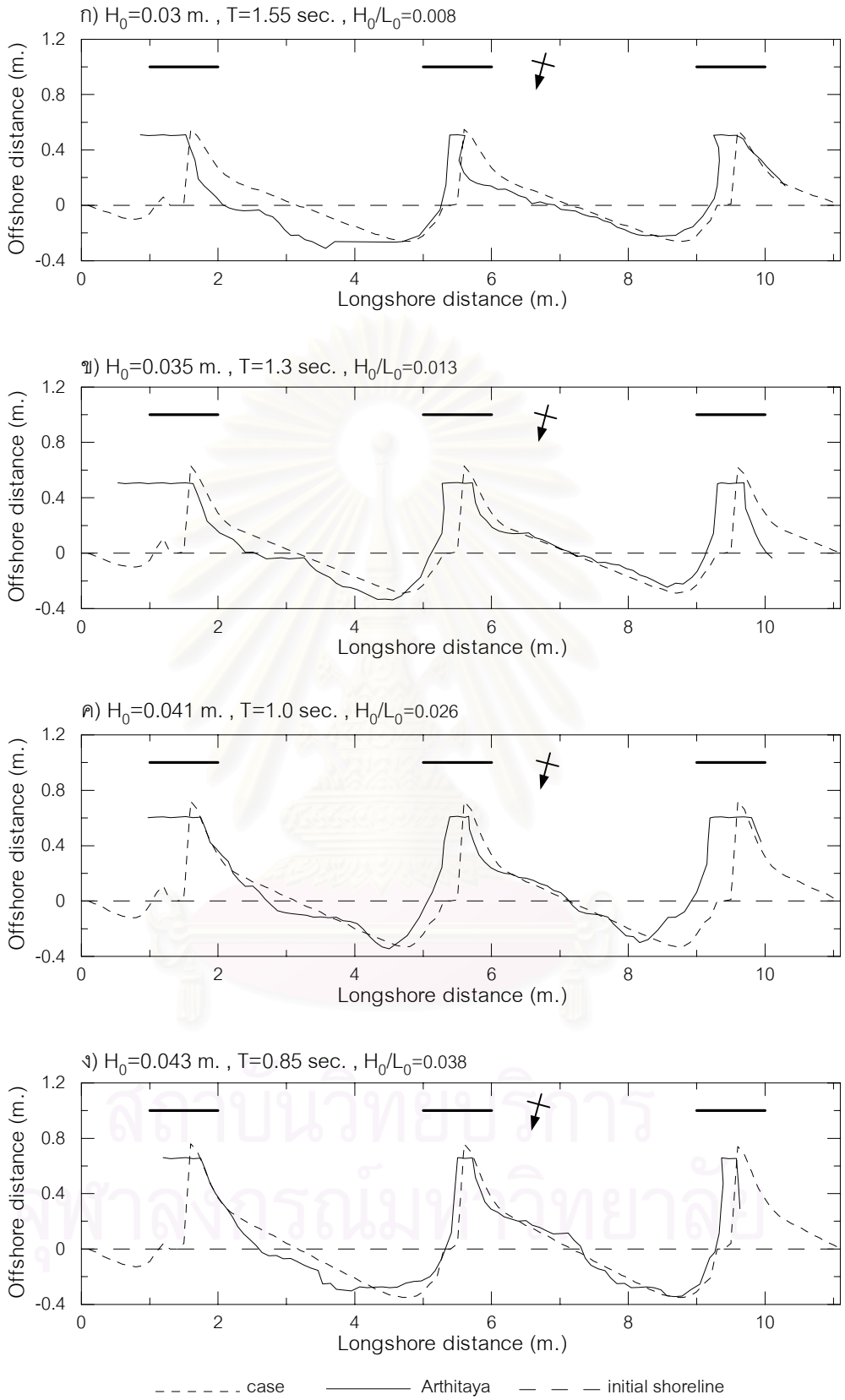
รูป ฉ-5 การเปรียบเทียบผลการใช้แบบจำลอง GENESIS กับกรณีแบบจำลอง

กรณี θ_0 = -25°, ℓ:G =1:1



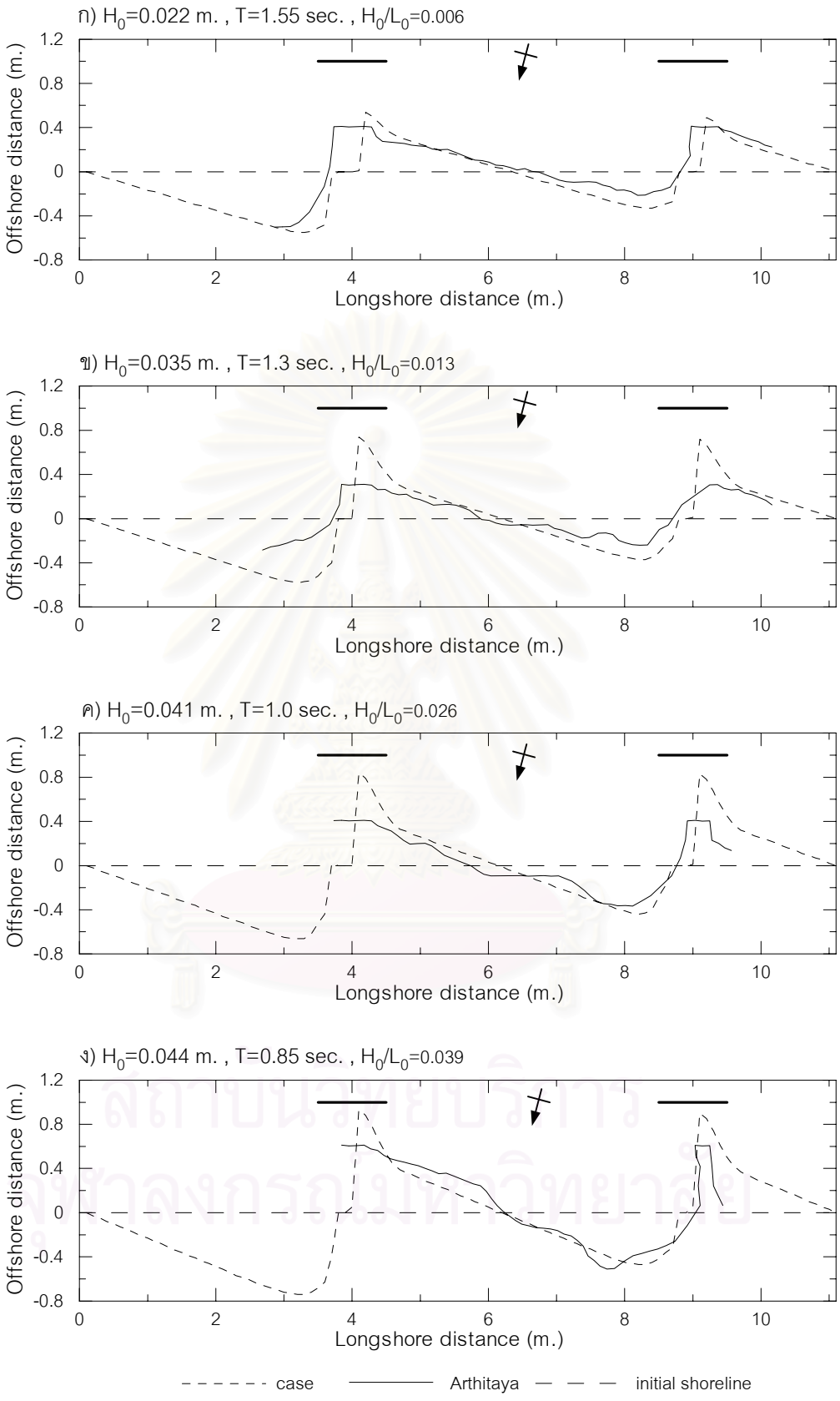
รูป ฉ-6 การเปรียบเทียบผลการใช้แบบจำลอง GENESIS กับกรณีแบบจำลอง

กรณี θ_0 = -25°, ℓ:G =1:2



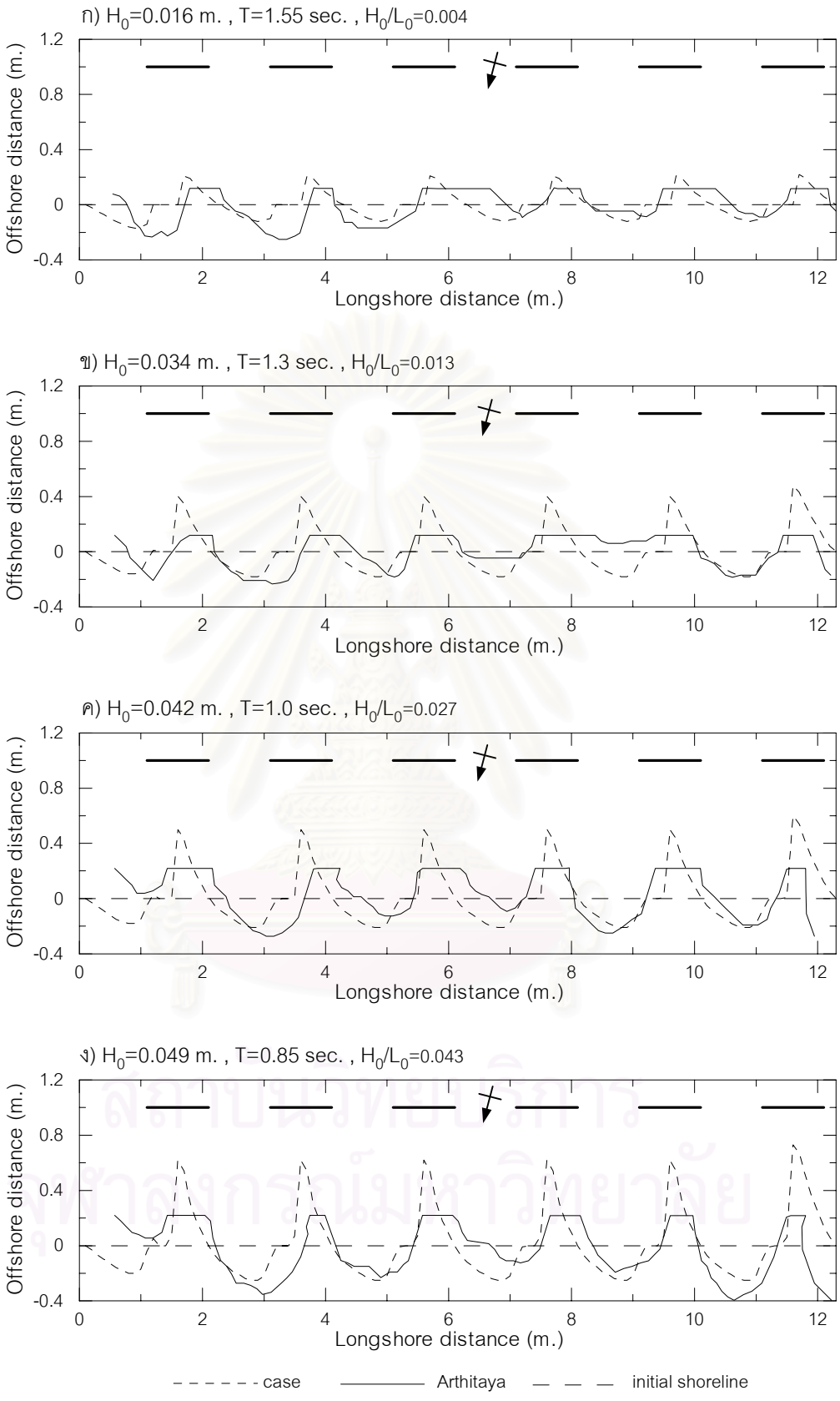
รูป ฉ-7 การเปรียบเทียบผลการใช้แบบจำลอง GENESIS กับกรณีแบบจำลอง

กรณี θ_0 = -25°, ℓ:G =1:3



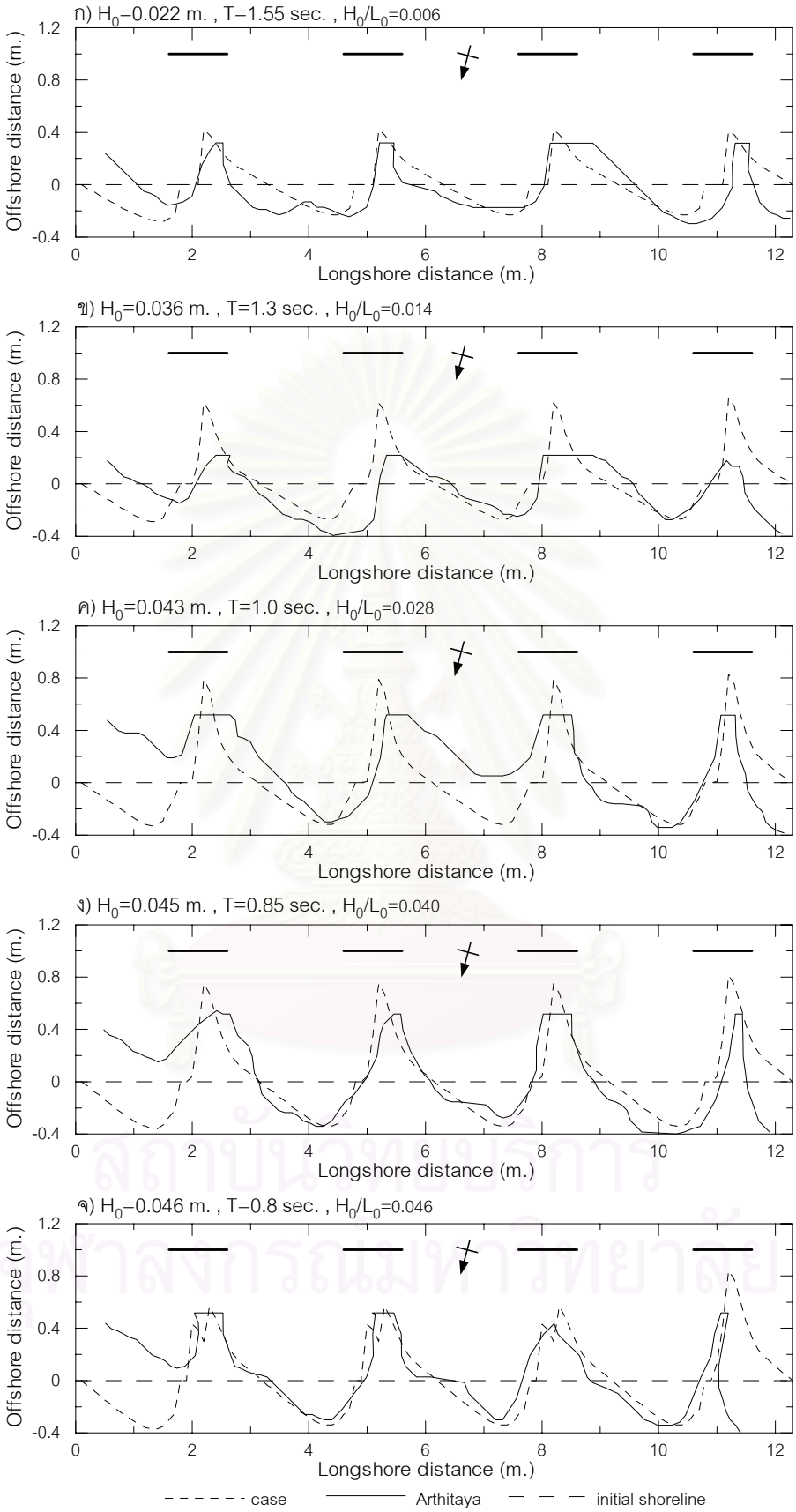
รูป ฉ-8 การเปรียบเทียบผลการใช้แบบจำลอง GENESIS กับกรณีแบบจำลอง

กรณี θ_0 = -25°, ℓ:G =1:4



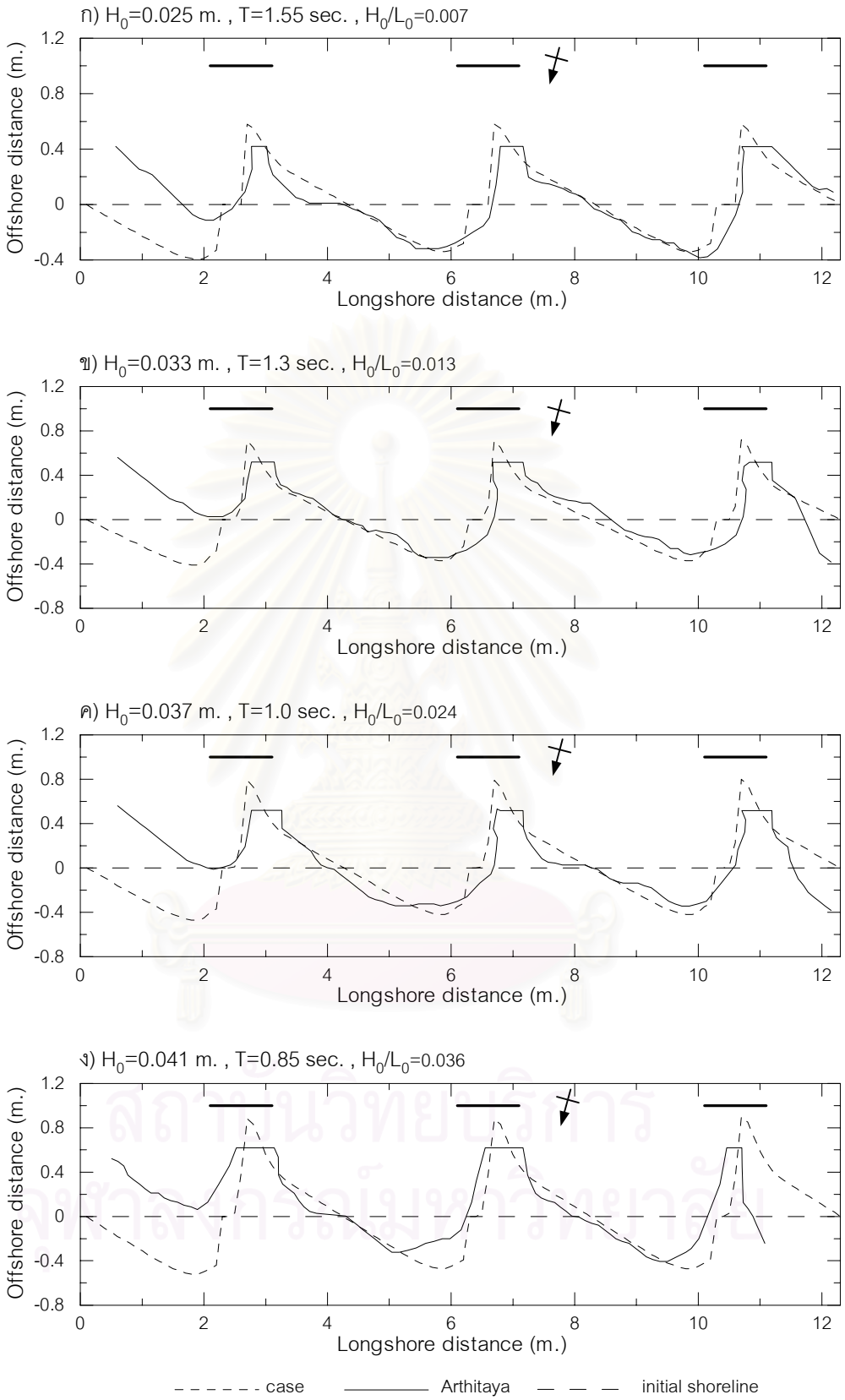
รูป ฉ-9 การเปรียบเทียบผลการใช้แบบจำลอง GENESIS กับกรณีแบบจำลอง

กรณี θ_0 = -35°, ℓ:G =1:1



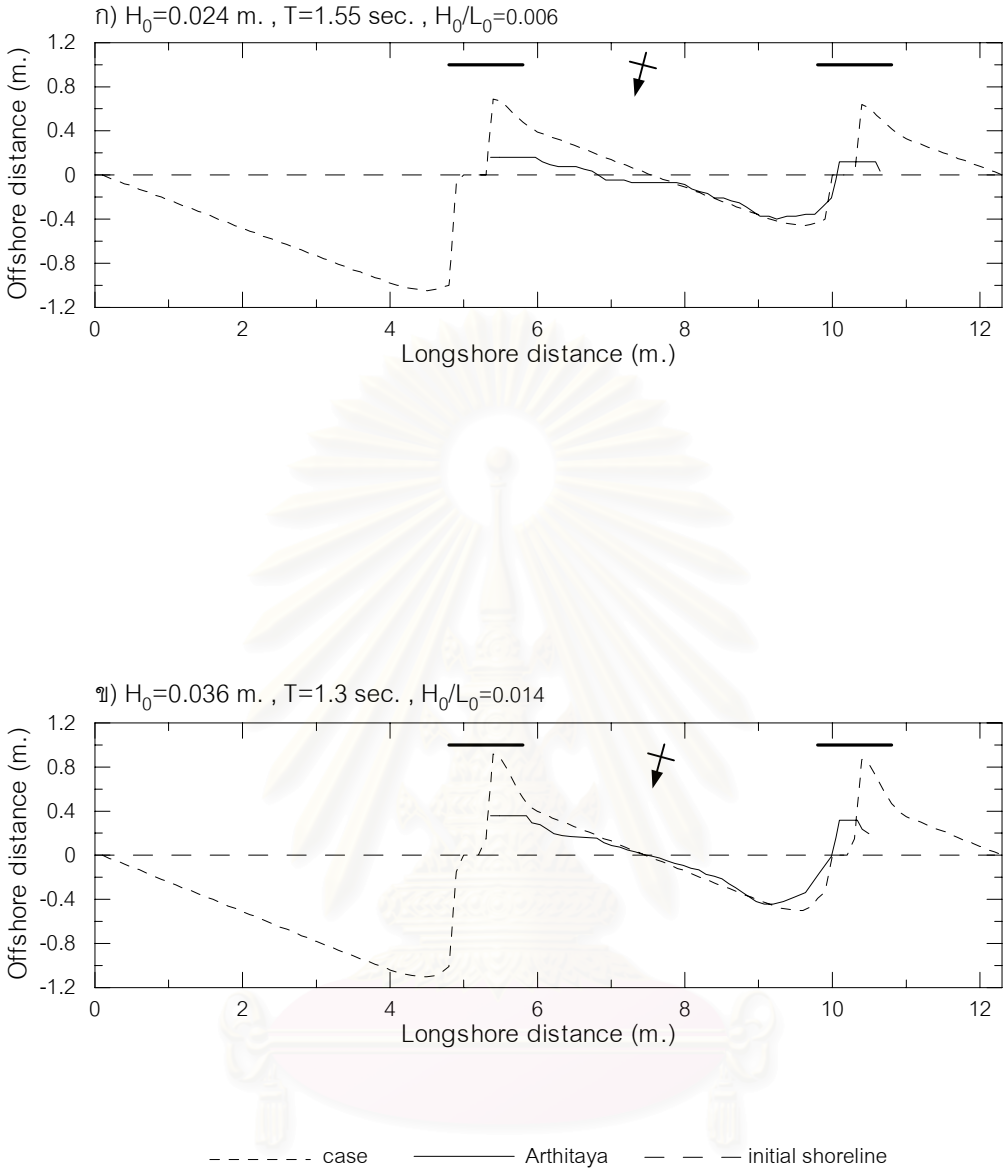
รูป ฉ-10 การเปรียบเทียบผลการใช้แบบจำลอง GENESIS กับกรณีแบบจำลอง

กรณี θ_0 = -35°, ℓ:G =1:2



รูป ฉ-11 การเปรียบเทียบผลการใช้แบบจำลอง GENESIS กับกรณีแบบจำลอง

กรณี θ_0 = -35°, ℓ:G =1:3



รูป ฉ-12 การเปรียบเทียบผลการใช้แบบจำลอง GENESIS กับกรณีแบบจำลอง
กรณี θ_0 = -35°, ℓ:G =1:4

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตาราง ฉ-2 การประยุกต์ใช้แบบจำลอง GENESIS กับแบบจำลองชลศาสตร์ กรณีต้นแบบ

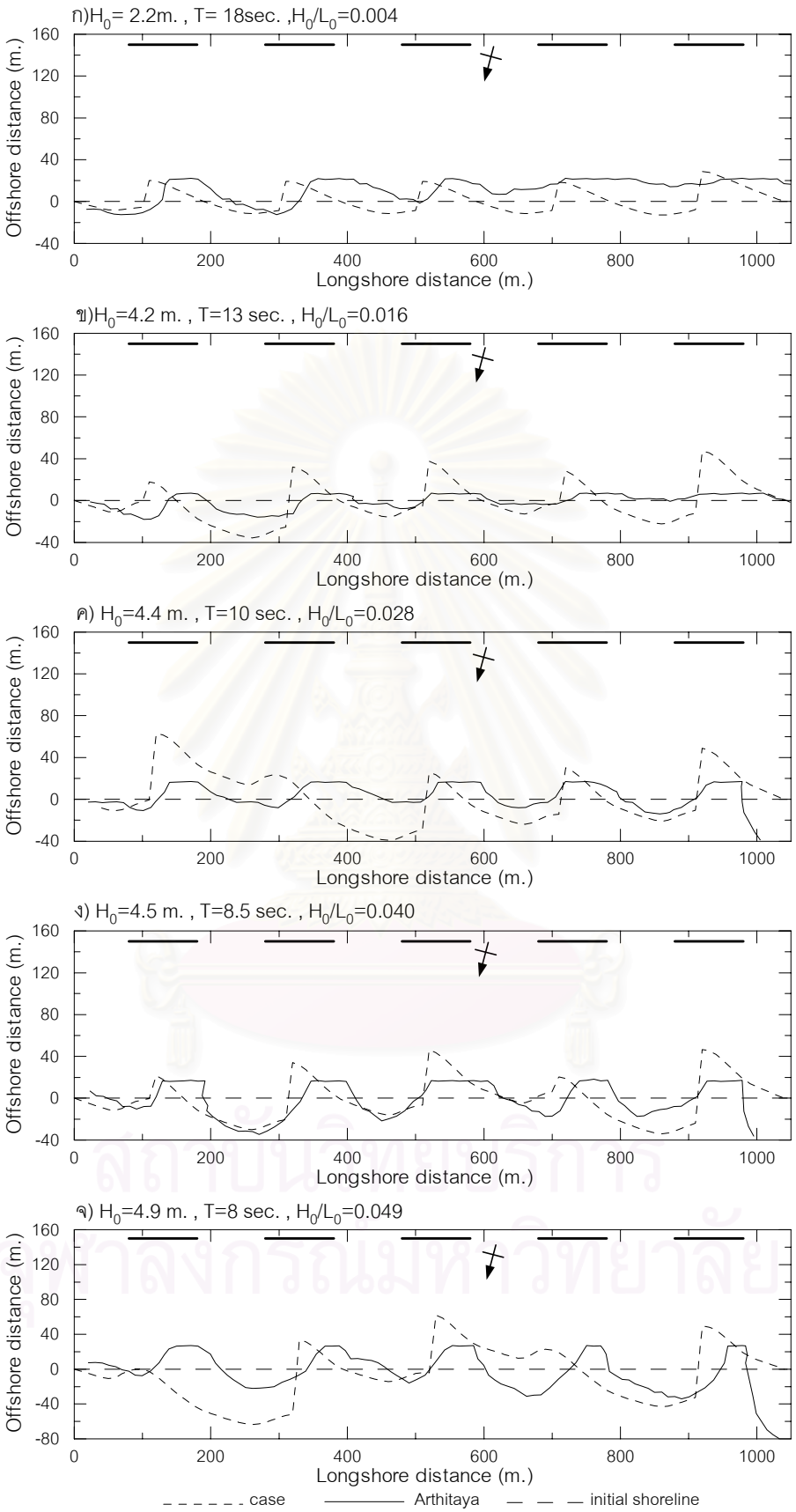
Case	File	Δx m.	Δt hrs	NTS	d_C m.	d_B m.	D_{50} mm.	K1	K2	DBW m.	ℓ:G	θ_0	H_0 m.	T sec	H_0/L_0	Sag_0 (m.)	Sag (m.)	Diff. %	Remark
	a1	10	0.5	52560	5.05	2.53	0.25	0.2	0.13	150	1:1	-15	2.2	18	0.004	31.3	30.72	1.85	
VP-1	a2	10	0.5	52560	9.60	4.80	0.25	0.2	0.13	150	1:1	-15	4.2	13	0.016	34.2	53.33	-55.94	
เทียบกับ	a3	10	0.5	52560	10.01	5.00	0.25	0.2	0.13	150	1:1	-15	4.4	10	0.028	38.0	65.12	-71.37	รูป ฉ-13
กรณี A	a4	10	0.5	52560	10.19	5.09	0.25	0.2	0.13	150	1:1	-15	4.5	8.5	0.040	63.1	62.19	1.44	
	a5	10	0.5	52560	11.05	5.53	0.25	0.2	0.13	150	1:1	-15	4.9	8	0.049	70.9	76.91	-8.48	
	b1	10	0.5	52560	5.96	2.98	0.25	0.2	0.13	150	1:2	-15	2.6	15.5	0.007	48.6	62.71	-29.03	
VP-2	b2	10	0.5	52560	8.92	4.46	0.25	0.2	0.13	150	1:2	-15	3.9	13	0.015	48.6	77.52	-59.51	
เทียบกับ	b3	10	0.5	52560	9.56	4.78	0.25	0.2	0.13	150	1:2	-15	4.2	10	0.027	53.5	81.26	-51.89	รูป ฉ-14
กรณี B	b4	10	0.5	52560	10.19	5.09	0.25	0.2	0.13	150	1:2	-15	4.5	8.5	0.040	68.0	84.00	-23.53	
	b5	10	0.5	52560	11.50	5.75	0.25	0.2	0.13	150	1:2	-15	5.1	8	0.051	77.6	74.40	4.12	
	c1	10	0.5	52560	5.51	2.75	0.25	0.2	0.13	150	1:3	-15	2.4	15.5	0.006	53.5	73.16	-36.75	
VP-3	c2	10	0.5	52560	9.15	4.57	0.25	0.2	0.13	150	1:3	-15	4	13	0.015	55.4	99.87	-80.27	
เทียบกับ	c3	10	0.5	52560	9.33	4.67	0.25	0.2	0.13	150	1:3	-15	4.1	10	0.026	72.8	100.54	-38.10	รูป ฉ-15
กรณี C	c4	10	0.5	52560	9.97	4.98	0.25	0.2	0.13	150	1:3	-15	4.4	8.5	0.039	87.3	102.27	-17.15	
	c5	10	0.5	52560	12.16	6.08	0.25	0.2	0.13	150	1:3	-15	5.4	8	0.054	106.6	141.37	-32.62	
	d1	10	0.5	52560	6.19	3.10	0.25	0.2	0.13	150	1:4	-15	2.7	15.5	0.007	68.0	96.77	-42.31	
VP-4	d2	10	0.5	52560	9.37	4.69	0.25	0.2	0.13	150	1:4	-15	4.1	13	0.016	69.9	112.87	-61.47	
เทียบกับ	d3	10	0.5	52560	9.56	4.78	0.25	0.2	0.13	150	1:4	-15	4.2	10	0.027	82.4	113.54	-37.79	รูป ฉ-16
กรณี D	d4	10	0.5	52560	10.86	5.43	0.25	0.2	0.13	150	1:4	-15	4.8	8.5	0.043	109.5	121.32	-10.79	
	d5	10	0.5	52560	11.50	5.75	0.25	0.2	0.13	150	1:4	-15	5.1	8	0.051	121.1	125.19	-3.38	
	e1	10	0.5	52560	5.74	2.87	0.25	0.2	0.13	150	1:1	-25	2.5	15.5	0.007	46.3	56.01	-20.97	
VP-5	e2	10	0.5	52560	8.01	4.00	0.25	0.2	0.13	150	1:1	-25	3.5	13	0.013	51.7	52.85	-2.22	
เทียบกับ	e3	10	0.5	52560	9.33	4.67	0.25	0.2	0.13	150	1:1	-25	4.1	10	0.026	61.6	78.09	-26.77	รูป ฉ-17
กรณี E	e4	10	0.5	52560	9.52	4.76	0.25	0.2	0.13	150	1:1	-25	4.2	8.5	0.037	63.3	84.55	-33.57	
	e5	10	0.5	52560	11.05	5.53	0.25	0.2	0.13	150	1:1	-25	4.9	8	0.049	66.6	73.35	-10.14	
	f1	10	0.5	52560	5.74	2.87	0.25	0.2	0.13	150	1:2	-25	2.5	15.5	0.007	66.2	82.56	-24.71	
VP-6	f2	10	0.5	52560	8.24	4.12	0.25	0.2	0.13	150	1:2	-25	3.6	13	0.014	68.9	93.97	-36.39	
เทียบกับ	f3	10	0.5	52560	8.43	4.22	0.25	0.2	0.13	150	1:2	-25	3.7	10	0.024	79.5	97.00	-22.01	รูป ฉ-18
กรณี F	f4	10	0.5	52560	10.41	5.21	0.25	0.2	0.13	150	1:2	-25	4.6	8.5	0.041	93.1	110.02	-18.17	
	f5	10	0.5	52560	11.05	5.53	0.25	0.2	0.13	150	1:2	-25	4.9	8	0.049	96.7	117.93	-21.95	

* มี Tombolo ยื่นไปติดเขื่อนกันคลื่นก่อนการจำลองเสร็จสมบูรณ์

ตาราง ฉ-2(ต่อ) การประยุกต์ใช้แบบจำลอง GENESIS กับแบบจำลองชลศาสตร์ กรณีต้นแบบ

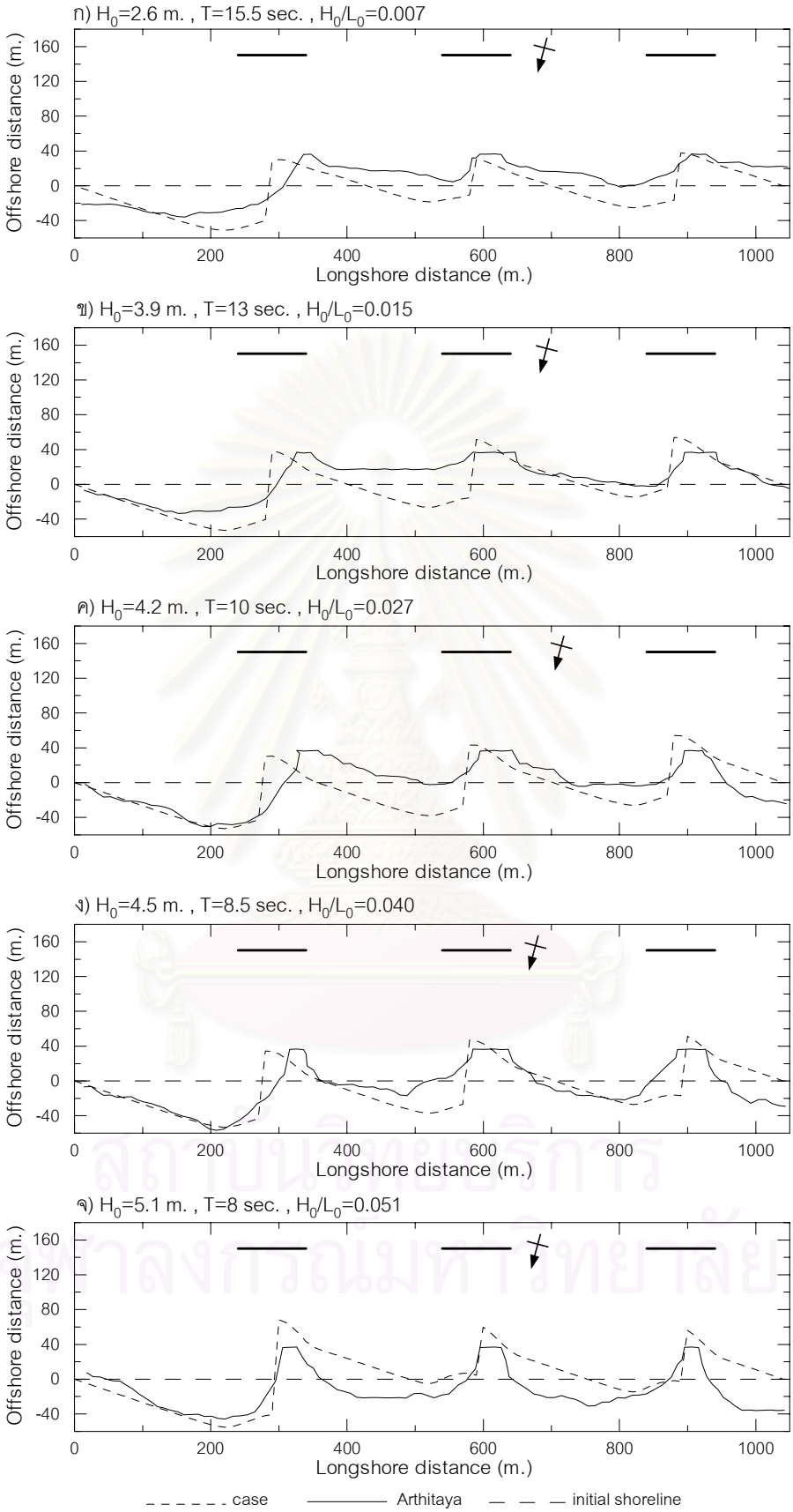
Case	File	Δx	Δt	NTS	d_C	d_B	D_{50}	K1	K2	DBW	ℓ:G	θ_0	H_0	T	H_0/L_0	Sag_0	Sag	Diff.	Remark
		m.	hrs		m.	m.	mm.			m.			m.	sec		(m.)	(m.)	%	
	g1	10	0.5	52560	6.88	3.44	0.25	0.2	0.13	150	1:3	-25	3	15.5	0.008	71.6	126.52	-76.70	
VP-7	g2	10	0.5	52560	8.01	4.00	0.25	0.2	0.13	150	1:3	-25	3.5	13	0.013	71.6	132.77	-85.43	
เทียบกับ	g3	10	0.5	52560	9.33	4.67	0.25	0.2	0.13	150	1:3	-25	4.1	10	0.026	87.0	143.24	-64.64	รูป ฉ-19
กรณี G	g4	10	0.5	52560	9.74	4.87	0.25	0.2	0.13	150	1:3	-25	4.3	8.5	0.038	102.9	145.83	-41.72	
	g5	10	0.5	52560	11.72	5.86	0.25	0.2	0.13	150	1:3	-25	5.2	8	0.052	111.1	159.11	-43.21	
	h1	10	0.5	52560	5.05	2.52	0.25	0.2	0.13	150	1:4	-25	2.2	15.5	0.006	84.8	170.22	-100.73	
VP-8	h2	10	0.5	52560	8.01	4.00	0.25	0.2	0.13	150	1:4	-25	3.5	13	0.013	89.8	185.31	-106.36	
เทียบกับ	h3	10	0.5	52560	9.33	4.67	0.25	0.2	0.13	150	1:4	-25	4.1	10	0.026	102.0	193.07	-89.28	รูป ฉ-20
กรณี H	h4	10	0.5	52560	9.97	4.98	0.25	0.2	0.13	150	1:4	-25	4.4	8.5	0.039	112.2	197.77	-76.27	
	h5	10	0.5	52560	11.94	5.97	0.25	0.2	0.13	150	1:4	-25	5.3	8	0.053	114.2	209.10	-83.10	
	i1	10	0.5	52560	3.67	1.84	0.25	0.2	0.13	150	1:1	-35	1.6	15.5	0.004	30.5	58.43	-91.57	
VP-9	i2	10	0.5	52560	7.78	3.89	0.25	0.2	0.13	150	1:1	-35	3.4	13	0.013	41.1	101.07	-145.91	
เทียบกับ	i3	10	0.5	52560	9.56	4.78	0.25	0.2	0.13	150	1:1	-35	4.2	10	0.027	45.2	91.20	-101.77	รูป ฉ-21
กรณี I	i4*	10	0.5	52560	11.08	5.54	0.25	0.2	0.13	150	1:1	-35	4.9	8.5	0.043	55.1	-	-	
	i5*	10	0.5	52560	12.16	6.08	0.25	0.2	0.13	150	1:1	-35	5.4	8	0.054	64.9	-	-	
	j1	10	0.5	52560	5.05	2.52	0.25	0.2	0.13	150	1:2	-35	2.2	15.5	0.006	66.1	110.50	-67.17	
VP-10	j2	10	0.5	52560	8.24	4.12	0.25	0.2	0.13	150	1:2	-35	3.6	13	0.014	75.5	130.58	-72.95	
เทียบกับ	j3	10	0.5	52560	9.78	4.89	0.25	0.2	0.13	150	1:2	-35	4.3	10	0.028	91.9	140.51	-52.89	รูป ฉ-22
กรณี J	j4	10	0.5	52560	10.19	5.09	0.25	0.2	0.13	150	1:2	-35	4.5	8.5	0.040	96.0	147.78	-53.94	
	j5	10	0.5	52560	10.39	5.19	0.25	0.2	0.13	150	1:2	-35	4.6	8	0.046	96.0	149.39	-55.61	
	k1	10	0.5	52560	5.74	2.87	0.25	0.2	0.13	150	1:3	-35	2.5	15.5	0.007	86.6	160.69	-85.55	
VP-11	k2	10	0.5	52560	7.55	3.78	0.25	0.2	0.13	150	1:3	-35	3.3	13	0.013	94.8	173.30	-82.81	
เทียบกับ	k3	10	0.5	52560	8.43	4.22	0.25	0.2	0.13	150	1:3	-35	3.7	10	0.024	96.0	185.19	-92.91	รูป ฉ-23
กรณี K	k4	10	0.5	52560	9.30	4.65	0.25	0.2	0.13	150	1:3	-35	4.1	8.5	0.036	108.3	192.04	-77.32	
	k5	10	0.5	52560	11.50	5.75	0.25	0.2	0.13	150	1:3	-35	5.1	8	0.051	109.1	207.77	-90.44	
	l1	10	0.5	52560	5.51	2.75	0.25	0.2	0.13	150	1:4	-35	2.4	15.5	0.006	87.6	207.28	-136.62	
VP-12	l2	10	0.5	52560	8.24	4.12	0.25	0.2	0.13	150	1:4	-35	3.6	13	0.014	96.2	245.34	-155.03	
เทียบกับ	l3	10	0.5	52560	9.11	4.55	0.25	0.2	0.13	150	1:4	-35	4	10	0.026	116.5	211.56	-81.60	รูป ฉ-24
กรณี L	l4	10	0.5	52560	9.74	4.87	0.25	0.2	0.13	150	1:4	-35	4.3	8.5	0.038	128.8	219.49	-70.41	
	l5	10	0.5	52560	11.94	5.97	0.25	0.2	0.13	150	1:4	-35	5.3	8	0.053	130.0	297.43	-128.79	

* มี Tombolo ยื่นไปติดเขื่อนกันคลื่นก่อนการจำลองเสร็จสมบูรณ์



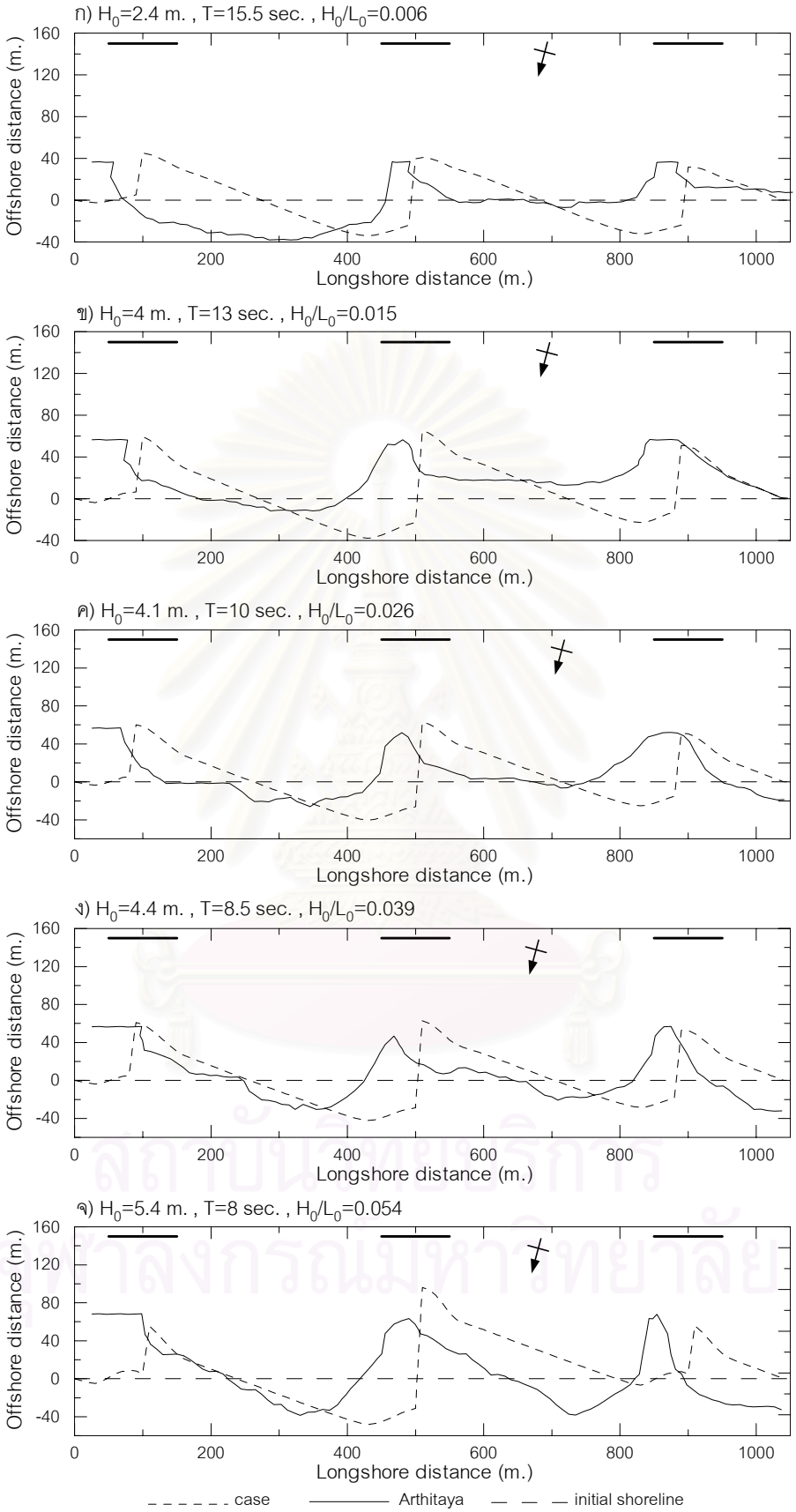
รูป ฉ-13 การเปรียบเทียบผลการใช้แบบจำลอง GENESIS กับกรณีต้นแบบ

กรณี θ_0 = -15°, ℓ:G =1:1



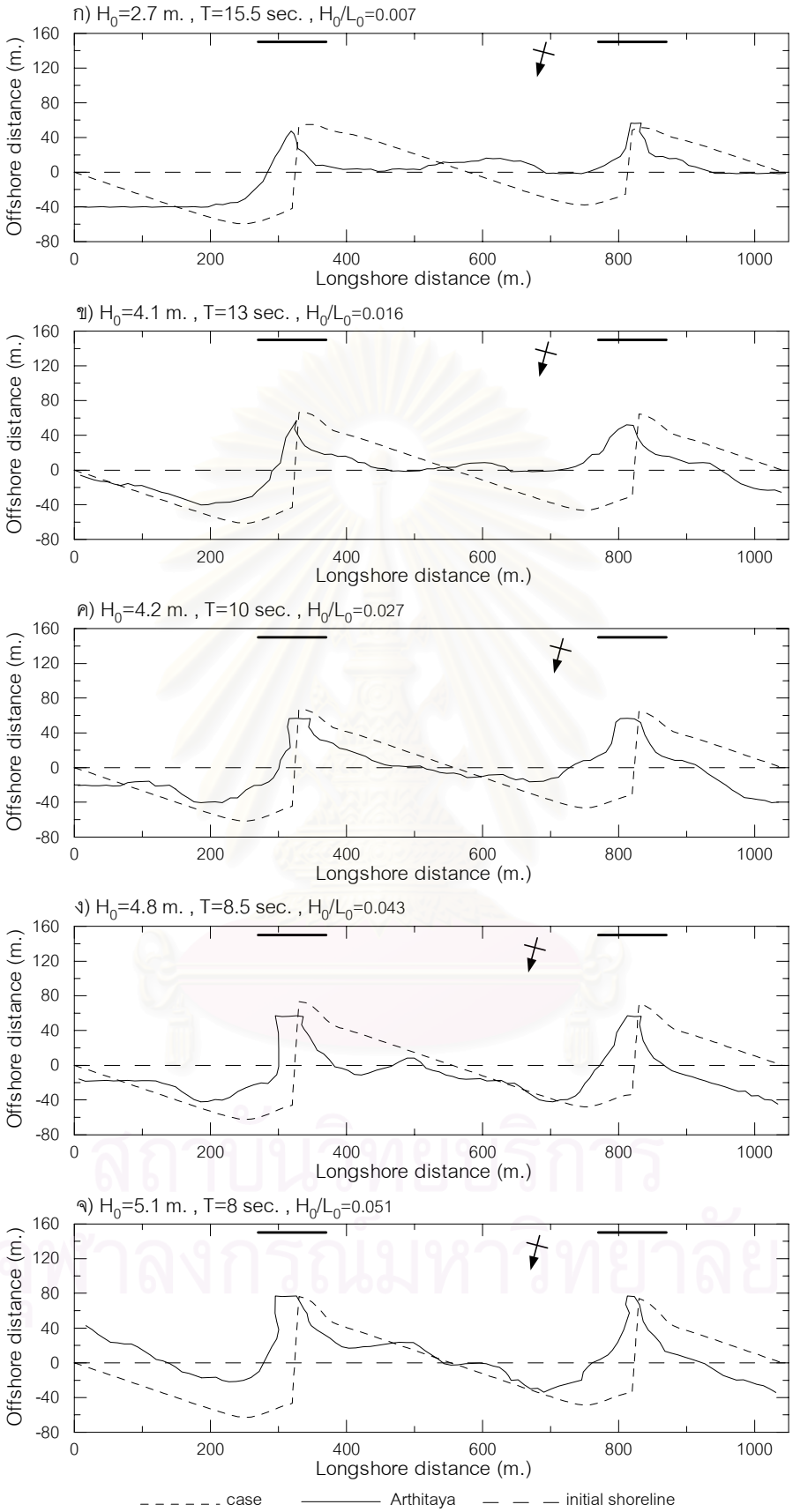
รูป ฉ-14 การเปรียบเทียบผลการใช้แบบจำลอง GENESIS กับกรณีต้นแบบ

กรณี θ_0 = -15°, ℓ:G =1:2



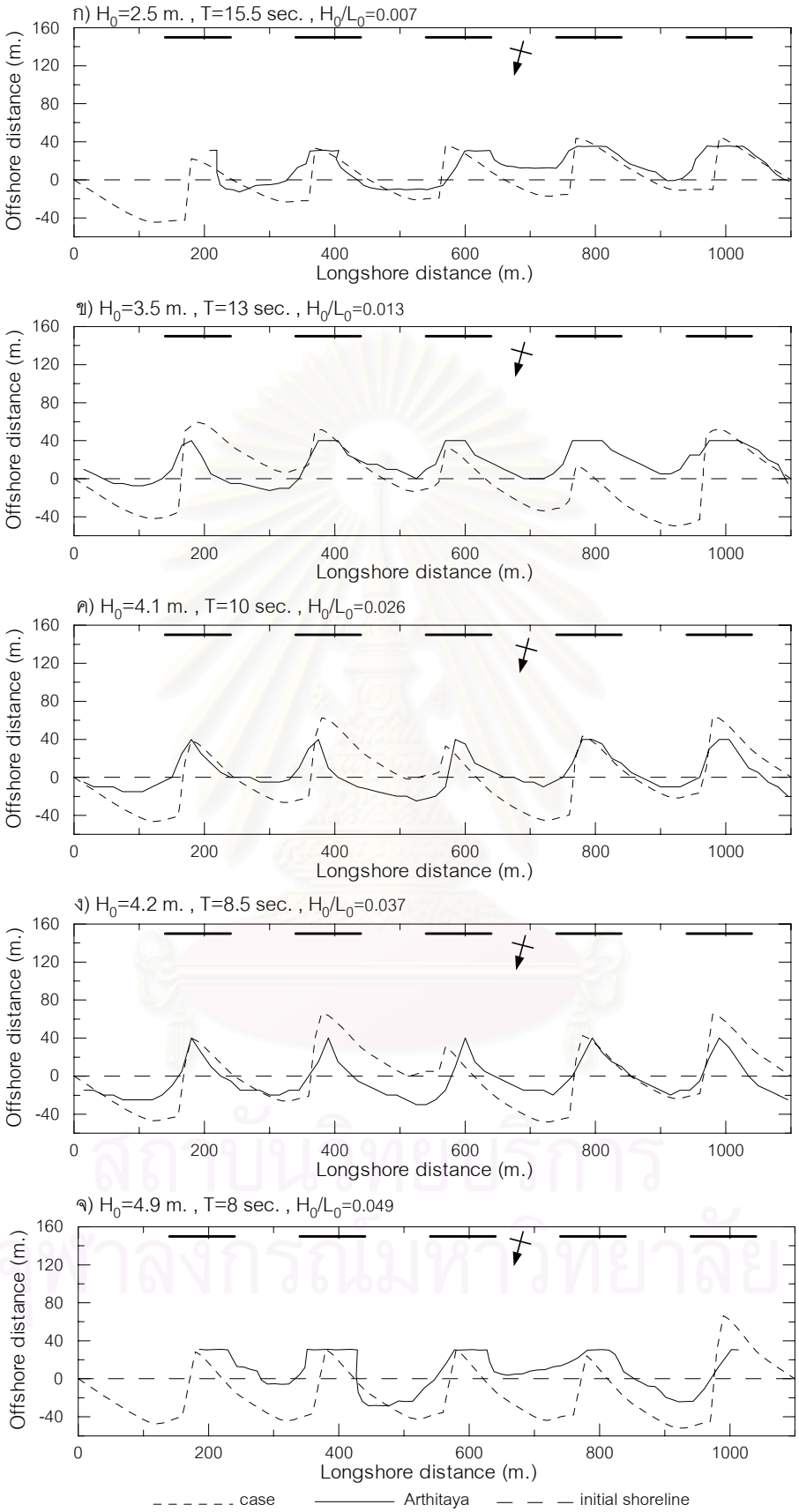
รูป ฉ-15 การเปรียบเทียบผลการใช้แบบจำลอง GENESIS กับกรณีต้นแบบ

กรณี θ_0 = -15°, ℓ:G =1:3



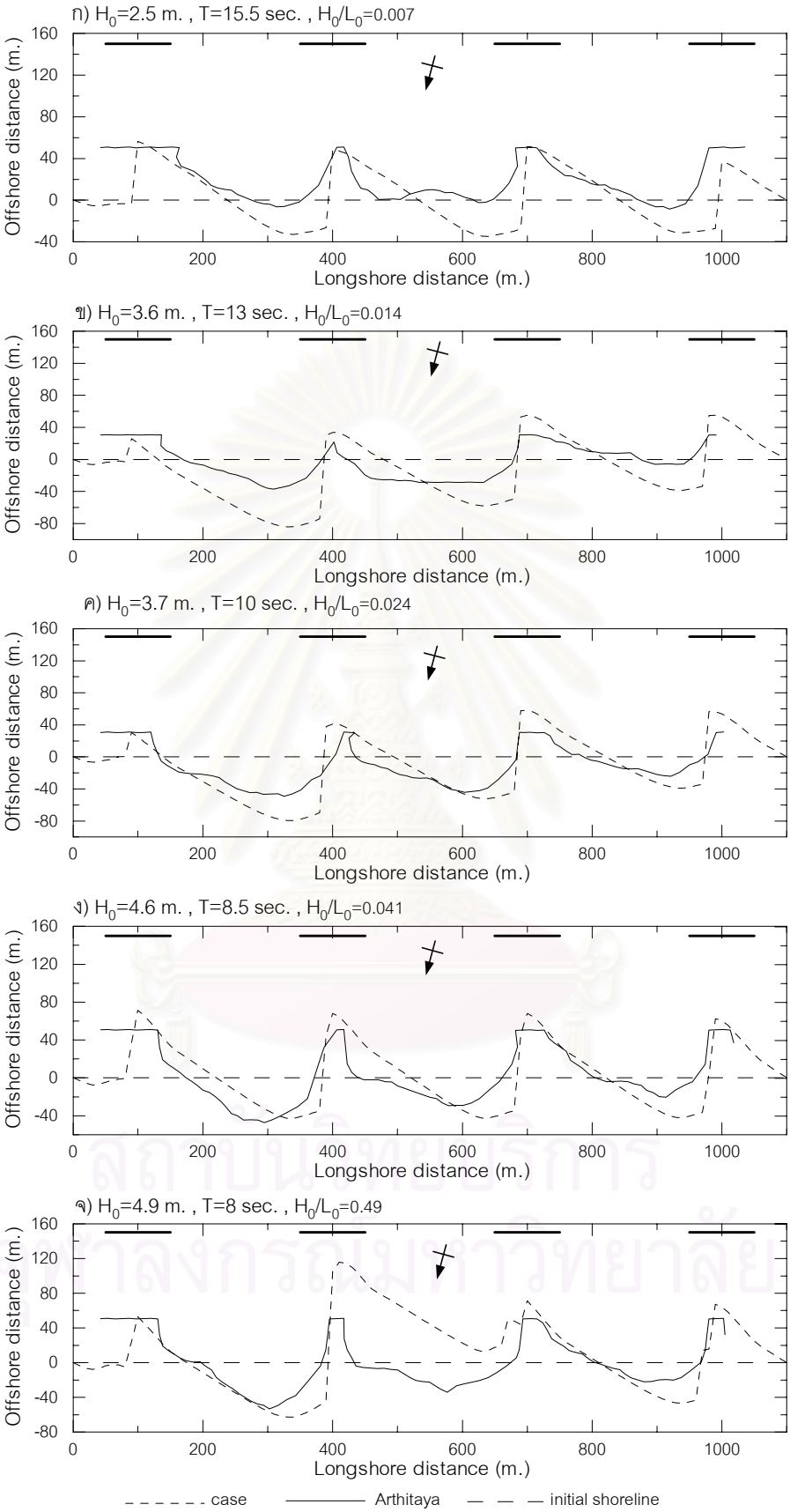
รูป ฉ-16 การเปรียบเทียบผลการใช้แบบจำลอง GENESIS กับกรณีต้นแบบ

กรณี θ_0 = -15°, ℓ:G =1:4



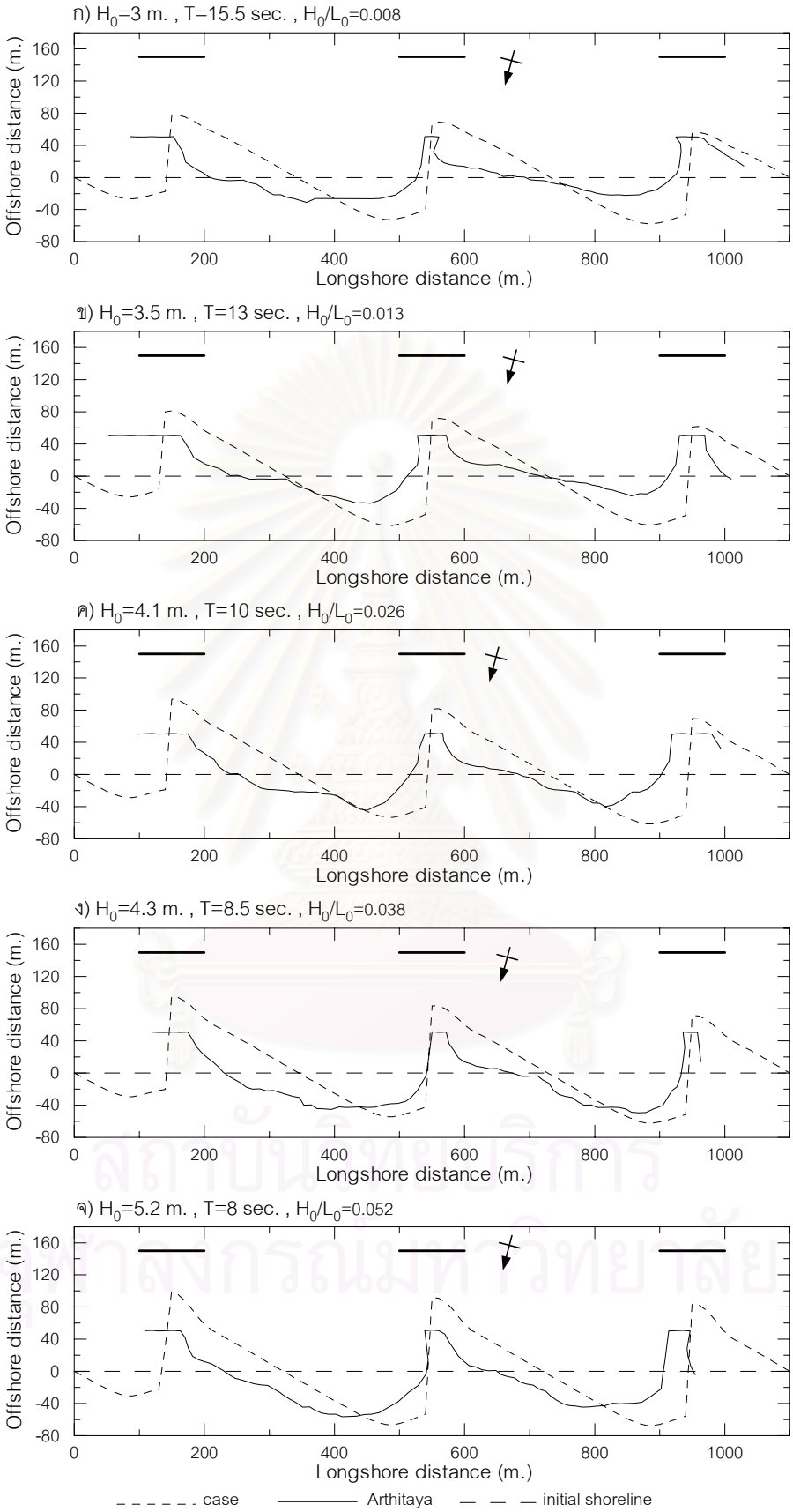
รูป ฉ-17 การเปรียบเทียบผลการใช้แบบจำลอง GENESIS กับกรณีต้นแบบ

กรณี θ_0 = -25°, ℓ:G =1:1



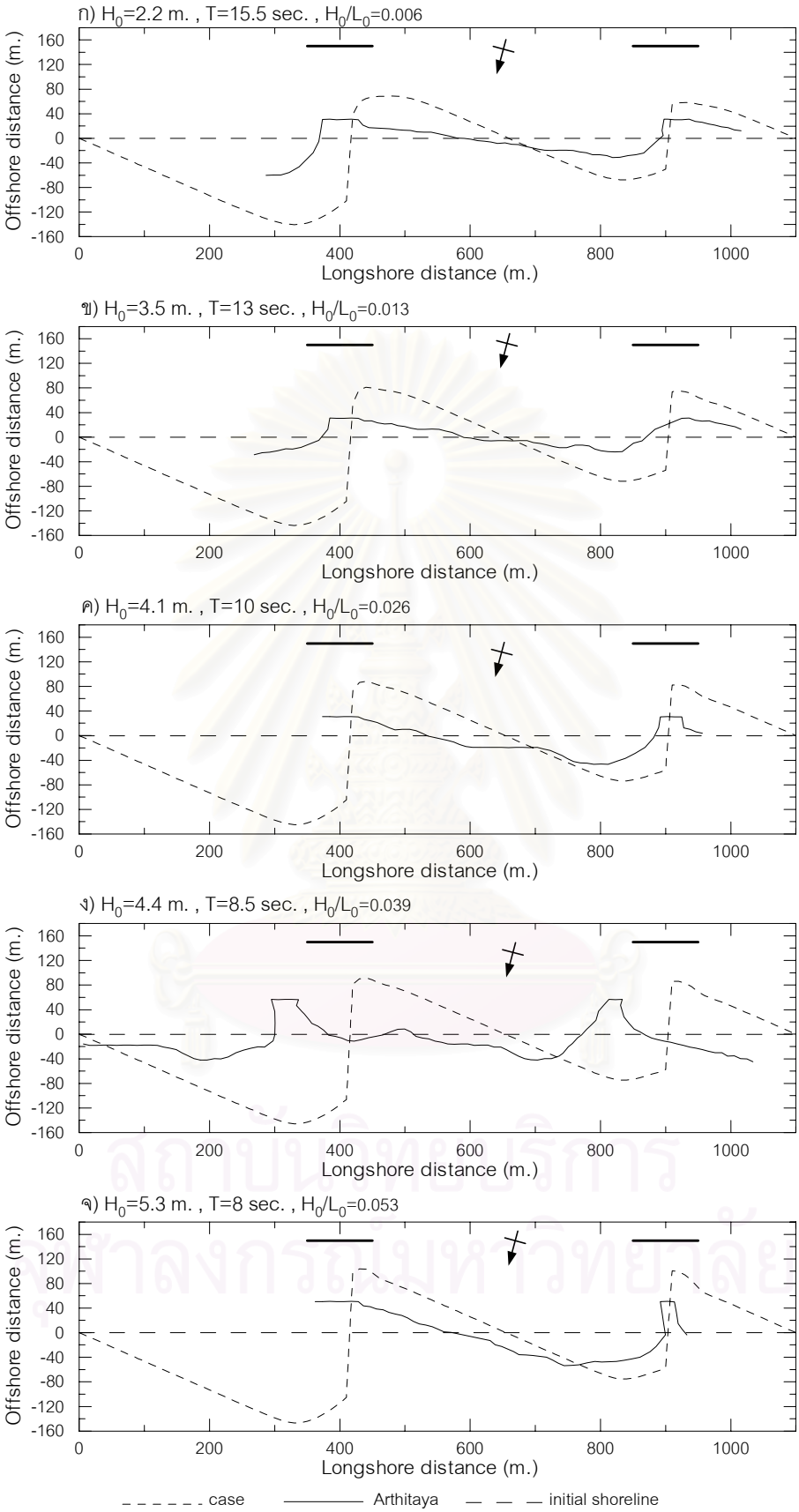
รูป ฉ-18 การเปรียบเทียบผลการใช้แบบจำลอง GENESIS กับกรณีต้นแบบ

กรณี θ_0 = -25°, ℓ:G =1:2



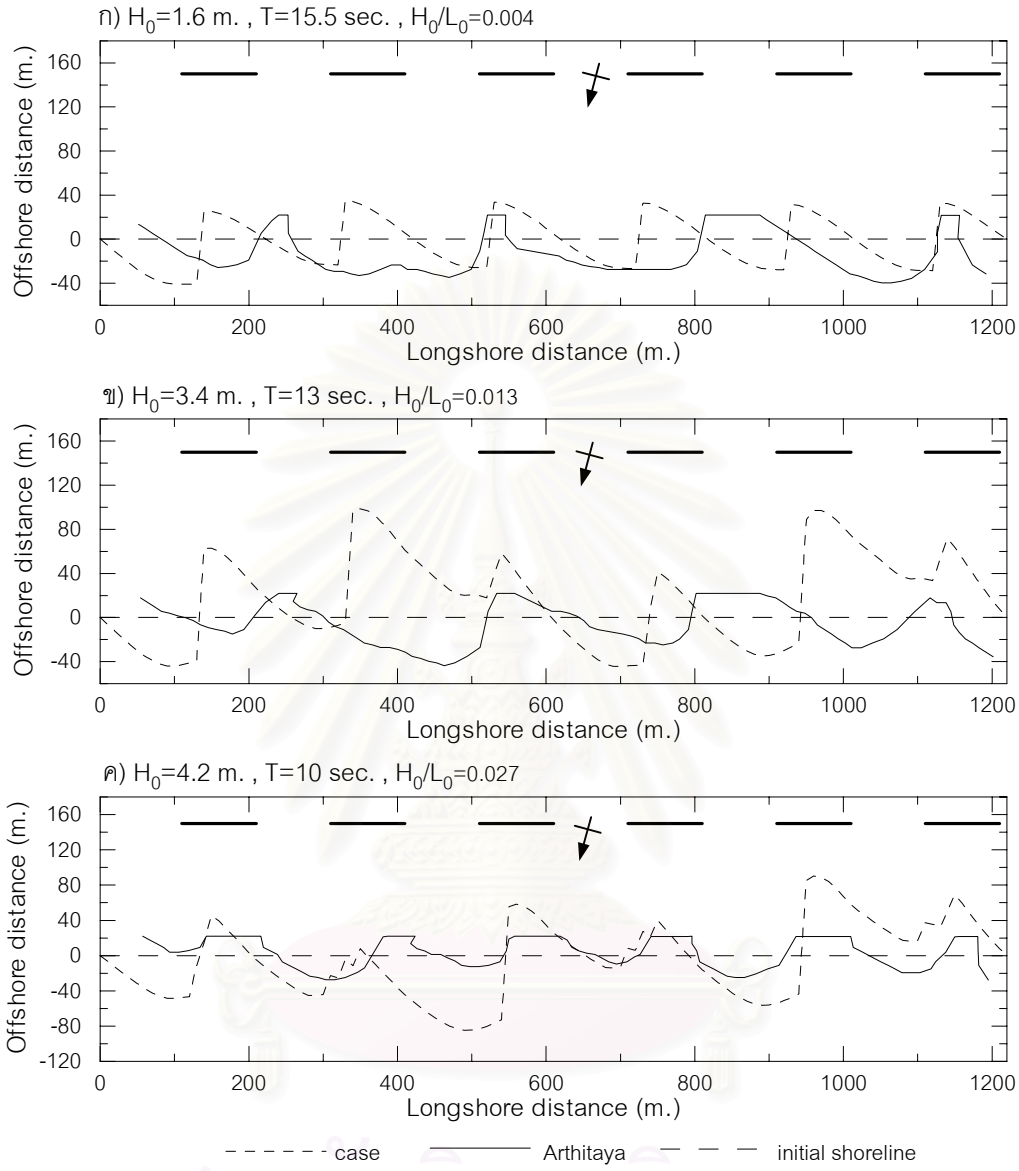
รูป ฉ-19 การเปรียบเทียบผลการใช้แบบจำลอง GENESIS กับกรณีต้นแบบ

กรณี θ_0 = -25°, ℓ:G =1:3



รูป ฉ-20 การเปรียบเทียบผลการใช้แบบจำลอง GENESIS กับกรณีต้นแบบ

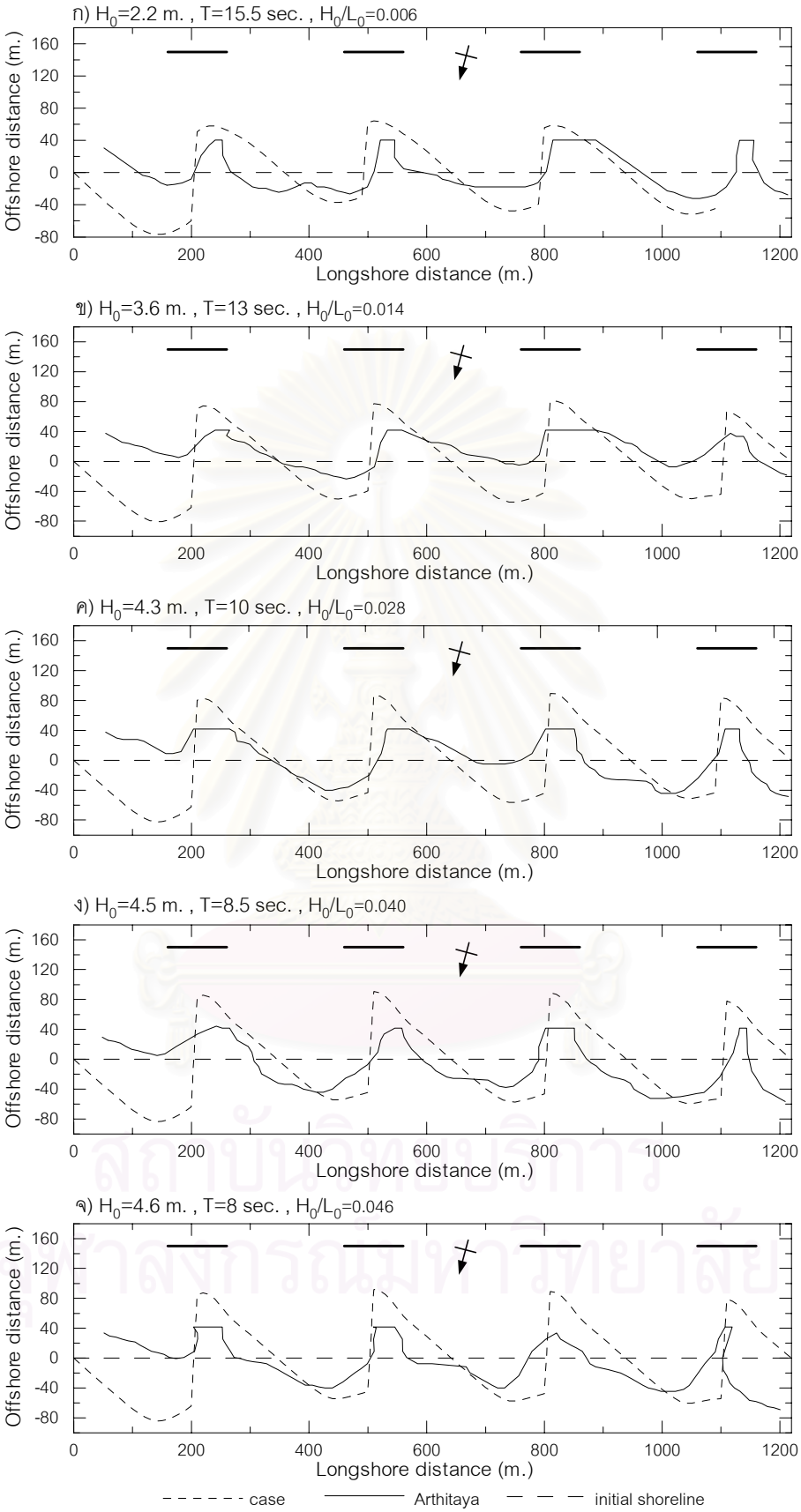
กรณี θ_0 = -25°, ℓ:G =1:4



รูป ฉ-21 การเปรียบเทียบผลการใช้แบบจำลอง GENESIS กับกรณีต้นแบบ

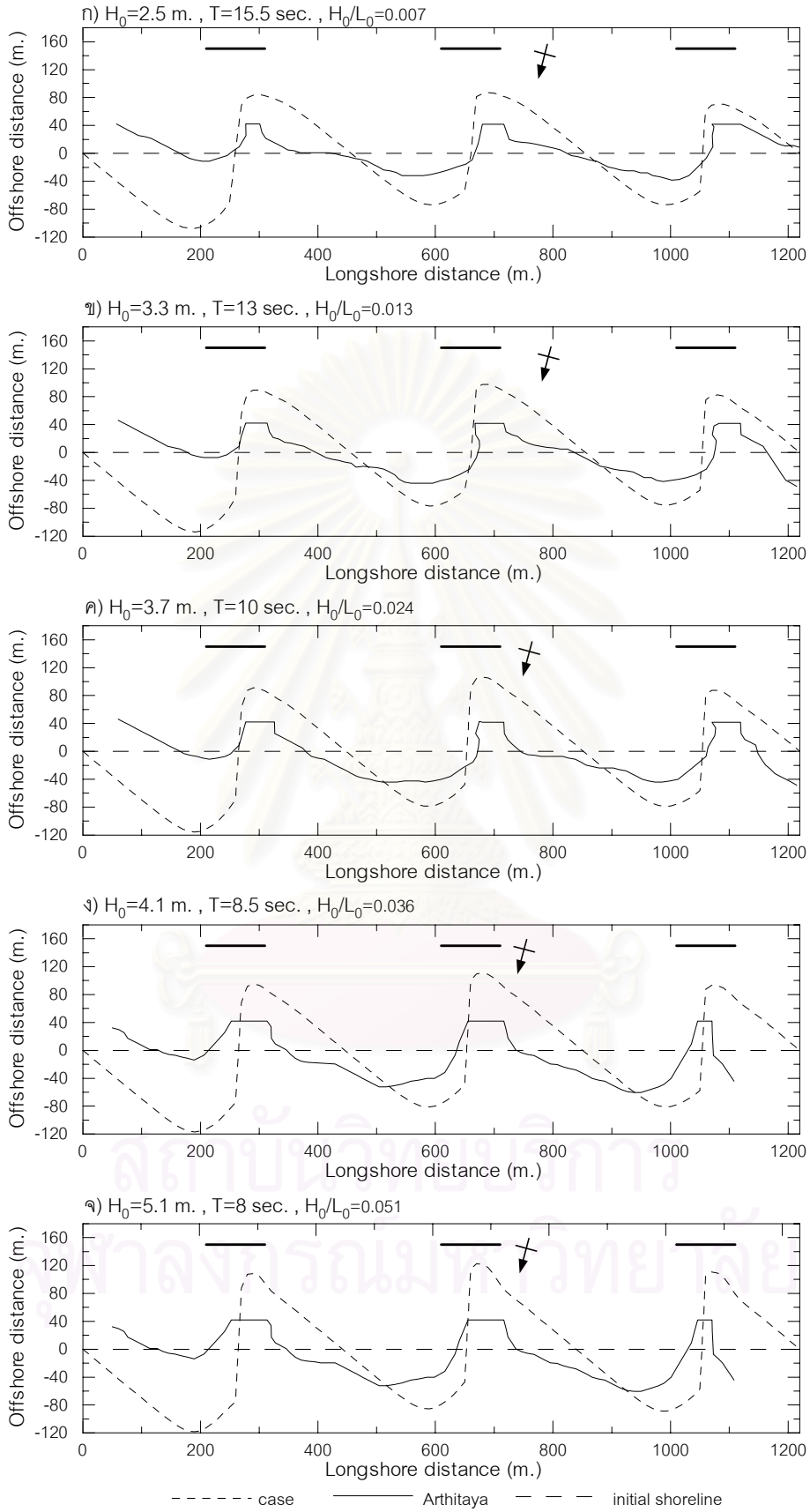
กรณี θ_0 = -35°, ℓ:G =1:1

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



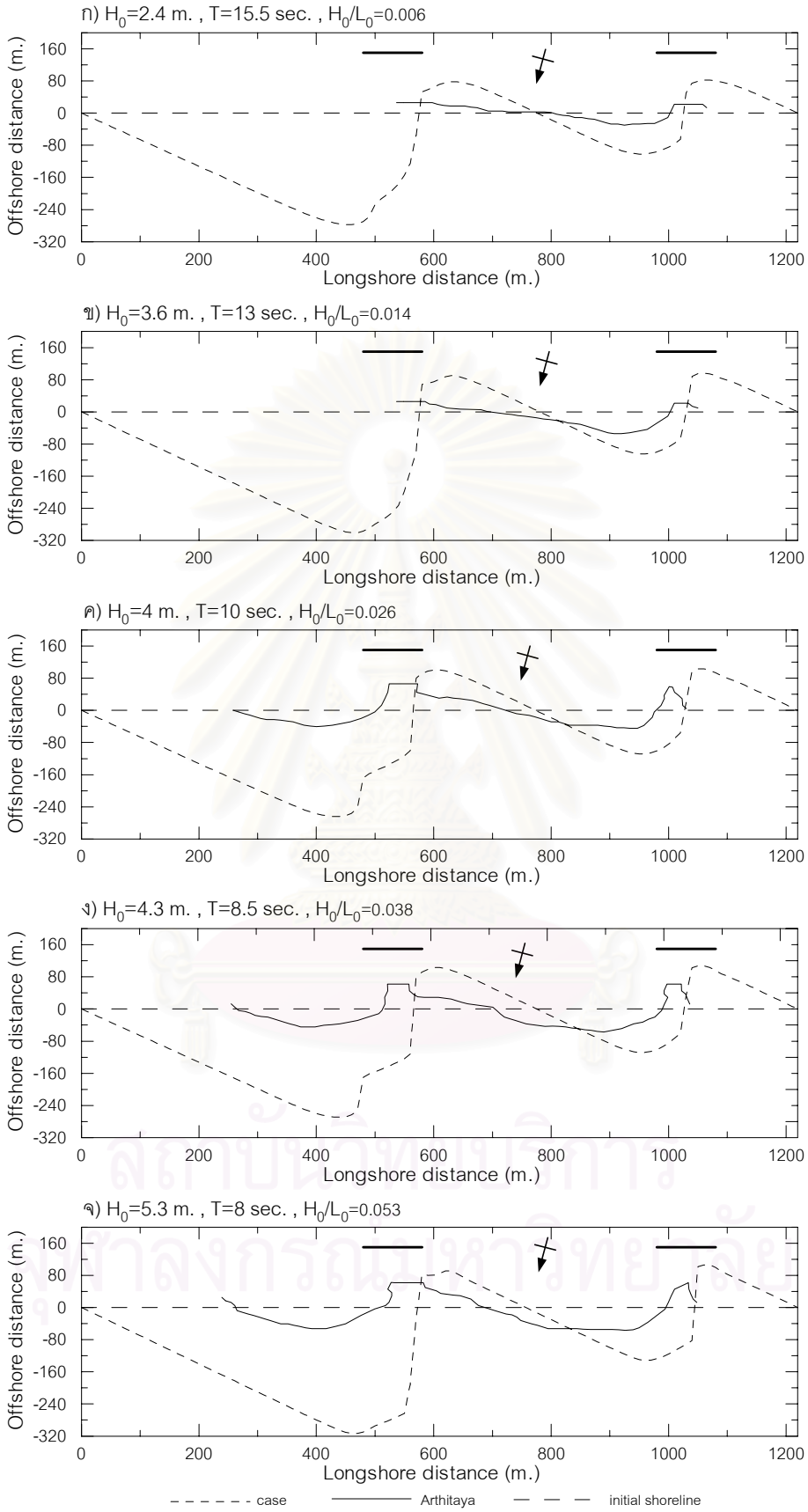
รูป ฉ-22 การเปรียบเทียบผลการใช้แบบจำลอง GENESIS กับกรณีต้นแบบ

กรณี θ_0 = -35°, ℓ:G =1:2



รูป ฉ-23 การเปรียบเทียบผลการใช้แบบจำลอง GENESIS กับกรณีต้นแบบ

กรณี θ_0 = -35°, ℓ:G =1:3

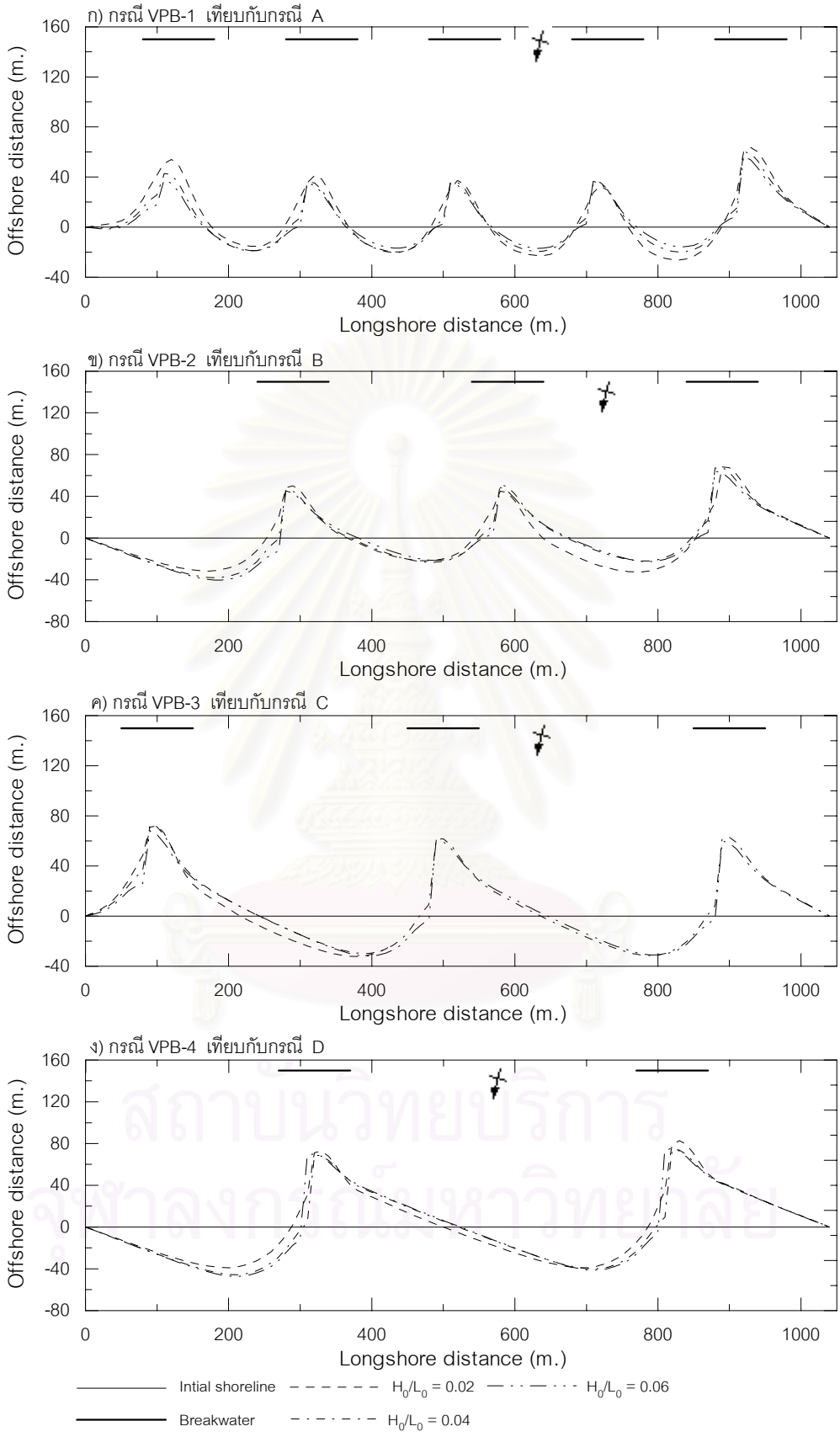


รูป ฉ-24 การเปรียบเทียบผลการใช้แบบจำลอง GENESIS กับกรณีต้นแบบ

กรณี θ_0 = -35°, ℓ:G =1:4

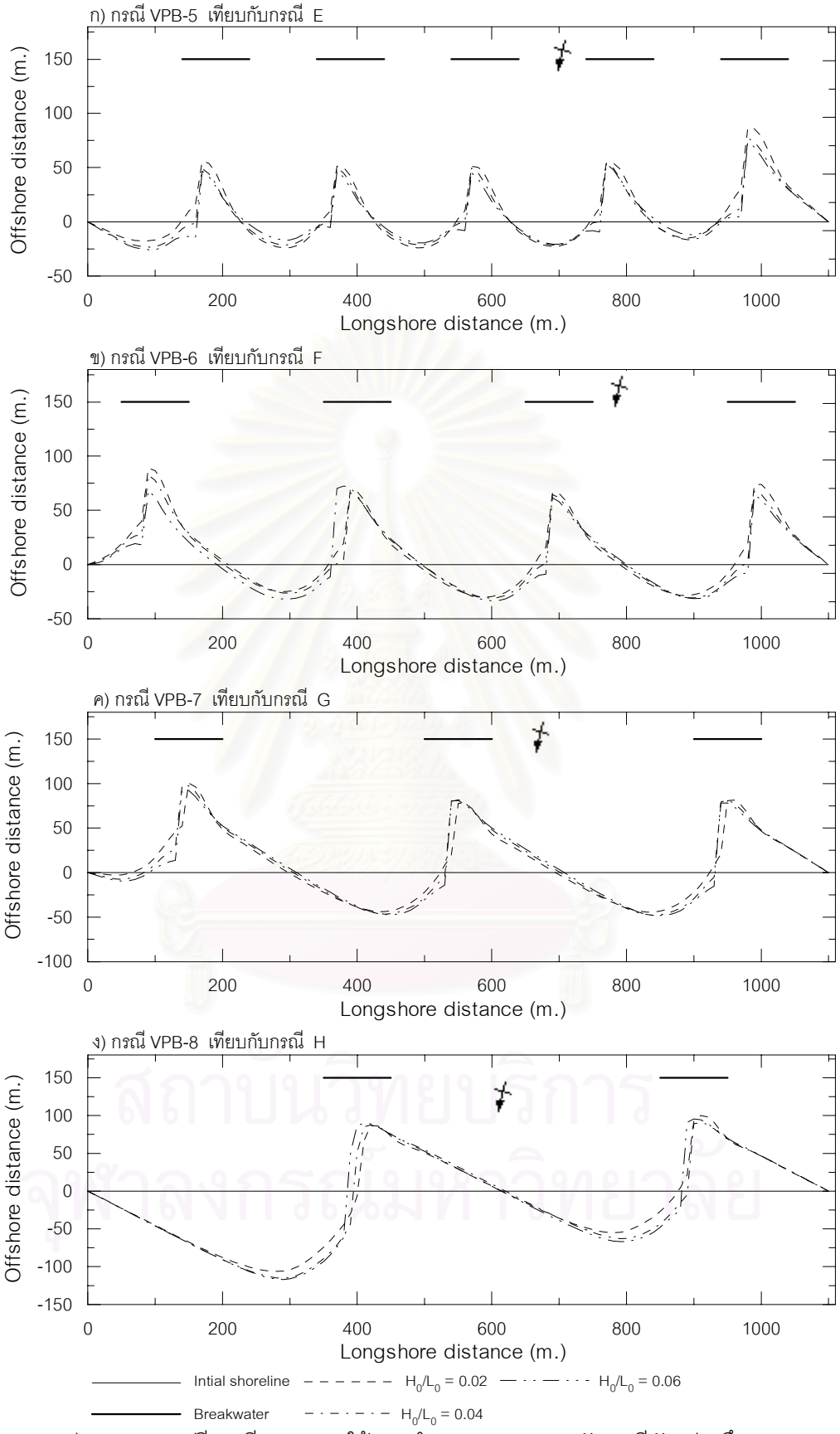
ตาราง ฉ-3 การประยุกต์ใช้แบบจำลอง GENESIS กับแบบจำลองชลศาสตร์ กรณีตัวอย่างศึกษา

Case	File	Δx m.	Δt hrs	NTS	d_C m.	d_B m.	D_{50} mm.	K1	K2	DBW m.	ℓ:G	θ_0	H_0 m.	T sec	H_0/L_0	Sag_o (m.)	Sag (m.)	Diff. %	Remark
VPB-1	a2	10	0.5	70080	2.08	1.04	0.25	0.2	0.13	150	1:1	-15	1	5.66	0.020	11.25	59.9	-432.4	
เทียบกับ	a4	10	0.5	70080	1.86	0.93	0.25	0.2	0.13	150	1:1	-15	1	4	0.040	12.50	55.6	-344.8	รูป ฉ-25(ก)
กรณี A	a6	10	0.5	70080	1.65	0.82	0.25	0.2	0.13	150	1:1	-15	1	3.27	0.060	12.88	52.9	-310.6	
VPB-2	b2	10	0.5	70080	2.08	1.04	0.25	0.2	0.13	150	1:2	-15	1	5.66	0.020	13.65	71.9	-426.7	
เทียบกับ	b4	10	0.5	70080	1.86	0.93	0.25	0.2	0.13	150	1:2	-15	1	4	0.040	14.78	74.7	-405.6	รูป ฉ-25(ข)
กรณี B	b6	10	0.5	70080	1.65	0.82	0.25	0.2	0.13	150	1:2	-15	1	3.27	0.060	15.15	69.8	-360.7	
VPB-3	c2	10	0.5	70080	2.08	1.04	0.25	0.2	0.13	150	1:3	-15	1	5.66	0.020	18.20	100.0	-449.5	
เทียบกับ	c4	10	0.5	70080	1.86	0.93	0.25	0.2	0.13	150	1:3	-15	1	4	0.040	19.33	94.3	-388.0	รูป ฉ-25(ค)
กรณี C	c6	10	0.5	70080	1.65	0.82	0.25	0.2	0.13	150	1:3	-15	1	3.27	0.060	21.55	91.8	-326.0	
VPB-4	d2	10	0.5	70080	2.08	1.04	0.25	0.2	0.13	150	1:4	-15	1	5.66	0.020	21.00	121.8	-480.0	
เทียบกับ	d4	10	0.5	70080	1.86	0.93	0.25	0.2	0.13	150	1:4	-15	1	4	0.040	22.73	114.6	-404.3	รูป ฉ-25(ง)
กรณี D	d6	10	0.5	70080	1.65	0.82	0.25	0.2	0.13	150	1:4	-15	1	3.27	0.060	23.10	116.8	-405.6	
VPB-5	e2	10	0.5	70080	2.08	1.04	0.25	0.2	0.13	150	1:1	-25	1	5.66	0.020	12.50	75.4	-503.2	
เทียบกับ	e4	10	0.5	70080	1.86	0.93	0.25	0.2	0.13	150	1:1	-25	1	4	0.040	13.63	71.2	-422.6	รูป ฉ-26(ก)
กรณี E	e6	10	0.5	70080	1.65	0.82	0.25	0.2	0.13	150	1:1	-25	1	3.27	0.060	14.02	63.6	-353.7	
VPB-6	f2	10	0.5	70080	2.08	1.04	0.25	0.2	0.13	150	1:2	-25	1	5.66	0.020	16.75	98.9	-490.4	
เทียบกับ	f4	10	0.5	70080	1.86	0.93	0.25	0.2	0.13	150	1:2	-25	1	4	0.040	18.63	97.1	-421.3	รูป ฉ-26(ข)
กรณี F	f6	10	0.5	70080	1.65	0.82	0.25	0.2	0.13	150	1:2	-25	1	3.27	0.060	19.70	95.2	-383.2	
VPB-7	g2	10	0.5	70080	2.08	1.04	0.25	0.2	0.13	150	1:3	-25	1	5.66	0.020	20.75	125.8	-506.3	
เทียบกับ	g4	10	0.5	70080	1.86	0.93	0.25	0.2	0.13	150	1:3	-25	1	4	0.040	20.93	129.7	-519.8	รูป ฉ-26(ค)
กรณี G	g6	10	0.5	70080	1.65	0.82	0.25	0.2	0.13	150	1:3	-25	1	3.27	0.060	21.40	129.1	-503.3	
VPB-8	h2	10	0.5	70080	2.08	1.04	0.25	0.2	0.13	150	1:4	-25	1	5.66	0.020	22.25	155.2	-597.5	
เทียบกับ	h4	10	0.5	70080	1.86	0.93	0.25	0.2	0.13	150	1:4	-25	1	4	0.040	23.88	154.0	-545.0	รูป ฉ-26(ง)
กรณี H	h6	10	0.5	70080	1.65	0.82	0.25	0.2	0.13	150	1:4	-25	1	3.27	0.060	24.35	162.3	-566.5	
VPB-9	i2	10	0.5	70080	2.08	1.04	0.25	0.2	0.13	150	1:1	-35	1	5.66	0.020	15.35	76.6	-399.0	
เทียบกับ	i4	10	0.5	70080	1.86	0.93	0.25	0.2	0.13	150	1:1	-35	1	4	0.040	15.68	73.3	-367.6	รูป ฉ-27(ก)
กรณี I	i6	10	0.5	70080	1.65	0.82	0.25	0.2	0.13	150	1:1	-35	1	3.27	0.060	15.95	88.3	-453.6	
VPB-10	j2	10	0.5	70080	2.08	1.04	0.25	0.2	0.13	150	1:2	-35	1	5.66	0.020	18.75	115.3	-514.9	
เทียบกับ	j4	10	0.5	70080	1.86	0.93	0.25	0.2	0.13	150	1:2	-35	1	4	0.040	19.25	112.9	-486.5	รูป ฉ-27(ข)
กรณี J	j6	10	0.5	70080	1.65	0.82	0.25	0.2	0.13	150	1:2	-35	1	3.27	0.060	19.83	123.0	-520.2	
VPB-11	k2	10	0.5	70080	2.08	1.04	0.25	0.2	0.13	150	1:3	-35	1	5.66	0.020	22.50	159.6	-609.3	
เทียบกับ	k4	10	0.5	70080	1.86	0.93	0.25	0.2	0.13	150	1:3	-35	1	4	0.040	23.00	168.7	-633.5	รูป ฉ-27(ค)
กรณี K	k6	10	0.5	70080	1.65	0.82	0.25	0.2	0.13	150	1:3	-35	1	3.27	0.060	23.83	175.2	-635.1	
VPB-12	l2	10	0.5	70080	2.08	1.04	0.25	0.2	0.13	150	1:4	-35	1	5.66	0.020	26.00	227.7	-775.8	
เทียบกับ	l4	10	0.5	70080	1.86	0.93	0.25	0.2	0.13	150	1:4	-35	1	4	0.040	26.75	229.2	-756.8	รูป ฉ-27(ง)
กรณี L	l6	10	0.5	70080	1.65	0.82	0.25	0.2	0.13	150	1:4	-35	1	3.27	0.060	27.00	222.6	-724.4	



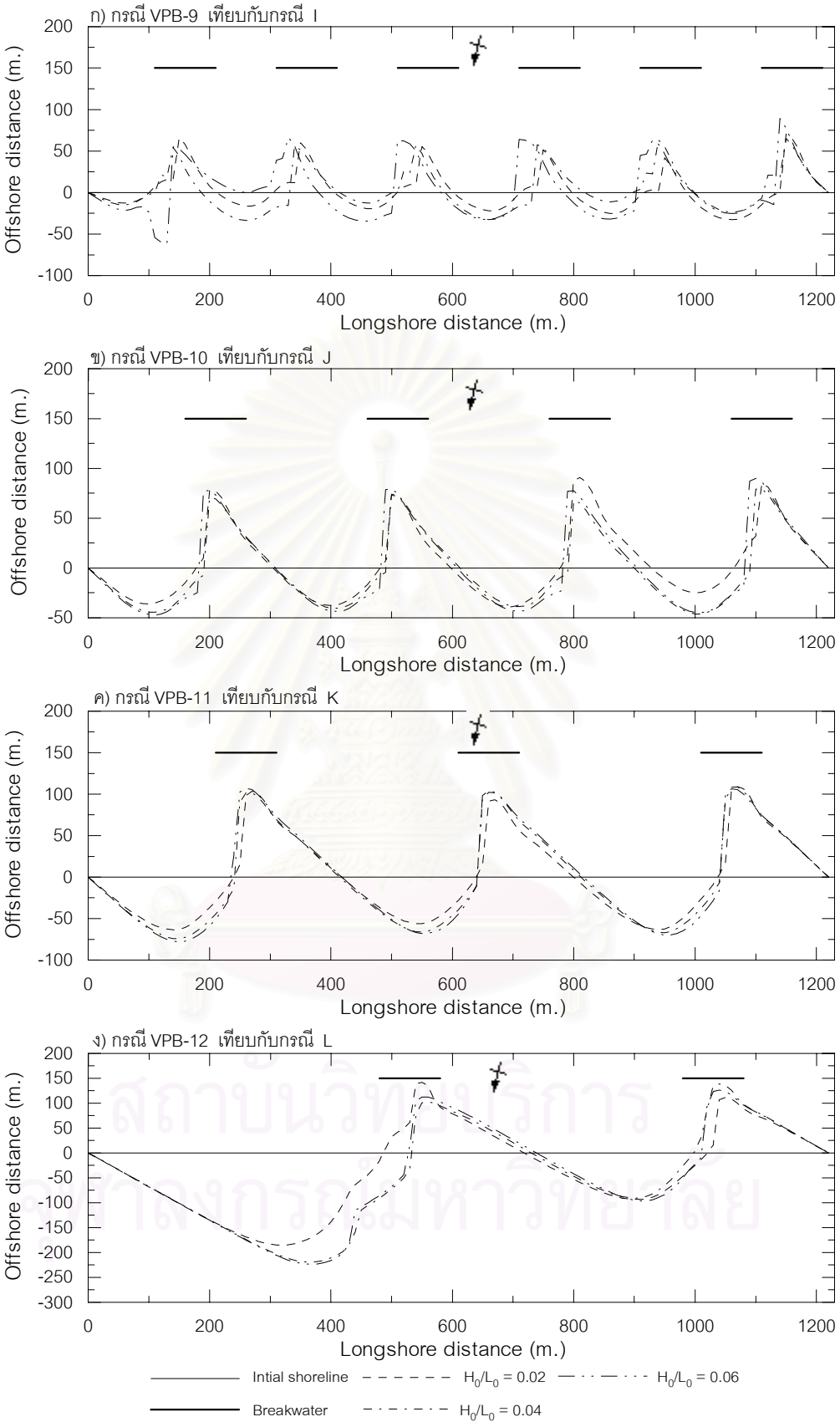
รูป ฉ-25 การเปรียบเทียบผลการใช้แบบจำลอง GENESIS กับกรณีตัวอย่างศึกษา

กรณี θ_0 = -15°



รูป ฉ-26 การเปรียบเทียบผลการใช้แบบจำลอง GENESIS กับกรณีตัวอย่างศึกษา

กรณี θ_0 = -25°



รูป ฉ-27 การเปรียบเทียบผลการใช้แบบจำลอง GENESIS กับกรณีตัวอย่างศึกษา

กรณี θ_0 = -35°

ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์

ชื่อ นายอนุรักษ์ ศรีอริยวัฒน์

เกิด 22 มกราคม พ.ศ. 2521 จ.กรุงเทพมหานคร

การศึกษา พ.ศ. 2540 สำเร็จการศึกษาวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต (วศ.บ.โยธา)
ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
พ.ศ. 2541 เข้าศึกษาหลักสูตรวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต (วศ.ม.)
ภาควิชาวิศวกรรมแหล่งน้ำ คณะวิศวกรรมศาสตร์
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ประสบการณ์ 2543-2544 ได้รับทุนวิจัยของจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย