

บทที่ 2

เอกสารและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 คลื่นและชายหาด

2.1.1 ลักษณะทั่วไปของชายหาด

2.1.2 ลักษณะทั่วไปของคลื่น

2.1.3 การป้องกันชายหาด

แนวทางการป้องกันชายแบ่งเป็น 4 ส่วนใหญ่คือฝังสำหรับ GEOTUBE

case study การเปลี่ยนแปลงชายฝั่งทะเลบางขุนเทียนและการป้องกันชายหาด

ปัจจัยที่ส่งผลต่อการเปลี่ยนแปลงชายฝั่ง

2.1.1 ลักษณะทั่วไปของชายหาด

ชายฝั่ง คือ ส่วนของแผ่นดินที่อยู่ติดกับทะเล ลักษณะรูปตัดตามยาวของชายฝั่งแสดงได้ดังรูปที่ 2-1 โดยธรรมชาติแล้วชายฝั่งทะเลจะมีการเปลี่ยนแปลงอยู่ตลอดเวลาตามสภาพทางอุทกศาสตร์ เช่น ระดับน้ำขึ้นน้ำลง ความเร็วและทิศทางกระแสน้ำ ความสูงและคาบเวลาของคลื่นลม กระบวนการเคลื่อนตัวของตะกอนตามชายฝั่ง เป็นต้น

คลื่นเป็นสาเหตุสำคัญที่ทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงของระดับน้ำ และเกิดการเคลื่อนตัวของตะกอนชายฝั่ง ซึ่งทำให้ชายฝั่งทะเลเปลี่ยนแปลงไปในรูปของการกัดเซาะหรือการทับถม ซึ่งคลื่นเคลื่อนตัวจากน้ำลึกมาถึงน้ำตื้นก็จะเริ่มแตกตัว พลังงานคลื่นส่วนใหญ่จะสลายไป และส่วนหนึ่งจะสะท้อนกลับไปนอกทะเล บริเวณชายฝั่งที่มีคลื่นแตกตัว (surf zone) จะเป็นบริเวณที่มีการเคลื่อนตัวของตะกอนสูง เมื่อคลื่นเคลื่อนตัวเข้าหาฝั่งในทิศทำมุมกับแนวชายฝั่ง จะทำให้เกิดกระแสน้ำขึ้น 2 ชนิด คือ กระแสน้ำในแนวตั้งฉากกับชายฝั่ง (rip current) และกระแสน้ำในแนวขนานกับชายฝั่ง (longshore current) ซึ่งกระแสน้ำทั้งสองแนวนี้ เป็นตัวพัดพาตะกอนให้เคลื่อนที่ในแนวต่างๆ ต่อไป

การเคลื่อนตัวของตะกอนบริเวณชายฝั่ง เกิดจากการเคลื่อนไหวไปมาของมวลน้ำใกล้พื้นท้องทะเล กับกระแสน้ำที่เกิดจากคลื่นและที่เกิดจากระดับน้ำขึ้นลง การเคลื่อนไหวของอนุภาคน้ำและตะกอน บริเวณพื้นท้องน้ำจะกลับไปกลับมาตามทิศทางคลื่น และเมื่อคลื่นแตกตัวตะกอนจำนวนมากจะถูกกววให้ลอยขึ้นมาจากพื้น และถูกพัดพาไปมาโดยคลื่นและกระแสน้ำและส่วนหนึ่งของตะกอนเหล่านี้จะมีการเคลื่อนตัวสุทธิในทิศทางใดทิศทางหนึ่งตามแนวชายฝั่งทะเล จึงอาจกล่าวได้ว่า การ

เคลื่อนตัวของตะกอนชายฝั่งจะแบ่งออกได้เป็น 2 ชนิด การเคลื่อนตัวขนานแนวชายฝั่ง (longshore transport) และการเคลื่อนตัวเข้า-ออกจากชายฝั่ง (onshore-offshore transport) โดยที่ปริมาณและทิศทางการเคลื่อนตัวของตะกอนบริเวณชายฝั่งขึ้นอยู่กับความสูงและคาบเวลาของคลื่น ทิศทางของคลื่นที่กระทบชายฝั่ง ความลึกท้องน้ำบริเวณชายฝั่ง รวมทั้งขนาดและชนิดของตะกอน

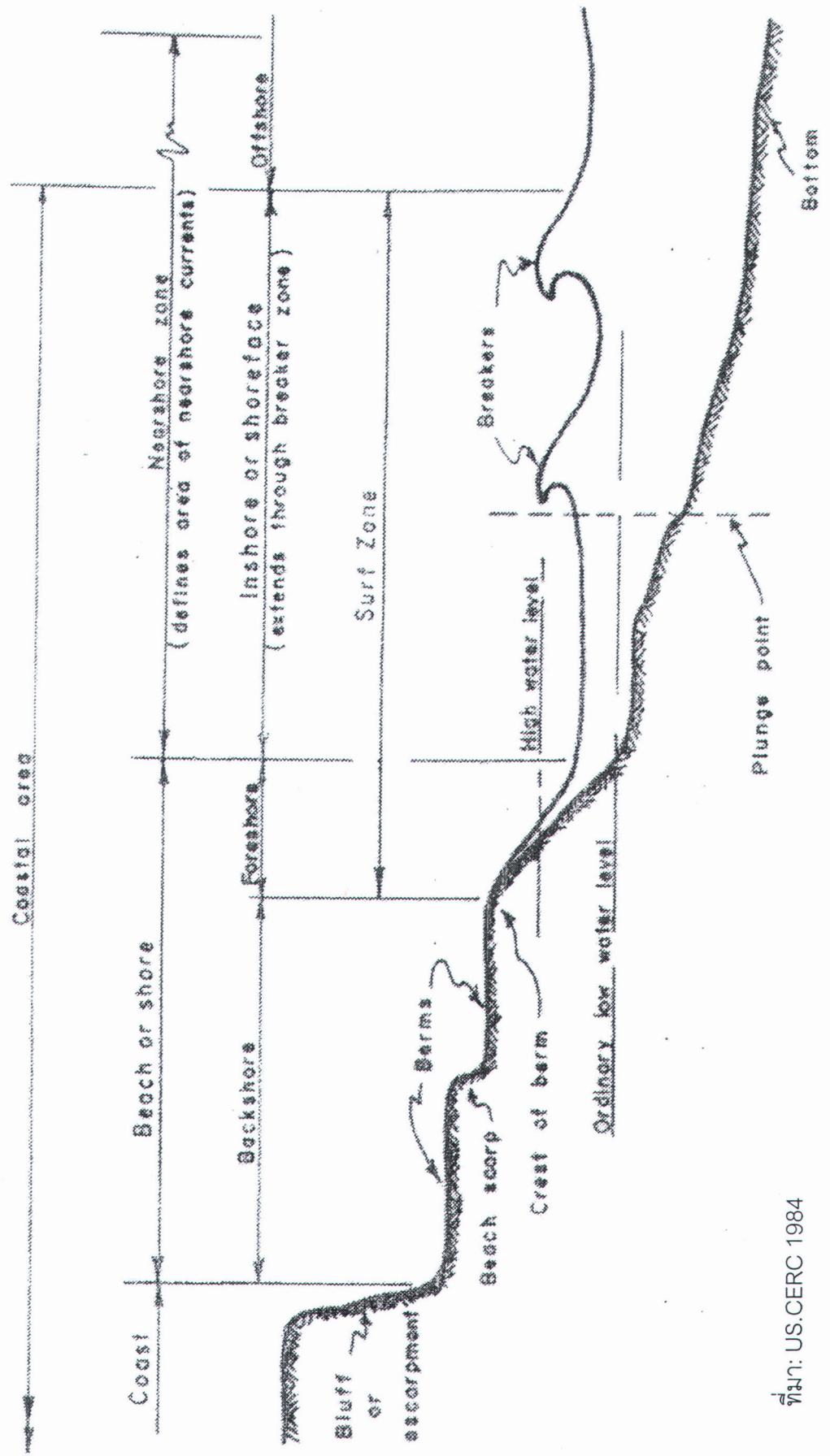


(a)



(b)

รูปที่ 2.1 แสดงผลเสียหายจากการกัดเซาะชายฝั่ง



ที่มา: US.CERC 1984

รูปที่ 2-2 รูปตัดตามยาวของชายฝั่งทะเล

2.1.2 ลักษณะทั่วไปของคลื่น

การเปลี่ยนแปลงและพฤติกรรมของคลื่น

ปัจจุบันงานทางด้านวิศวกรรมชายฝั่งมักประสบปัญหาอย่างมากเกี่ยวกับการเปลี่ยนแปลงสภาพชายฝั่ง รวมถึงการออกแบบโครงสร้างป้องกันชายฝั่งทะเลให้มีประสิทธิภาพ สำหรับการเกิดปัญหาอย่างรุนแรงและต่อเนื่องมาโดยตลอด การเปลี่ยนแปลงสภาพชายฝั่งเป็นกระบวนการชายฝั่ง coastal process ที่เกิดขึ้นโดยอิทธิพลของคลื่น กระแสน้ำและตะกอนชายฝั่ง โดยสภาพความรุนแรงของคลื่น กระแสน้ำ และตะกอนชายฝั่ง นั้นเป็นสาเหตุสำคัญที่ทำให้เกิดการกัดเซาะหรือการกัดกร่อน การทับถมของตะกอนทรายนี้จะเกิดขึ้นในฤดูกาลที่แตกต่างกันไป ในที่ใดก็ตามที่หากพบการกัดเซาะชายฝั่งมากกว่าการทับถมก็จะเกิดการถดถอยของชายฝั่ง ถ้าบริเวณใดที่พบการตกตะกอนมากกว่าการทับถมก็จะเกิดการถดถอยซึ่งมักจะเกิดขึ้นเป็นเวลานาน

ก.กลศาสตร์ของคลื่น

มีความสำคัญและจำเป็นต่อการออกแบบโครงสร้างป้องกันชายหาด คือวิศวกรผู้ออกแบบต้องทราบถึงลักษณะรูปแบบต่างๆ ที่คลื่นมากระทำต่อชายฝั่ง ซึ่งมีหลายอย่างรวมกัน เช่น คลื่น ลม (wind wave) คลื่นที่เกิดจากเรือ (ship generation wave) คลื่นที่เกิดจากแผ่นดินไหว กระแสน้ำขึ้นน้ำลง (tide current) และอื่น ๆ เพราะปรากฏการณ์ต่างๆ ที่เกิดขึ้นมีความเกี่ยวข้องกันหลายด้าน ยกตัวอย่าง คลื่นที่เกิดจากลม เมื่อเข้าสู่ชายฝั่ง ในบริเวณที่แตกตัว จะมีความสามารถในการกัดกร่อนไม่เท่ากัน

โดยส่วนใหญ่แล้วคลื่นในมหาสมุทรหรือทะเลนั้นเกิดจากการถ่ายเทพลังงานจากลมสู่น้ำทำให้เกิดเป็นคลื่น ด้วยความซับซ้อนต่างๆ จึงทำให้เกิดคลื่นที่แตกต่าง ทั้งด้านความสูง ความยาวคลื่น และคาบเวลาของคลื่น

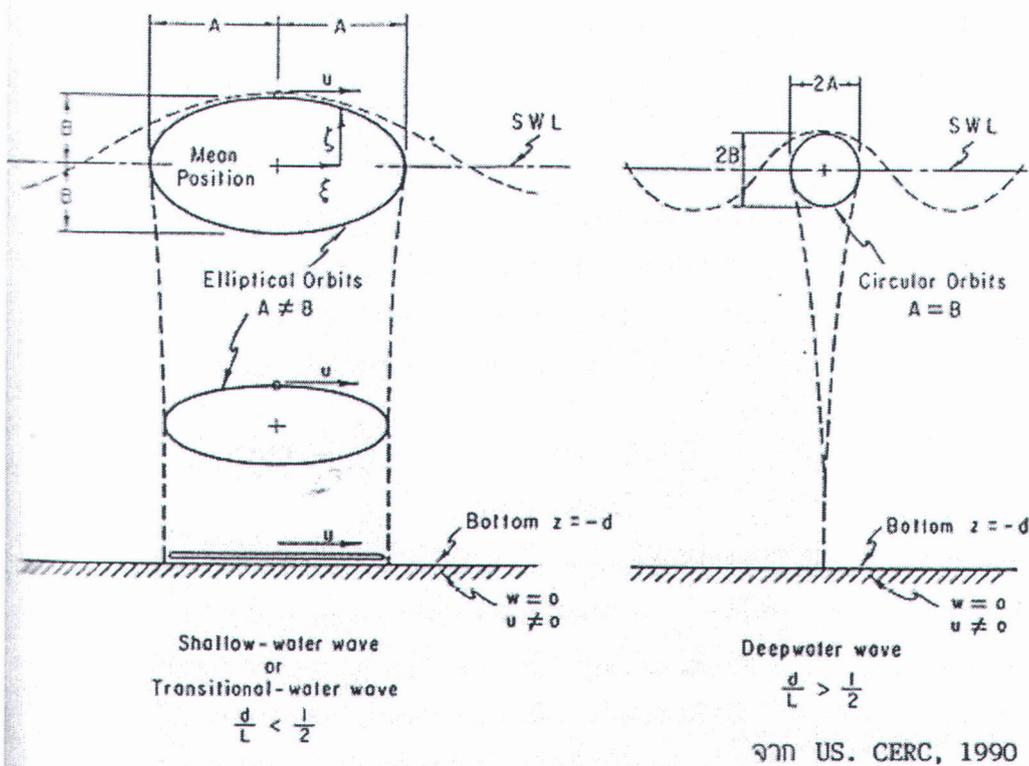
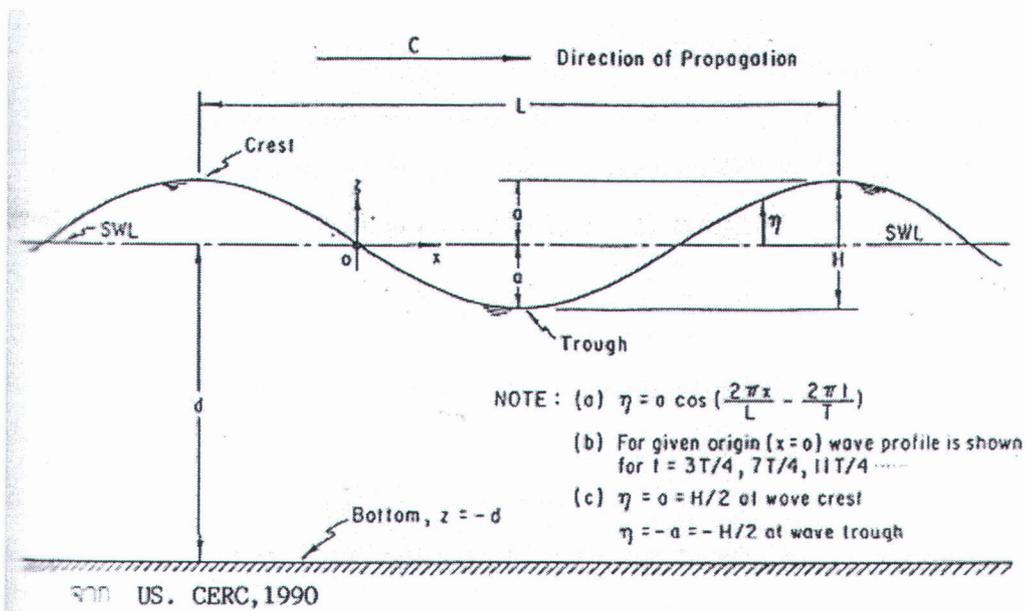
การกระทำต่อชายฝั่ง

การกระทำของคลื่นต่อชายฝั่ง ขึ้นอยู่กับชนิดของคลื่นและวัสดุที่ประกอบขึ้นเป็นชายฝั่ง โดยวัสดุอาจเป็นกรวดหรือทราย โดยปกติแล้วจะแบ่งคลื่นเป็น 2 แบบ คือคลื่นพายุและคลื่นทั่วไปซึ่งอธิบายการเกิดยากด้วยทางคณิตศาสตร์ เนื่องจากมีความเป็น non-linear สูง และยังมีลักษณะของการผันแปร (random-process) ดังนั้นการอธิบายคลื่นจึงเป็นการประมาณเท่านั้น

เมื่อคลื่นเข้าสู่ชายฝั่ง ความสูงและความยาวของคลื่นจะมีการเปลี่ยนแปลงโดนกระบวนการต่างๆ ดังนี้

1. การหักเหของคลื่น (reflection)
2. การกระจายของคลื่น (diffraction)
3. การแตกตัว (breaking)

โดยการเปลี่ยนแปลงแบ่งออกเป็น 3 ลักษณะคือ คลื่นในน้ำลึก คลื่นในความลึกที่เปลี่ยนแปลง คลื่นน้ำตื้น



รูปที่ 2.3 การเคลื่อนที่ของอนุภาคของคลื่นในน้ำตื้นละในน้ำลึก

จากการที่คลื่นในมหาสมุทรมีการเปลี่ยนแปลงทั้งคาบและเวลา ความยาวของคลื่น และความสูงของคลื่น ดังนั้นงานวิจัยส่วนใหญ่จึงเน้นการอธิบายถึงลักษณะของคลื่นที่มีความสูงน้อย (small amplitude wave theory or linear wave theory)

ทฤษฎีคลื่นความสูงน้อย

ทฤษฎีคลื่นความสูงน้อย (small amplitude wave theory or linear wave theory) คิดค้นโดย Airy, 1845 (US .CERC, 1990) เป็นทฤษฎีที่มีความคิดโดนการไหลของของเหลว 2 มิติ โดยพัฒนามาจากสมการเชิงเส้น ที่มีการกำหนดสภาวะขอบเขต ผิวหน้าอิสระ (free surface condition) โดยไม่คิดถึงความหนืดหรือแรงตึงผิว ซึ่งเป็นคลื่นที่คลื่นที่เคลื่อนที่ในน้ำลึกได้มากกว่า และมีข้อจำกัดมากขึ้นเมื่อคลื่นนั้นเข้ามาอยู่ในบริเวณน้ำตื้น และใกล้ที่จะแตกตัว เมื่อคลื่นเข้าสู่ชายฝั่งและมีการเปลี่ยนแปลง การเคลื่อนที่ของคลื่นนั้นเริ่มได้รับผลกระทบมาจากท้องทะเลและลักษณะที่เปลี่ยนไปตามระยะของคลื่นที่ผ่าน ซึ่งแสดงให้เห็นว่าเมื่อความลึกของน้ำลดลงความเร็วคลื่นและความยาวของคลื่นจะลดลงเร็วเช่นกัน

ข. การเปลี่ยนแปลงของคลื่น

เมื่อคลื่นเข้าสู่ชายฝั่ง จะเกิดการเปลี่ยนแปลง ก็ต่อเมื่อคลื่นนั้นเคลื่อนที่ผ่านจากบริเวณที่มีน้ำลึกเข้าสู่บริเวณที่น้ำตื้นมากกว่า โดยมีการเสียดสีกับท้องทะเล หรือคลื่นเคลื่อนที่เข้าปะทะสิ่งกีดขวาง ทำให้ความยาวของคลื่นลดลง ในขณะที่ความสูงของคลื่นมีขนาดเพิ่มมากขึ้น (wave steepness H/L) เพิ่มขึ้นจนไม่สามารถทรงตัวอยู่ได้จนเกิดการแตกตัวเกิดขึ้น

- การเคลื่อนที่เข้าสู่ น้ำตื้น

เมื่อคลื่นเคลื่อนที่จากแหล่งกำเนิดซึ่งมีลมพัดผ่าน และไม่อยู่ภายใต้การกระทำของลมแล้ว คลื่นจะมีความเป็นระเบียบและสม่ำเสมอขึ้นอยู่กับระบบ ล้นคลื่นและท้องคลื่น จะเริ่มปรากฏอย่างชัดเจนแต่ก็ยังคงมีความสลับซับซ้อน เมื่อคลื่นเคลื่อนที่เข้าสู่ชายฝั่งแต่ยังอยู่บริเวณ นอกชายฝั่ง เมื่อมาถึงชายฝั่งคลื่นจะเกิดการเปลี่ยนแปลงตามระยะทางที่ผ่าน

ข.1 การหักเหของคลื่น

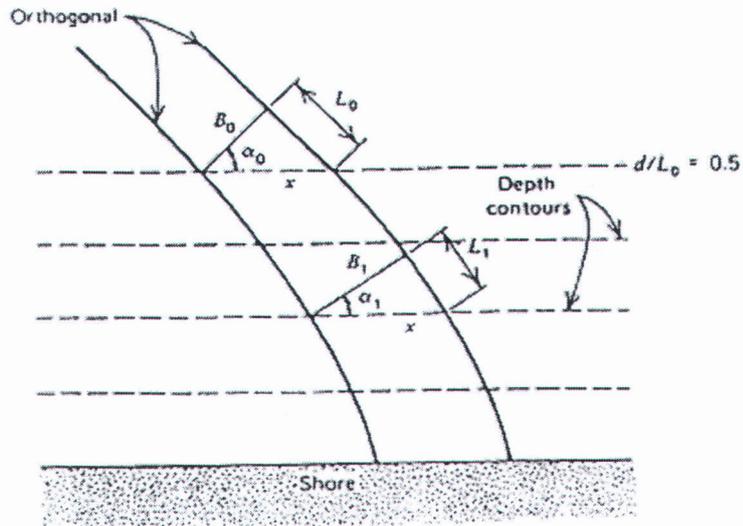
เมื่อความเร็วของคลื่นขึ้นอยู่กับความลึกของน้ำ จะเห็นได้ว่าเมื่อความลึกของคลื่นลดลงความเร็วของคลื่นก็จะลดลงตาม จึงทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงของสันคลื่น คลื่นทำมุมความลึกกับท้องน้ำ จากการเปลี่ยนแปลงอันนี้เองเป็นสาเหตุให้สันคลื่นมีความชันเข้าสู่ฝั่งโค้งความลึกท้องน้ำทำให้เกิด ปรากฏการณ์หักเห โดยทั่วไปจะเกิดคล้ายกับการหักเหแสง

$$\sin \alpha = \left(\frac{C}{C_0} \right) \sin \alpha_0$$

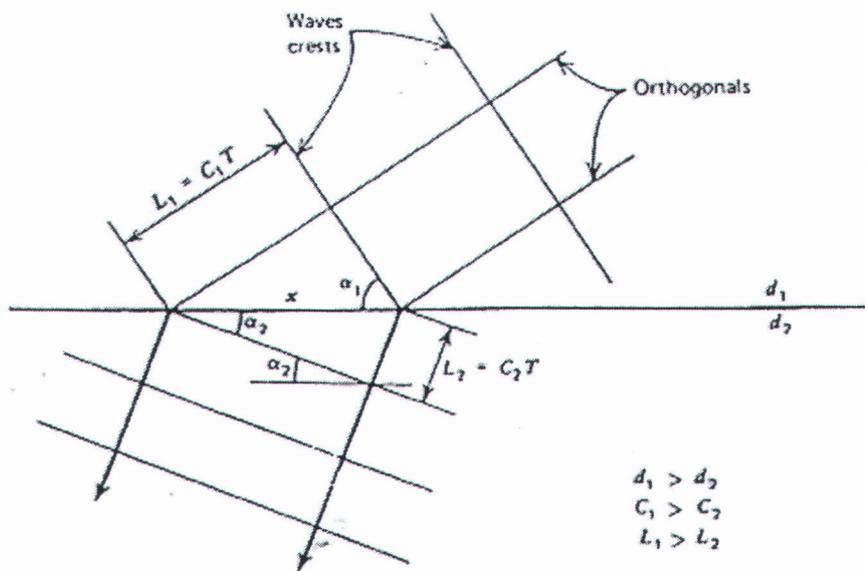
α คือ มุมระหว่างสันคลื่นกับแนวชายฝั่ง

α_0 คือ มุมระหว่างสันคลื่นกับแนวก่อนชายฝั่ง

C และ C_0 คือความเร็วคลื่นก่อนและหลังชายฝั่งตามลำดับ



จาก Sorensen, 1991



- $d_1 > d_2$
- $C_1 > C_2$
- $L_1 > L_2$

จาก Sorensen, 1991

รูปที่ 2.4 การหักเหของคลื่น

การหักเหของคลื่น มีความสำคัญต่อสภาพคลื่นและการเปลี่ยนแปลงชายฝั่ง

1. การหักเหของคลื่นและอิทธิพลของความตื้นของน้ำ จะเห็นได้ว่าเมื่อความลึกของสามารถบ่งบอกความสูงของคลื่นที่ความสูงใดใดได้ จะทำให้ทราบการกระจายพลังงานและทิศทางที่จะเกิดตามความลึกได้

2. การหักเหของคลื่นในทิศทางที่แตกต่างกันมีผลทำให้เกิดการรวมหรือการกระจายของคลื่นที่อยู่ตามแนวชายฝั่ง

3. การหักเหของคลื่น มีส่วนในการเปลี่ยนแปลงลักษณะของท้องน้ำ ซึ่งให้เกิดการทับถมและตกตะกอนของชายฝั่ง

4. การหักเหสามารถอธิบายลักษณะของท้องน้ำที่อยู่ในชายฝั่ง โดยการวิเคราะห์การหักเหของคลื่นโดยรูปถ่ายทางอากาศ

5. การหักเหของคลื่นอาจมีผลมาจากการระบายน้ำลงสู่ทะเล กระแสน้ำวิ่งปะทะสู่แนวสันคลื่น เป็นเหตุให้เกิดความเร็วไม่เท่ากัน ทำให้เกิดการหักเหได้

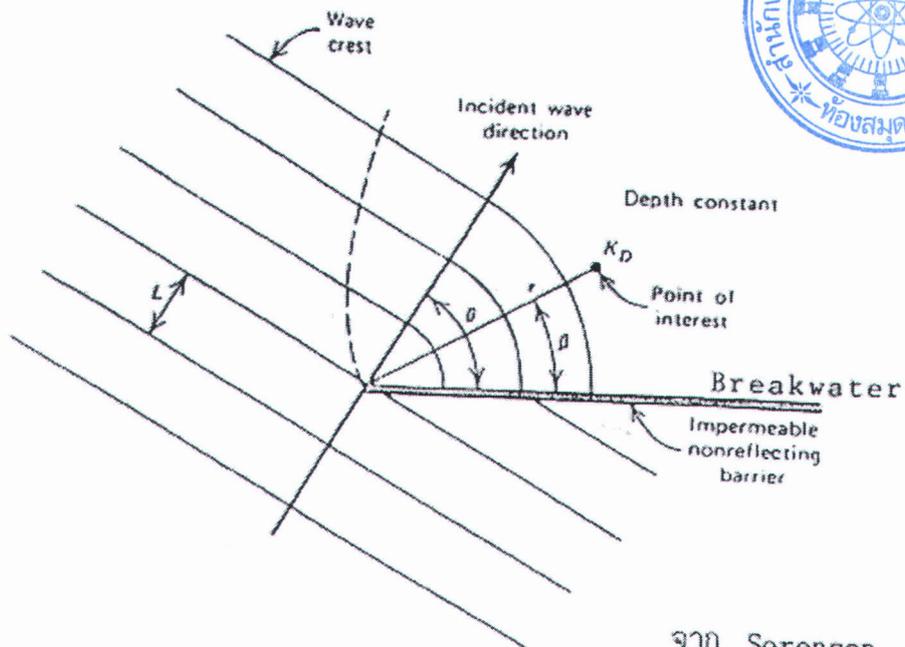
ข.2 การกระจายของคลื่น

การกระจายของคลื่น เป็นขบวนการที่เกิดขึ้นเมื่อคลื่นเคลื่อนที่ปะทะเข้าสู่สิ่งกีดขวาง เช่นที่กั้นคลื่นหรือสิ่งขวางต่างๆ โดยคลื่นจะกระจายเป็นรัศมีวงกลม โดยมีจุดศูนย์กลางอยู่ที่ปลายโครงสร้างเข้าสู่ด้านหลังของสิ่งขวางโดยที่ไม่สามารถเข้าได้ ทำให้เกิดการส่งต่อพลังงานตามแนวยาวของด้านหลังแนวสันคลื่น

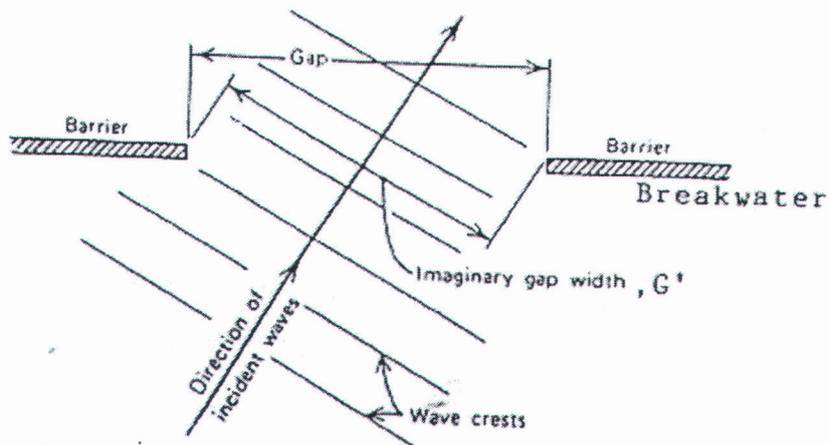
ค่าสัมประสิทธิ์การกระจายคลื่น สามารถหาได้จากอัตราส่วนระหว่างความสูงของคลื่นที่กระจายกับความสูงคลื่นที่กระทบ โดยขึ้นอยู่กับลักษณะต่างๆ ของคลื่น

ผลกระทบของการกระจายคลื่น มีดังนี้

1. เพื่อออกแบบโครงสร้างป้องกันชายฝั่ง หรือท่าเรือ จากการกระทำของคลื่น
2. เพื่อนำไปพิจารณาออกแบบวางแผนตำแหน่งที่เหมาะสมของท่าเรือ ทางเข้าออก ท่าเรือ เพื่อลดปัญหาการสะสมตะกอน และการเกิดคลื่น สะท้อนไปสะท้อนมากลับไปกลับมาของคลื่น
3. ทำนายความสูงของคลื่นบริเวณใกล้ชายฝั่ง ที่เกิดจากการกระจาย ซึ่งทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงทางอุทกศาสตร์



จาก Sorensen, 1991



จาก Sorensen, 1991

รูปที่ 2.5 การกระจายของคลื่น

ข.3 การแตกตัวของคลื่น

การแตกตัวของคลื่นเกิดขึ้นใน 2 ลักษณะด้วยกันคือ เกิดการแตกตัวในน้ำลึก และเกิดการแตกตัวบริเวณชายฝั่ง

1. การแตกตัวของคลื่นในน้ำลึก

สำนักงานคณะกรรมการวิจัยแห่งชาติ
 วันที่ 10 ก.ย. 2555
 เลขทะเบียน 938371
 เลขเรียกหนังสือ

ความสูงของคลื่นมีขอบเขตในการเคลื่อนที่ ซึ่งถูกจำกัดในรูปหนึ่งที่จะสามารถรักษารูปร่างของตัวมันเองได้ เมื่อคลื่นเข้าใกล้จุดสูงสุดเรียกว่า “ Limiting steepness” คลื่นจึงเริ่มมีการแตกตัว

$$\frac{H_o}{L_o} \approx 0.412$$

หรือเมื่อสันคลื่นมีประมาณ 120 องศา ขณะนั้นอนุภาคของน้ำที่สันคลื่น จะมีความเร็วเท่ากับคลื่น ทำให้ความชันคลื่นเพิ่มขึ้น เป็นผลให้ความเร็วของอนุภาคน้ำสันคลื่นมากกว่าความเร็วคลื่น ดังนั้นคลื่นไม่สามารถเข้ารูปได้

2. การแตกตัวเมื่อเข้าชายฝั่ง

เมื่อคลื่นเข้าสู่หาด ค่าความชันคลื่นสูงสุดจะลดลง โดยการแตกตัวของคลื่นนี้จะขึ้นอยู่กับค่าความลึกสัมพันธ์ และค่าความชันของชายฝั่ง ที่ตั้งฉากกับทิศทางของคลื่น จนถึงระดับความลึกที่พอเพียงที่จะทำให้เกิดการแตกตัวเรียกความสูงนี้ว่า “ Breaking Depth”

3. ชนิดของการแตกตัว

การแตกตัวของคลื่นสามารถแบ่งออกได้เป็น 4 ลักษณะ การแตกตัวคือ Spilling breaker plunging breaker , Surging breaker และ Collapsing Breaker โดยคุณสมบัติบางประการของคลื่น คือความชันในท้องน้ำลึก

ค. การเคลื่อนที่ของกระแสน้ำและตะกอนชายฝั่ง

ลักษณะทางกลศาสตร์ที่สำคัญอีกอย่างหนึ่งเมื่อคลื่นเคลื่อนที่เข้าสู่บริเวณใกล้ชายฝั่ง และแตกตัว คือการเคลื่อนที่ของกระแสน้ำและตะกอนในบริเวณใกล้ชายฝั่งเนื่องจากอิทธิพลของคลื่น ดังนั้น ชายฝั่งจะเกิดการงอกและกัดเซาะนั้นขึ้นอยู่กับเคลื่อนที่ของตะกอน

การเคลื่อนที่ของคลื่นและกระแสน้ำนั้นแบ่งออกได้ 2 ลักษณะคือ การเคลื่อนที่ตั้งฉาก (onshore – offshore transport) กับชายฝั่ง และการเคลื่อนที่ขนานกับชายฝั่ง(Longshore transport) ส่วนวัสดุหรือตะกอนทรายที่เกิดการเคลื่อนที่ เรียกว่า “Littoral Drift”

1. กระแสน้ำและตะกอนชายฝั่งที่เคลื่อนที่ตั้งฉากกับแนวชายฝั่ง

ขึ้นอยู่กับตัวแปรที่สำคัญคือความชันและความสูงของคลื่น ในช่วงที่มีความสูงมาก, ความชันมาก พลังงานก็จะมากเช่นเดียวกัน ซึ่งคลื่นที่ เข้าปะทะมีชายฝั่งมากและเมื่อเข้าชายฝั่งจะเอาตะกอนจากฝั่งเข้าไปด้วย ถ้าคลื่นที่มีพลังงานน้อยจะนำตะกอนตกลงมาที่ชายฝั่ง จะเห็นได้ว่าส่วนมากตะกอนที่อยู่ตามชายฝั่งจะกลับไปกลับมาไม่ได้หายไปไหน

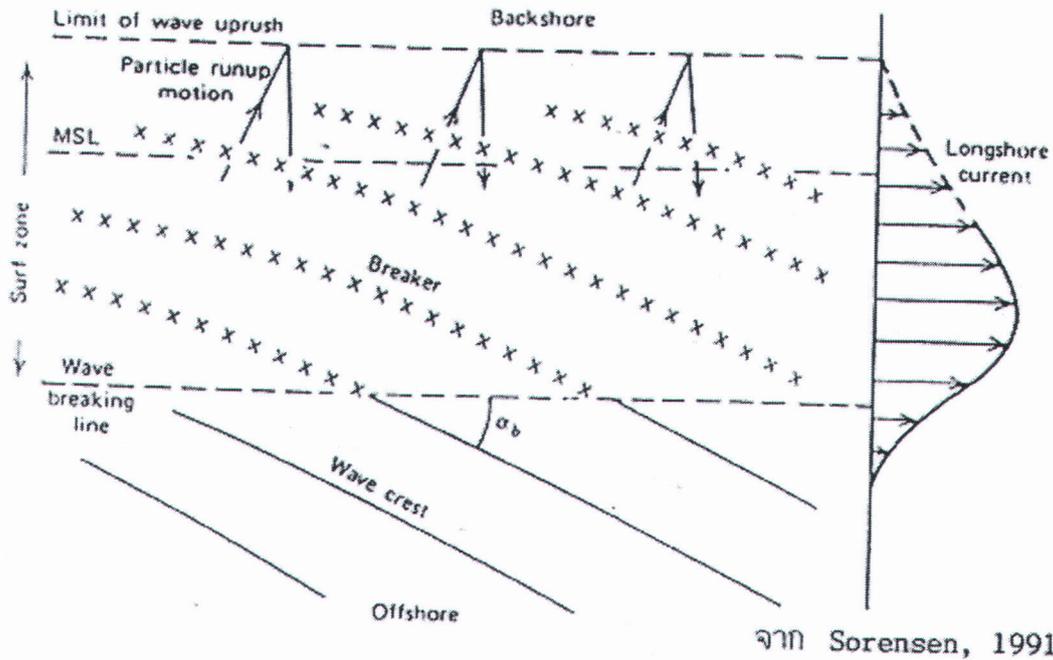
2. กระแสน้ำและตะกอนชายฝั่งที่เคลื่อนที่ขนานกับแนวชายฝั่ง

กระแสน้ำและตะกอนชายฝั่งเป็นผลโดยตรงมาจากการทำมุมกับชายฝั่ง ซึ่งทิศทางของการเคลื่อนที่ของกระแสน้ำและตะกอนนี้มีผลกับกับมุมที่กระทำกับชายฝั่ง ดังนั้นมุมของคลื่นจึงแตกต่าง

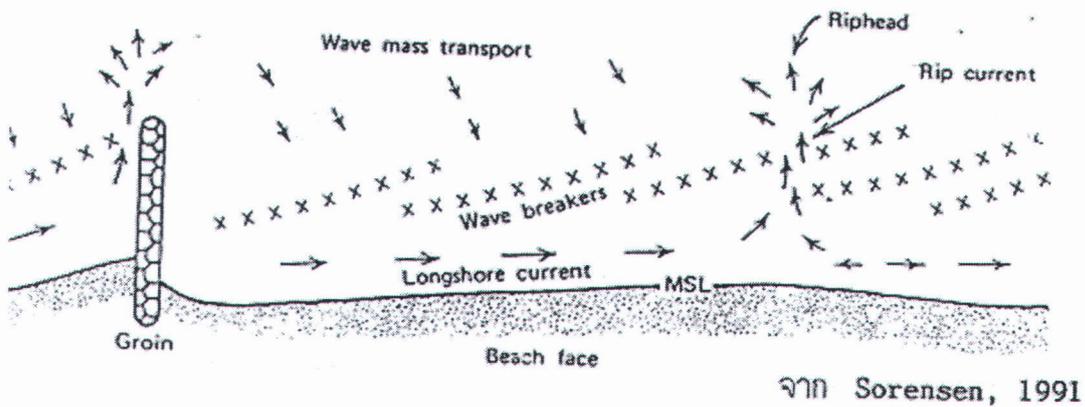
ไม่แน่นอนตามฤดูกาล เมื่อชายฝั่งใดใดไม่เกิดความสมดุลชายฝั่งนั้นจะพยายามปรับตัวให้เกิดการสมดุล

3. อัตราการเคลื่อนที่ของตะกอนชายฝั่ง

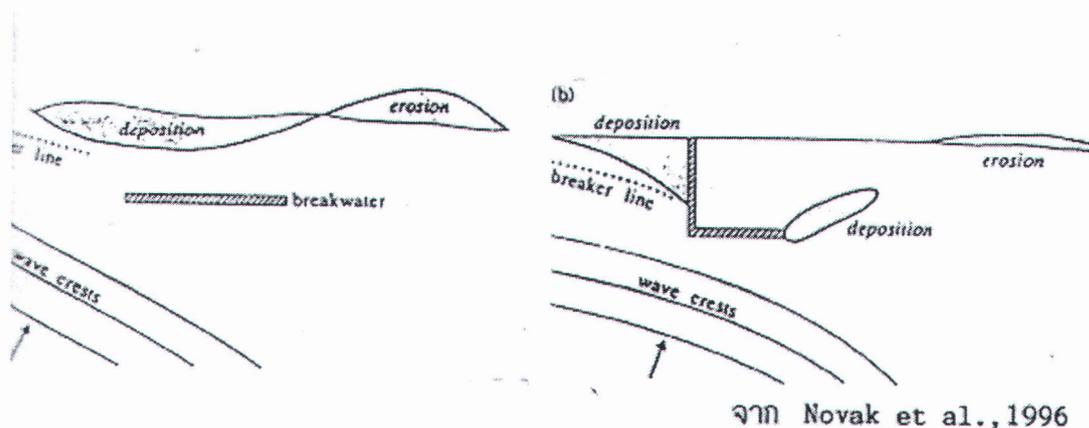
อัตราการเคลื่อนที่ของตะกอนชายฝั่ง ขึ้นอยู่กับมุมของมุมแต่ละคลื่นที่กระทำตามแนวชายฝั่งและพลังงานคลื่น ดังนั้นเวลาพายุแรงจะทำให้เกิดการเคลื่อนที่ของตะกอนมาก อย่างไรก็ตามในเวลาในช่วงที่คลื่นสงบก็ยังคงเป็นปัจจัยที่สำคัญในการที่ทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลง



รูปที่ 2.6 การเกิดกระแสน้ำตามชายฝั่ง



รูปที่ 2.7 การเกิดการหมุนวนของตะกอนและกระแสน้ำบริเวณชายฝั่งเนื่องจากคลื่น



จาก Novak et al., 1996

รูปที่ 2.8 ผลกระทบของเขื่อนกันคลื่น ต่อตะกอนชายฝั่ง

ง. พลังงานของคลื่น

พลังงานของคลื่นเป็นผลรวมมาจากพลังงานจลน์และพลังงานศักย์ โดยที่พลังงานจลน์เกิดจากความเร็วของอนุภาค และพลังงานศักย์เกิดจากตำแหน่งของอนุภาคที่พิจารณา โดยไม่คำนึงถึงแรงตึงผิวของน้ำ

จากทฤษฎี คลื่นความสูงน้อย เมื่อคำนวณพลังงานค่าพลังงานศักย์ จากระดับน้ำนิ่ง และคลื่นทั้งหมดที่เคลื่อนที่ในทิศทางเดียวกัน ผลรวมพลังงานศักย์และพลังงานจลน์ จะมีค่าเท่ากันตลอด

กำลังคลื่น คือ พลังงานของคลื่นที่ส่งผ่านไปในทิศทางเคลื่อนที่ของคลื่น และมีส่วนเฉลี่ยต่อความกว้าง 1 หน่วย

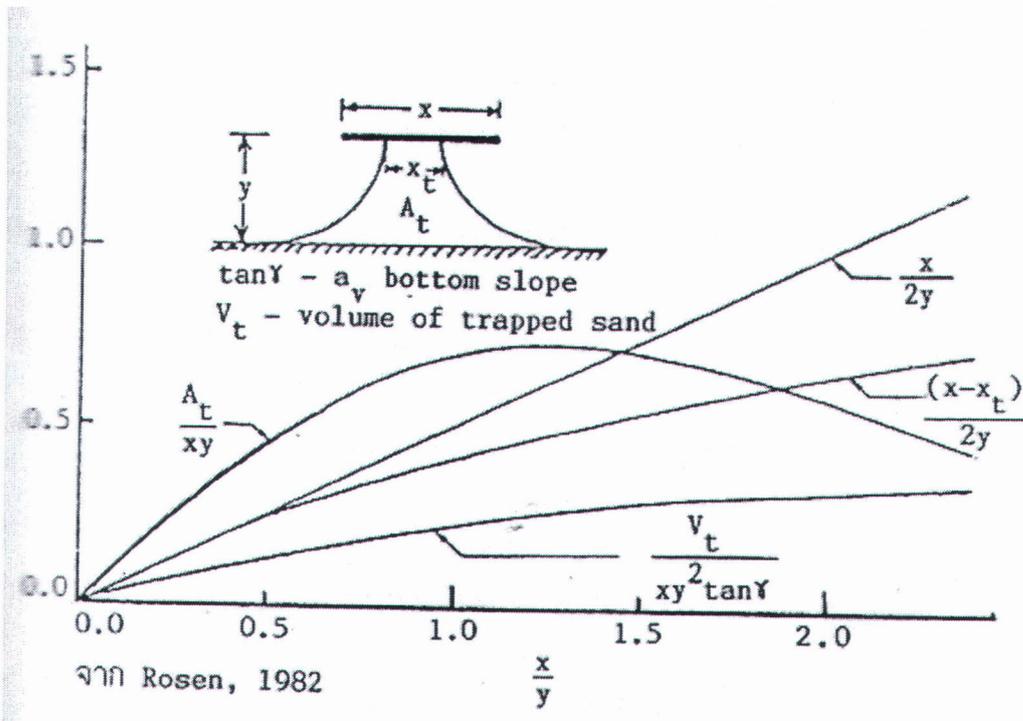
จ. หัวหาดและอ่าวสมดุลง

หัวหาด มีความสำคัญคือเป็นโครงสร้างที่กำบังคลื่นให้แก่ชายฝั่ง หัวหาดอาจเกิดขึ้นตามธรรมชาติ เช่น เกาะ แนวปะการัง หรือโขดหิน หรือเกิดจากมนุษย์สร้างขึ้น เช่น เขื่อนกันคลื่น หรือโครงสร้างดักตะกอน จากการศึกษาพบว่าเมื่อคลื่นบางส่วนพลังงานจะถูกกระจาย บางส่วนเกิดการแพร่ขยายออกไป บางส่วนเกิดการหักเหเข้าสู่บริเวณด้านหลังของชายหาด ในกรณีที่หัวหาดอยู่นอกชายฝั่งนั้นจะเกิดการตกตะกอนด้านหลังของชายหาดเรียกว่า Tombolo ซึ่งการเกิดนี้ขึ้นอยู่กับตัวแปรต่าง ๆ ที่อยู่ใกล้คลื่น คุณสมบัติของคลื่น การเคลื่อนที่ของตะกอน ขนาดและตำแหน่งของหัวหาด

ในสภาพธรรมชาติของบริเวณที่มีการกัดเซาะของชายฝั่งระหว่างหัวหาด จะเกิดการเว้าเกิดขึ้น เป็นอ่าวเกิดขึ้น ถ้าชายฝั่งมีความสามารถในตัวเองแข็งแรงพอจะเข้าสู่ระบบสมดุล

รูปร่างของอ่าวสมดุลง่ายกับลักษณะ และรูปแบบของคลื่นและการตกตะกอนตามชายฝั่งจากการศึกษาของ Silvester 1974 ได้ทำการศึกษารูปแบบของอ่าวสมดุลโดยการทดลองในแบบจำลอง พบว่าสมดุของอ่าวในแบบจำลองมักจะมีรูปร่างแบบ ครึ่งหัวใจ และจะเข้าสู่ระบบสมดุลของอ่าว และไม่มีการเปลี่ยนแปลง

ในช่วงแรกแรกการป้องกันชายหาดนั้น การสร้างเขื่อนเพื่อป้องกันคลื่นบริเวณชายฝั่งและทำท่าเรือเป็นหลัก แต่ต่อมาได้สังเกตเห็นการทับถมและการตกตะกอนด้านหลังของชายหาดหลังเขื่อน จากปรากฏการณ์ Tombolo นี้จึงได้มีการพยายามสร้างแนวทฤษฎี ทางป้องกันและถดถอยของชายฝั่ง



รูปที่ 2.9 ความสัมพันธ์ ระหว่าง X และ Y

จ. การศึกษาที่ผ่านมา

1. การศึกษาที่ผ่านมาเกี่ยวกับการป้องกันชายฝั่งด้วยเขื่อนกันคลื่น

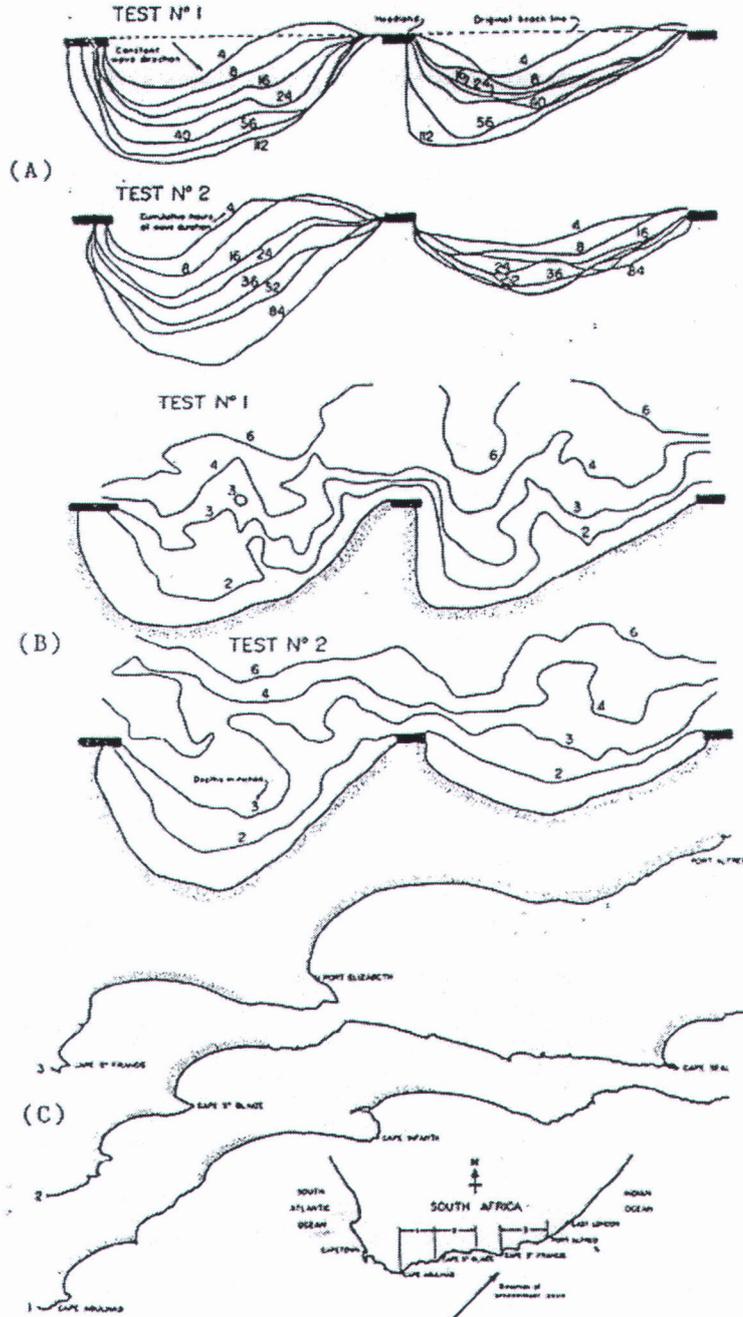
1.1) สาเหตุหลักของการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งคือการเคลื่อนที่ของตะกอนทราย การหักเหของคลื่น การกระจายของคลื่น และ การเคลื่อนที่เข้าสู่หาด

1.2) การเคลื่อนที่ของตะกอนทรายจะมีมากขึ้นเมื่อคลื่นมีความรุนแรงมากขึ้น ซึ่งเป็นสาเหตุให้เกิดการเปลี่ยนแปลงชายฝั่ง

1.3) เขื่อนสามารถป้องกันชายฝั่งทำให้เกิดเป็น Tombolo ขึ้นหลังเขื่อนซึ่งขนาดของ Tombolo ขึ้นอยู่กับขนาดของเขื่อน

1.4) การเก็บกักตะกอนทรายหลังเชื่อมกันคลื่น จะขึ้นอยู่กับคาบของเวลาคลื่นเช่นกัน

1.5) การศึกษาที่ผ่านมาพบว่าการออกแบบเชื่อมกันคลื่นแยกกันนั้น เป็นผลมาจากทางสถิติ มาใช้ในการวิเคราะห์ที่ได้จากการเก็บรวบรวมข้อมูลที่ผ่านมา แล้วนำเสนอเป็นแนวทางในการออกแบบเท่านั้น



จาก Silvester, 1960

- รูปที่ 2.10 A การเกิดอ่าวรูปหัวใจจากการทดลองด้วยแบบทดลอง
- B เส้นชั้นความลึกในระหว่างการทดลอง
- C การเกิดชายฝั่งสมดุลงที่อ่าวใน แอฟริกา

2. การศึกษาเกี่ยวกับชายฝั่งและอ่าวสมดุล

2.1) ลักษณะอ่าวสมดุลไม่ขึ้นอยู่กับแนวชายฝั่งเดิม

2.2) ชายฝั่งและอ่าวสมดุล มักเกิดขึ้นระหว่างหัวหาด ที่ไม่มีการเคลื่อนที่ของตะกอนหรือมีการเคลื่อนที่ของตะกอนที่มีขนาดแน่นอน

2.3) บริเวณชายฝั่งระหว่างชายฝั่งจะมีลักษณะเป็นอ่าว และถ้ามีคลื่นลักษณะเอียงและเป็น swell wave มากระทำรูปร่างของชายฝั่งสมดุลนั้นจะเป็นอ่าวรูปครึ่งหัวใจ โดยทางชายฝั่งด้านเหนือ น้ำมีส่วนของเส้นโค้ง ที่เกิดจากการหักเหของคลื่นและการกระจายของคลื่น และชายฝั่งด้านท้ายน้ำจะเป็นวงกลม โดยชายฝั่งที่เป็นเส้นตรงที่สัมผัสกับวงกลมนั้น จะขนานกันกับเส้นของแนวคลื่น

2.4) การแตกตัวของคลื่นภายในอ่าวสมดุล จะเกิดกันทั้งตลอดชายฝั่ง

3 การศึกษาเกี่ยวกับลักษณะของคลื่นต่อการเปลี่ยนแปลงของชายฝั่ง

3.1) ชายฝั่งจะถูกกัดเซาะเมื่อความชันคลื่นสูง

3.2) ความลาดชันชายฝั่งขึ้นอยู่กับขนาดของความชัน ของคลื่นและขนาดของเม็ดทราย

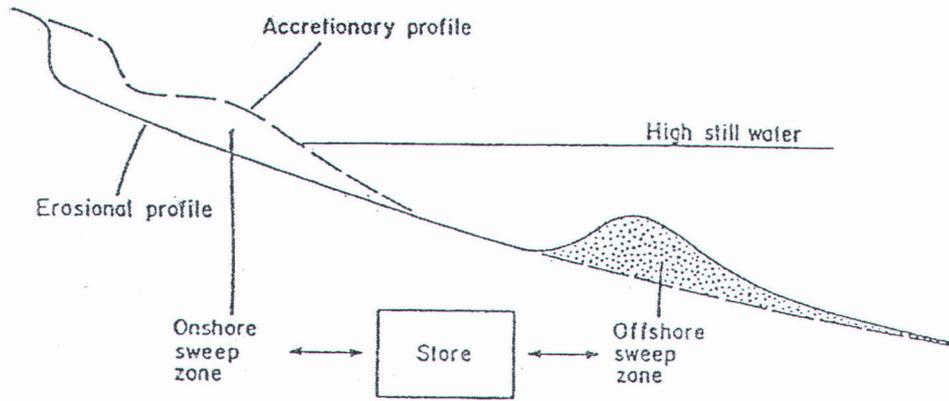
3.3) ชายฝั่งที่เกิดการกัดเซาะมักเป็นชายฝั่งที่ประกอบด้วยเม็ดทรายขนาดปานกลาง ส่วนชายฝั่งที่มีการทับถมมักจะมีขนาดละเอียดมาก

ในช่วงฤดูมรสุมจะมีลมพายุเกิดขึ้นบริเวณชายฝั่งบ่อยครั้ง ในแต่ละครั้งคลื่นที่เกิดขึ้นจะมีสันคลื่นที่สูงชันและท้องคลื่นที่แบนและกว้าง เมื่อคลื่นเคลื่อนตัวเข้ากระทบฝั่งจะกัดเซาะเอาตะกอนทรายจากชายหาดพัดออกไปนอกฝั่ง ขณะที่เกิดลมพายุระดับน้ำทะเลจะถูกยกสูงขึ้นกว่าปกติ ทำให้คลื่นสามารถเคลื่อนตัวขึ้นมาถึงด้านบนของชายหาด และกัดเซาะเนินทรายบนบกไปด้วย ตะกอนทรายจะถูกพัดพาออกไปนอกฝั่งเป็นสันทรายใต้น้ำ ดังแสดงในรูปที่ 2-2 และ 2-3 เมื่อสันทรายนี้มีขนาดสูงขึ้นจนทำให้คลื่นเริ่มแตกตัวบริเวณนี้ การกัดเซาะก็จะเริ่มลดความรุนแรงจนหยุดไปในที่สุด

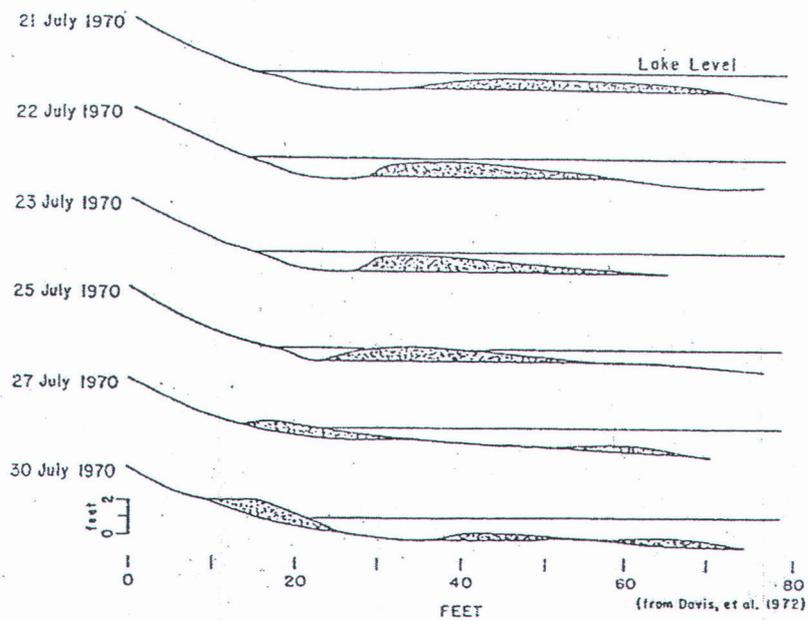
ช่วงหลังมรสุม คลื่นขนาดเล็กที่เข้ากระทบชายฝั่ง จะมีสันคลื่นและท้องคลื่นค่อนข้างสม่ำเสมอ และมีคาบเวลาของคลื่นค่อนข้างคงที่ คลื่นจะค่อยๆ พัดพาเอาตะกอนทรายจากสันทรายใต้น้ำนอกชายฝั่งกลับสู่ชายฝั่ง จนชายฝั่งกลับสู่สภาพเดิม ดังตัวอย่างในรูปที่ 2-4 ซึ่งแสดงการฟื้นฟูสภาพชายฝั่งบริเวณทะเลสาบมิชิแกนหลังจากเกิดมรสุม

จากกระบวนการที่กล่าวข้างต้นพอจะสรุปได้ว่า การเปลี่ยนแปลงชายฝั่งแบ่งได้เป็น 2 ลักษณะ คือ การเปลี่ยนแปลงระยะสั้น เนื่องจากการเคลื่อนที่ของตะกอนในแนวตั้งฉากกับชายฝั่ง ในช่วงที่คลื่นมีพลังงานสูง เช่น คลื่นพายุ (storm wave) เข้ากระทำต่อชายฝั่งในแนวตั้งฉาก และการเปลี่ยนแปลงระยะยาว เนื่องจากการเคลื่อนที่ของตะกอนในแนวขนานกับชายฝั่ง โดยการพัดพาของคลื่นและกระแสน้ำตามแนวชายฝั่ง ในบริเวณที่มีอัตราทับถมมากกว่าการกัดเซาะก็จะเกิดการยื่น

ของแผ่นดิน ในทางตรงกันข้ามถ้ามีอัตราการกัดเซาะมากกว่าการทับถม ก็จะเกิดการถดถอยของแผ่นดิน และถ้าอัตราการทับถมเท่ากับการกัดเซาะบริเวณนั้นก็เกิดการเปลี่ยนแปลง



รูปที่ 2-11 การเกิดสันดอนใต้น้ำในบริเวณชายฝั่งในช่วงฤดูมรสุม



รูปที่ 2-12 การฟื้นฟูสภาพชายฝั่ง (beach recovery) หลังฤดูมรสุมของทะเลสาบมิชิแกน

2.1.3 การป้องกันชายหาด

การป้องกันการกัดเซาะและการชะล้างมีหลายวิธีแต่ ที่ได้ผลที่สุดก็คือ แนวต้นไม้และสันดอนทรายชายฝั่งที่ทะเลสร้างขึ้นแบ่งเป็น 2 ส่วนใหญ่ได้ดังนี้คือ

1.วิธีการทางวิศวกรรม (Engineering Approaches) ที่นำมาป้องกันการกัดเซาะ โดยทั่วไปมีโครงสร้างที่แข็งแรงทนทาน ใช้วัสดุเช่น ไม้ ปูน พลาสติก เศษวัสดุถม มาทำโครงสร้างตามสภาพพื้นที่วัตถุประสงค์เพื่อ ลดแรงปะทะจากคลื่นที่จะกระทบชายฝั่ง เพื่อป้องกันการพังทลาย(Erosion) ของชายฝั่ง เพื่อลดแรงปะทะจากคลื่นและเพิ่มพื้นที่ชายหาดที่ถูกกัดเซาะ

โครงสร้างทางวิศวกรรมที่ใช้ในการป้องกันชายฝั่ง แบ่งตามวัตถุประสงค์การใช้งานได้ดังนี้

1.1 ใช้ลดแรงปะทะจากคลื่นที่จะกระทบชายฝั่งมีโครงสร้าง 2 แบบแบ่งตามลักษณะของพื้นที่คือ

- a) Seawalls : แนวกำแพงขุดชายฝั่งที่ใช้สำหรับชายฝั่งที่มีลักษณะหน้าตัดตรง
- b) Retainiing wall : แนวกำแพงขุดชายฝั่งที่ใช้สำหรับชายฝั่งที่มีลักษณะลาดชันในแนวเฉียง

(slope)

1.2 ใช้ป้องกันการพังทลายของชายฝั่ง ซึ่งจะมีโครงสร้างด้วยกัน 2 แบบ แบ่งตามลักษณะของพื้นที่ คือ

- a) Bulkheads: แนวกำแพงขุดชายฝั่งที่ใช้สำหรับชายฝั่งที่มีลักษณะหน้าตรง
- b) Revetments : แนวกำแพงขุดชายฝั่งที่ใช้สำหรับชายฝั่งที่มีลักษณะลาดชันในแนวเฉียง

(slope)

1.3 ใช้ลดแรงปะทะจากคลื่นและเพิ่มพื้นที่ชายหาดที่ถูกทำลายไป ซึ่งจะมีโครงสร้าง 3 ลักษณะคือ

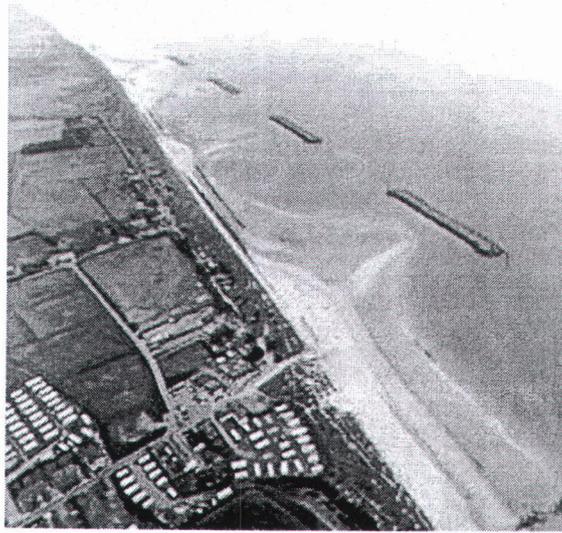
- a) Groins : แนวกำแพงคลื่นที่ยื่นออกไปในทะเล
- b) Breakwater : แนวกำแพงกันคลื่นที่ขนานกับแนวชายหาด ซึ่งมักใช้กับแนวชายหาดตัดและระดับน้ำลึก

c) Perched Beaches : แนวกำแพงกันคลื่นที่ขนานกับแนวชายหาดซึ่งมักใช้กับบริเวณชายหาดที่มีระดับน้ำค่อนข้างตื้น

2.การป้องกันชายฝั่งด้วยวิธีด้านชีววิศวกรรม (Bioenginerring Technique) Soft engineering เป็นวิธีที่ถูกพัฒนามาเพื่อแก้ไขและบรรเทาการกัดเซาะ โดยการรวมกันระหว่างกลศาสตร์ ชีววิทยาและนิเทศวิทยาเข้าด้วยกันเพื่อสร้างระบบป้องกัน เช่นการใช้หินหรือไม้จัดวางลับกับการปลูกต้นไม้ที่มีระบบ มีข้อดีคือตรงความเป็นธรรมชาติมากกว่าเน้นโครงสร้างทางวิศวกรรมอย่างเดียว การดำรงชีวิตของสัตว์น้ำได้ และควรใช้วิธีนี้ควบคู่กับการบำรุงรักษาชายหาดด้วย

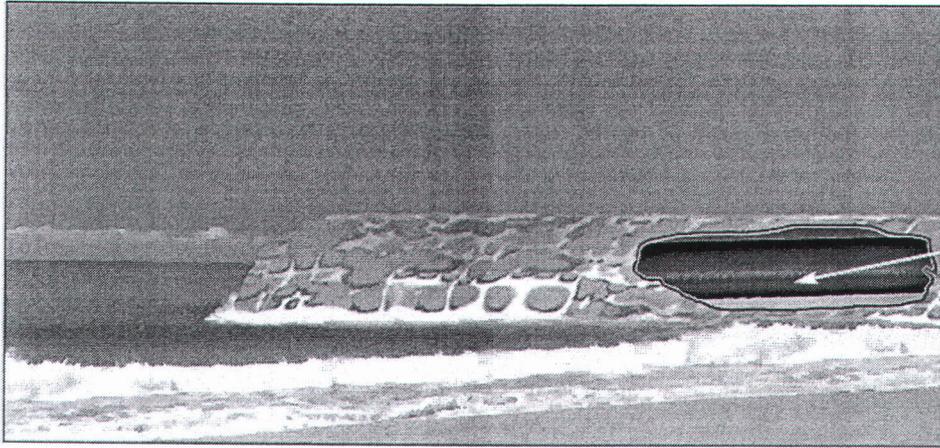
แนวทางการป้องกันชายแบ่งเป็น 4 ส่วนใหญ่คือฝั่งสำหรับ GEOTUBE

1. Breakwaters เป็นแนวกำแพง ซึ่งใช้สำหรับลดแรงปะทะจากคลื่น และจะทำให้บริเวณชายหาด มีการเพิ่มขึ้นของการพัดพาของคลื่น และส่งผลให้มีความกว้างของชายหาดมากขึ้น รูปแบบในการก่อสร้าง จะเป็นการก่อสร้างกำแพงที่มีโครงสร้างแข็งแรงขนานกับชายหาดตามแนวยาว เพื่อลดแรงปะทะจากคลื่นเข้าสู่ชายหาด และเพิ่มปริมาณทรายด้านหน้ากำแพง ซึ่งพัดมากับคลื่น ซึ่งหลักการออกแบบต้องดูว่า จะเว้นระยะแบบใด เพื่อให้มีการเพิ่มการตกตะกอนมากที่สุด ในการใช้วิธีนี้อาจมีการปลูกป่าชายเลนหลังแนวกำแพง



รูปที่ 2.13 Breakwaters

2. Groynes เป็นแนวกำแพง ซึ่งใช้สำหรับลดแรงปะทะจากคลื่นและจะทำให้ชายหาดมีการเพิ่มขึ้นของทราย จากการพัดพาของคลื่น และส่งผลทำให้ความกว้างของชายหาดมีมากขึ้น รูปแบบในการก่อสร้างจะเป็นการก่อสร้างกำแพงยื่นในทะเลโดยแนวของกำแพงอาจเป็นแนวเส้นตรงหรือเฉียง ขึ้นอยู่กับกระแสลมและทิศทางของคลื่นในบริเวณนั้น ซึ่งแนวกำแพงจะอยู่ในแนวเดียวกับทิศทางของกระแสลมและคลื่น ทั้งนี้เพื่อประสิทธิภาพสูงสุดในการลดแรงปะทะจากคลื่นและการดักทรายที่พัดจากคลื่นไว้ให้มากที่สุด



รูปที่ 2.14 Groynes

3. **เขื่อนกันดิน Ravetment** เนื่องจากการกัดเซาะของชายฝั่งที่มีคลื่นเข้าออกชายฝั่งตลอดเวลาเมื่อเวลาผ่านไปนานๆ การกัดเซาะดินบริเวณด้านล่างของชายฝั่งจะมีปริมาณมากขึ้นเรื่อยๆ และสาเหตุจากการทรุดตัวของดินบริเวณชายฝั่งทะเล จนถึงเวลาทำให้เกิดการพังทลายของดินด้านบน ซึ่งถือว่าเป็นการสูญเสียชายฝั่งอีกแบบด้วย การใช้การป้องกันแบบนี้ มีหน้าที่การป้องกันความลาดชันของชายฝั่ง มักใช้บริเวณฝั่งเพื่อป้องกันการพังทลายของดินให้ดีขึ้น รวมถึงการป้องกันการเกิดการเคลื่อนที่ด้านข้างของดินที่เกิดรอยแยกเมื่อถูกคลื่นซัดเข้ามา การใช้ GEOTUBE สามารถใช้ในงานที่มีความต่อเนื่องของแนวกันดินที่ยาวมากๆ ได้ สามารถติดตั้งได้ทั้งบนชายฝั่งและในน้ำได้ด้วย



รูปที่ 2.15 Ravetment

4. โครงสร้างผสมระหว่าง Break water และ Groynes การป้องกันแบบโครงสร้างนี้เป็นการผสมผสานระหว่าง Break water และ Groynes ต้องมีการวางระนาบและสัดส่วนให้ได้ผลการป้องกันและการ ตกตะกอนดีที่สุด

การออกแบบนั้นมีหลายทฤษฎีที่ใช้ในการออกแบบ โดยพื้นฐานแล้วการออกแบบความสามารถนั้นขึ้นอยู่กับตัววัสดุของ GEOTUBE ที่สามารถรับแรงได้มากน้อยเพียงใด ซึ่งมาจากความสามารถในการระบายน้ำของ GEOTUBE การออกแบบการใช้ geotextile เพื่อระบายน้ำและไม่ให้เม็ดดินที่มีขนาดเล็กไหลออก จึงมีความสำคัญ แต่ในปัจจุบัน เทคโนโลยีการผลิต geotextile มีความสามารถทางด้าน AOS สูง (Aparent opening size) แต่การใช้ GEOTUBE เพื่อเหมาะสมนั้นยังมีปัจจัยอีกประการนั้นคือปัจจัยภายนอก ยังไม่ได้รับการพัฒนา รวมถึงปัจจัยทางกายภาพทั่วไป ซึ่งมีความสำคัญในการออกแบบเช่นกัน

Case study

การเปลี่ยนแปลงชายฝั่งทะเลบางขุนเทียนและการป้องกันชายหาด ปัจจัยที่ส่งผลต่อการเปลี่ยนแปลงชายฝั่ง

การเปลี่ยนแปลงชายฝั่งทะเลบางขุนเทียนตลอดจนชายฝั่งอ่าวไทยตอนบนโดยทั่วไป ยังไม่มีความชัดเจนว่าเกิดจากปัจจัยหรือสาเหตุใด แม้จะมีความพยายามในการดำเนินการศึกษาที่เกี่ยวกับการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งในพื้นที่บางขุนเทียนดังที่กล่าวมาแล้วในหัวข้อ 2.2 ซึ่งน่าจะมาจากการประสบปัญหาเรื่องการวิเคราะห์ในรายละเอียด เนื่องจากในอดีตไม่มีการเก็บบันทึกข้อมูลทางด้านสมุทรศาสตร์และชายฝั่งทะเลที่จำเป็นไว้เลย ถึงแม้ในปัจจุบันจะมีการเริ่มบันทึกข้อมูลไว้บ้างแต่ยังมีระยะเวลาที่ไม่นาน ประกอบกับความไม่สมบูรณ์ ทำให้การวิเคราะห์หาปัจจัยหรือสาเหตุของการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งต้องอาศัยข้อมูลข้างเคียงหรือข้อมูลที่สังเคราะห์ขึ้นมาทดแทน

อย่างไรก็ตามจึงพอสรุปปัจจัยหรือสาเหตุที่มีต่อการเปลี่ยนแปลงแนวชายฝั่งทะเลบางขุนเทียนจากการกล่าวอ้างของการศึกษาที่ผ่านมาว่าอาจมีสาเหตุของการเปลี่ยนแปลง อันได้แก่ สภาพคลื่นและการเคลื่อนตัวของตะกอนชายฝั่ง การลดลงของป่าชายเลน การลดลงของปริมาณตะกอนทางต้นน้ำ และเหตุการณ์พายุหมุนเขตร้อนที่พัดผ่านอ่าวไทย

1 สภาพคลื่นและการเคลื่อนตัวของตะกอนชายฝั่ง

คลื่นที่เกิดในทะเลประมาณ 90% เกิดจากการกระทำของลมที่พัดผ่านเหนือผิวน้ำ เมื่อคลื่นในน้ำลึกเคลื่อนที่เข้าสู่บริเวณแนวชายฝั่ง (nearshore zone) ทำให้ขีดความสามารถในการส่งถ่ายพลังงานลดน้อยลงจนเกิดการแตกตัว พลังงานส่วนใหญ่จะสลายไปและส่วนหนึ่งจะสะท้อนกลับไปในนอกทะเล บริเวณชายฝั่งที่มีคลื่นแตกตัว (surf zone) จะเป็นบริเวณที่มีการเคลื่อนตัวของตะกอนสูง เมื่อคลื่นเคลื่อนตัวเข้าหาฝั่งในทิศทำมุมกับแนวชายฝั่ง จะทำให้เกิดกระแสน้ำขึ้น 2 ชนิด คือ กระแสน้ำในแนวตั้งฉากกับชายฝั่ง (rip current) และกระแสน้ำในแนวขนานกับชายฝั่ง (longshore current) ซึ่งกระแสน้ำทั้งสองแนวนี้ เป็นตัวพัดพาตะกอนให้เคลื่อนที่ในแนวต่างๆ

จากการศึกษาที่ผ่านมา (กรมเจ้าท่า, 2539) ได้สังเคราะห์ข้อมูลคลื่นจากข้อมูลลม ที่สถานีตรวจอากาศหัวหิน นำร่อง และเกาะสีชัง เพื่อเป็นตัวแทนข้อมูลคลื่นช่วงปี พ.ศ. 2524-2537 จากนั้นจึงนำข้อมูลคลื่นน้ำลึกไปคำนวณลักษณะและปริมาณการเคลื่อนตัวของตะกอนรายปี ในบริเวณชายฝั่งด้านตะวันตก ด้านเหนือ และด้านตะวันออกของอ่าวไทยตอนบน จะพบว่า บริเวณชายฝั่งด้านตะวันตกของอ่าวไทยตอนบน มีตะกอนเคลื่อนที่ไปทางทิศเหนือด้วยปริมาณเฉลี่ย 134,955 ลูกบาศก์เมตร/ปี

บริเวณชายฝั่งด้านเหนือของอ่าวไทยตอนบน มีตะกอนเคลื่อนที่ไปทางทิศตะวันออกด้วยปริมาณเฉลี่ย 78,757 ลูกบาศก์เมตร/ปี และบริเวณชายฝั่งด้านตะวันออกของอ่าวไทยตอนบน มีการเคลื่อนที่ของตะกอนไปทางทิศเหนือด้วยปริมาณเฉลี่ย 20,044 ลูกบาศก์เมตร/ปี ทิศทางคลื่นและการเคลื่อนที่ของตะกอนแสดงดังรูปที่ 4-1

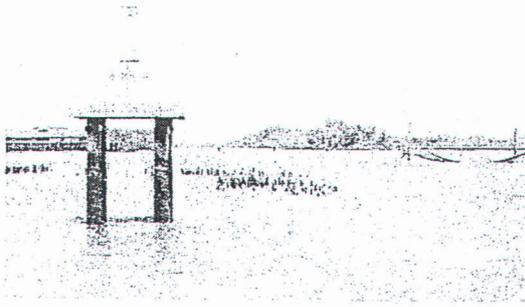
2 การลดลงของป่าชายเลน

ป่าชายเลนพบได้ทั่วไปในประเทศแถบร้อนชื้น โดยจะอยู่ระหว่างบริเวณที่น้ำทะเลขึ้นสูงสุดและต่ำสุด ประโยชน์ของป่าชายเลนนอกจากจะเป็นแหล่งอาหาร ที่อยู่อาศัย และแหล่งเพาะพันธุ์ของสัตว์น้ำนานาชนิดแล้ว ยังเป็นปราการทางธรรมชาติที่ช่วยลดความรุนแรงของคลื่นและลมที่เข้ากระทำต่อชายฝั่งได้ การลดลงของป่าชายเลน เกิดจากสาเหตุสำคัญ 2 ประการ คือ

1. จากการกระทำของมนุษย์ เช่น การขยายตัวของแหล่งชุมชน การสร้างท่าเทียบเรือ การสร้างถนน การทำนาเกลือ การทำนากุ้ง การเผาถ่านและอุตสาหกรรมไม้ เป็นต้น
2. จากการกระทำของคลื่น โดยเฉพาะอย่างยิ่งในช่วงที่เกิดพายุ คลื่นจะมีขนาดใหญ่และกำลังแรง มีอำนาจในการกัดเซาะชายฝั่งสูงกว่าช่วงเวลาลมสงบ

จากการสำรวจสภาพพื้นที่ป่าชายเลนบางขุนเทียนที่ผ่านมา (สำนักผังเมือง กรุงเทพฯ, 2549) พบว่า พื้นที่ส่วนใหญ่เปลี่ยนสภาพจากป่าชายเลนผืนใหญ่ไปเป็นพื้นที่เพาะเลี้ยงสัตว์น้ำ โดยส่วนใหญ่เป็นนากุ้ง ซึ่งพฤติกรรมการทำนากุ้งจะเป็นการถางป่าชายเลนให้โล่งเตียน อีกทั้งมีการขุดหน้าดินชายเพื่อทำเป็นบ่อเลี้ยงกุ้งมีความลึกประมาณ 2-3 เมตร โดยไม่เหลือต้นไม้ไว้บนคันดิน ปัจจุบันพื้นที่ที่เหลือต้นไม้ยืนต้น โดยเฉพาะ ต้นโกงกางและต้นแสม จะมีอยู่บริเวณสองฝั่งคลองในพื้นที่บางขุนเทียน คือ คลองประมง คลองพิทยาลงกรณ์ คลองขุนราชพินิชใจ และคลองศรีกุมาร ป่าชายเลนในปัจจุบันในพื้นที่บางขุนเทียนพบว่าสภาพเสื่อมโทรม จากการกระทำของมนุษย์และอิทธิพลของคลื่นลม

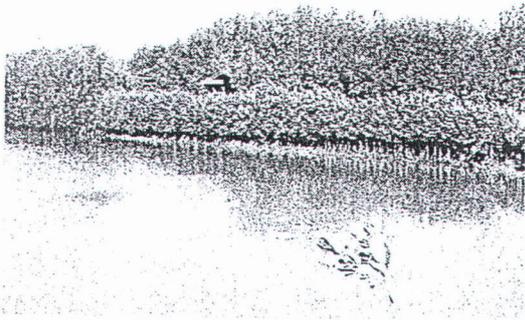
การสูญเสียป่าชายเลนขนาดใหญ่ดังกล่าว ทำให้ลมและคลื่นปะทะชายฝั่งโดยปราศจากปราการกำบัง จนอาจเป็นปัจจัยหนึ่งของการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งทะเลบางขุนเทียน ดังรูปที่ 4-2 ที่แสดงถึงขอบเขตของแผ่นดินที่ครั้งหนึ่งยังไม่ถูกกัดเซาะ อีกทั้งทำให้พันธุ์ไม้ป่าชายเลนที่ขึ้นอยู่บริเวณชายฝั่งไม่สามารถทนต่ออิทธิพลของคลื่นและกระแสน้ำได้ จนล้มตายลงในที่สุด แต่จากการศึกษาของอิศราพร (2544) ซึ่งได้จากการแปลภาพถ่ายทางอากาศรูปเดียวกันเพื่อหาปัจจัยการเปลี่ยนแปลงแนวชายฝั่งทะเลบางขุนเทียนกับพื้นที่ป่าชายเลน โดยแบ่งเป็น 8 ช่วงเวลา ซึ่งบอกได้เพียงว่า การกัดเซาะบริเวณชายฝั่งทะเลบางขุนเทียนมีส่วนทำให้ป่าชายเลนบริเวณนั้นลดลง แต่ไม่สามารถยืนยันได้ว่า การลดลงของป่าชายเลนทำให้เกิดการกัดเซาะชายฝั่ง



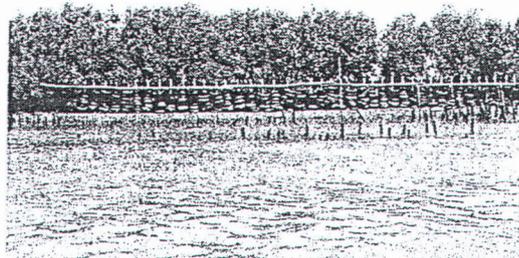
ก หลักกิโลเมตรที่ 28 ที่เคยอยู่บนแผ่นดิน แต่
ปัจจุบันอยู่ห่างจากชายฝั่งเกือบ 1 กิโลเมตร



ข พันธุ์ไม้ป่าชายเลนที่อยู่บนฝั่ง ซึ่งไม่สามารถ
ทนต่อคลื่นและกระแสน้ำได้



ค โกงกางใบใหญ่ที่ชาวบางขุนเทียนปลูกไว้เพื่อ
ป้องกันการพังทลายของคันดิน



ง ยางรถยนต์ที่ใช้ทำเป็นแนวป้องกันการ
พังทลายชายฝั่ง

รูปที่ 2.16 สภาพป่าชายเลนบางขุนเทียนในปัจจุบัน

ที่มา : สำนักผังเมือง กรุงเทพฯ, 2549

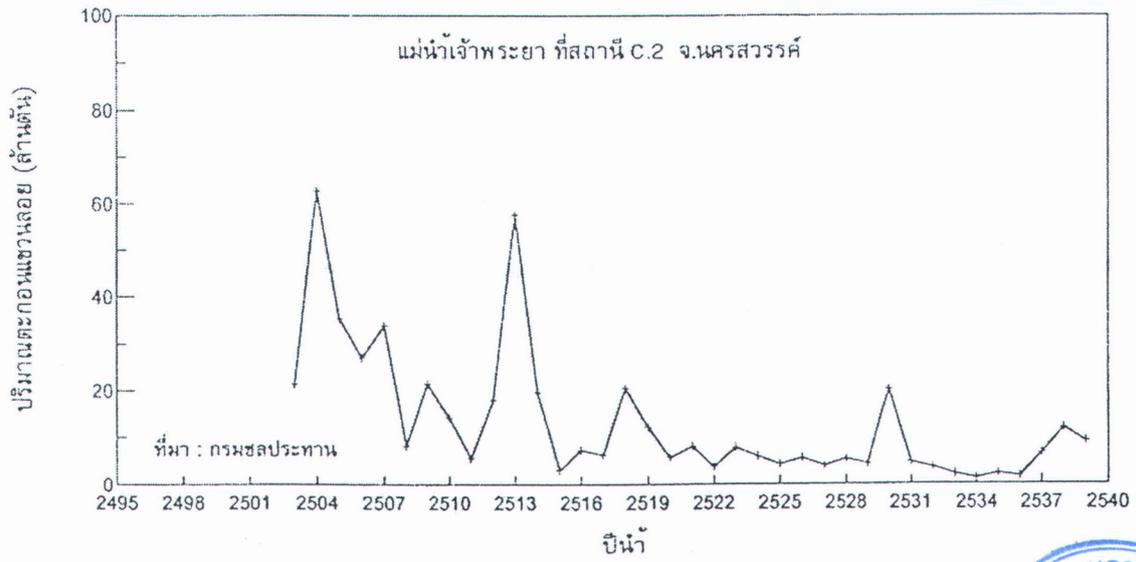
เมื่อพิจารณาพื้นที่ป่าชายเลนของจังหวัดอื่นๆ ในบริเวณอ่าวไทยตอนบนจากการสำรวจของกรมป่าไม้ ตั้งแต่ปี พ.ศ. 2519-2539 พบว่า พื้นที่ป่าชายเลนมีแนวโน้มลดลงทุกจังหวัด ดังแสดงในรูปที่ 4-3 ถึงอย่างไรก็ยังไม่สามารถสรุปได้ชัดเจนว่า การกัดเซาะที่เกิดขึ้นบริเวณกันอ่าวมีสาเหตุมาจากการลดลงของพื้นที่ป่าชายเลนหรือไม่ เนื่องจากข้อมูลพื้นที่ป่าชายเลนของกรมป่าไม้เป็นการนับจำนวนป่าชายเลนของทั้งจังหวัด ดังนั้นการลดลงของจำนวนป่าชายเลนบริเวณกันอ่าวนี้ อาจไม่ใช่การลดลงของป่าชายเลนบริเวณชายฝั่ง แต่หากเป็นการลดลงของพื้นที่ป่าชายเลนบนฝั่งก็เป็นได้ ซึ่งไม่มีส่วนเกี่ยวข้องกับกรกัดเซาะชายฝั่ง แต่จะเกี่ยวข้องกับกิจกรรมของมนุษย์

3 การลดลงของปริมาณตะกอนทางต้นน้ำ

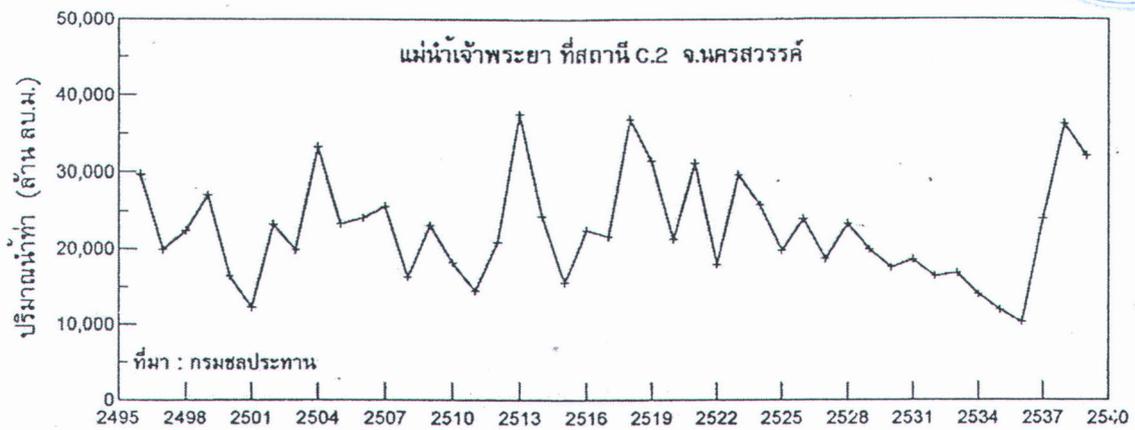
เป็นอีกความคิดเห็นที่มีการอนุมานขึ้นมาว่า การกัดเซาะที่เกิดขึ้นกับบริเวณชายฝั่งบางขุนเทียน เกิดจากการสร้างเขื่อนเก็บกักน้ำและตะกอนทางต้นน้ำของแม่น้ำเจ้าพระยา ทำให้น้ำที่ไหลออกสู่ปากแม่น้ำมีพลังงานการไหลมากพอที่จะพัดพาตะกอนจากปากแม่น้ำและบริเวณใกล้เคียงให้เคลื่อนที่ต่อไปได้ นำมาซึ่งสาเหตุให้เกิดปัญหาการกัดเซาะในบริเวณดังกล่าว

การเคลื่อนที่ของตะกอนในแม่น้ำจำแนกได้ตามกลไกการเคลื่อนที่ คือ การเคลื่อนที่ของตะกอนท้องน้ำ (bed load) และการเคลื่อนที่ของตะกอนแขวนลอย (suspended load) ปัจจัยที่ส่งผลต่อการเคลื่อนที่ของตะกอน ได้แก่ ขนาดและรูปร่างของตะกอน ความพรุนของตะกอนท้องน้ำ การกระจายขนาดของอนุภาคตะกอน เป็นต้น สำหรับการหาปริมาณการเคลื่อนที่ของตะกอนแขวนลอยจะได้รับการวัดโดยตรง แล้วหาความสัมพันธ์ระหว่างตะกอนแขวนลอยกับอัตราการไหล ส่วนตะกอนท้องน้ำจะวัดโดยตรงก็ได้แต่มีค่อนข้างน้อยเมื่อเทียบกับการวัดข้อมูลตะกอนแขวนลอย เนื่องจากมีความยุ่งยากในการวัดมากกว่า จึงประเมินจากความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณตะกอนแขวนลอยกับปริมาณตะกอนท้องน้ำ โดยเฉลี่ยปริมาณตะกอนท้องน้ำมีค่าประมาณ 10-30% ของปริมาณตะกอนแขวนลอย

จากข้อมูลตะกอนแขวนลอยของแม่น้ำเจ้าพระยาและแม่น้ำท่าจีน พบว่า แม่น้ำเจ้าพระยามีสถานีตรวจวัดตะกอนอยู่บริเวณต้นน้ำ แต่แม่น้ำท่าจีนไม่มีสถานีตรวจวัดตะกอนอยู่เลย ถ้าพิจารณาข้อมูลปริมาณตะกอนแขวนลอยบริเวณต้นน้ำเจ้าพระยาที่สถานี C.2 รูปที่ 4-5 จังหวัดนครสวรรค์ จะเห็นได้ว่าปริมาณตะกอนจะมีแนวโน้มลดลง ถึงอย่างไรการกล่าวอ้างถึงสาเหตุดังกล่าวยังไม่มีความชัดเจนทางวิชาการมาสนับสนุนอย่างชัดเจน ประกอบกับข้อมูลตะกอนที่มีอยู่น้อย



รูปที่ 2.17 ปริมาณน้ำท่าเฉลี่ยรายปี สถานี C.2



รูปที่ 2.18 ปริมาณตะกอนแขวนลอยเฉลี่ยรายปี สถานี

4 ปัจจัยจากพายุหมุนเขตร้อนที่พัดผ่านอ่าวไทย

ปัจจัยจากพายุหมุนเขตร้อน เป็นอีกสาเหตุหนึ่งที่คาดว่าจะส่งผลต่อการเปลี่ยนแปลงแนวชายฝั่งทะเลบางขุนเทียน ซึ่งส่วนใหญ่เคลื่อนที่เข้ามาจากมหาสมุทรแปซิฟิกและทะเลจีนใต้ โดยจะเคลื่อนเข้าสู่ประเทศไทยตั้งแต่เดือนพฤษภาคมเป็นต้นไป ในกรณีที่พายุเคลื่อนที่จากทะเลจีนใต้เข้าสู่อ่าวไทย จะส่งผลให้คลื่นในอ่าวไทยมีกำลังแรง แต่ถ้าพายุเคลื่อนที่ผ่านมาจากภาคเหนือหรือภาคกลาง จะทำให้พื้นที่ในกรุงเทพมหานครมีฝนตกหรือน้ำท่วม

จากการศึกษาที่ผ่านมา (อิสราพร อิทโร, 2544) พบว่า ถ้ามีพายุเคลื่อนที่ผ่านอ่าวไทยแล้วเข้าปะทะชายฝั่งจุดใด จะส่งผลให้คลื่นลมบริเวณอ่าวไทยมีกำลังแรงขึ้น และชายฝั่งบริเวณที่พายุเข้าปะทะจะเกิดการกัดเซาะเสียหาย ดังเหตุการณ์พายุไต้ฝุ่น “เกย์” ที่เคลื่อนผ่านอ่าวไทยไปขึ้นฝั่งที่จังหวัดชุมพร ในปี พ.ศ. 2532 ส่งผลให้คลื่นลมในทะเลมีกำลังแรงจัด เกิดคลื่นสูงถึงประมาณ 30 ฟุต ในรัศมี 50 กิโลเมตร ซึ่งอัตราการกัดเซาะชายฝั่งบางขุนเทียนในช่วงปี พ.ศ. 2530-2534 มีค่าเฉลี่ยสูงถึง 32.8 เมตร/ปี

ถึงอย่างไร ผลการศึกษาดังกล่าวยังไม่ยืนยันชัดเจนว่า ปัจจัยจากพายุหมุนเขตร้อนที่พัดผ่านอ่าวไทยจะมีอิทธิพลที่มีนัยสำคัญต่อการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งบางขุนเทียนหรือไม่ เพียงแต่กล่าวสรุปว่ามีแนวโน้มที่สัมพันธ์กับการเปลี่ยนแปลงแนวชายฝั่งทะเลบางขุนเทียน นอกจากนี้จะมีการสำรวจพื้นที่ชายฝั่งและวัดความสูงคลื่นบริเวณชายฝั่งอ่าวไทย ในช่วงก่อนเกิดพายุและหลังจากเกิดพายุ จึงจะสามารถอธิบายได้ชัดเจนขึ้น

ปัญหาการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งบริเวณฝั่งทะเลบางขุนเทียน ได้รับความสนใจดำเนินการแก้ไขปัญหามาเป็นเวลานาน โดยมีสำนักงานเขตบางขุนเทียนเป็นหน่วยปฏิบัติงานหลัก ภายใต้ความเห็นชอบของกรุงเทพมหานคร ตลอดจนความร่วมมือของหน่วยงานต่างๆ รวมทั้งงานวิจัยวิทยานิพนธ์ของนิสิต-นักศึกษา ดังลำดับเหตุการณ์ดังต่อไปนี้

พ.ศ. 2517 คณะกรรมการพิจารณาที่ดิน โดยมีปลัดกระทรวงเกษตรและสหกรณ์เป็นประธาน ได้มีมติที่ประชุมให้จำแนกพื้นที่ป่าไม้ในเขตบางขุนเทียนเป็นป่าสงวนแห่งชาติ ภายใต้ความดูแลของกรมป่าไม้กระทรวงเกษตรและสหกรณ์

พ.ศ. 2529 กรมป่าไม้เสนอให้พื้นที่ป่าบริเวณนี้เป็นป่าถาวรแห่งชาติ เพื่อใช้ค้นคว้า ทดลอง และวิจัยเกี่ยวกับป่าชายเลน อีกทั้งเพื่อเป็นพื้นที่ป่ากันชน ในการเตรียมการสงวนป่าอ่าวมหาชัย ตะวันออก

พ.ศ. 2530 คณะรัฐมนตรีอนุมัติการจำแนกป่าชายเลนบางขุนเทียนเป็นป่าถาวรแห่งชาติ โดยจำแนกพื้นที่ที่ถือครองออกด้วย ต่อมาทางสำนักงานเขตได้เชิญผู้แทนจากกรมป่าไม้ คณะกรรมการทรัพยากรแห่งชาติ คณะกรรมการสิ่งแวดล้อมแห่งชาติ กรมพัฒนาที่ดิน ร่วมกันสำรวจพื้นที่ป่าชายเลนบางขุนเทียน ผลสำรวจพบว่าพื้นที่ป่าเดิมที่มีอยู่จำนวน 2,735 ไร่ ถูกกัดเซาะเหลือเพียง 200 ไร่เศษ ในที่สุดคณะสำรวจจึงมีความเห็นร่วมกัน ให้สำนักงานเขตบางขุนเทียน ดำเนินการพัฒนาที่ดินเพื่อป้องกันการพังทลายของชายฝั่ง และได้มีการเสนอเรื่องสู่การพิจารณาของคณะรัฐมนตรี

พ.ศ. 2532 คณะรัฐมนตรีมีมติให้คณะกรรมการจัดที่ดินแห่งชาติดำเนินการตามกฎหมาย โดยมอบหมายให้กรุงเทพมหานครรับพื้นที่ไปดูแลตามวัตถุประสงค์

พ.ศ. 2533 ผู้ว่าราชการจังหวัดกรุงเทพมหานคร แต่งตั้งคณะกรรมการโครงการจัดสร้างสวนป่าชายเลน และแต่งตั้งคณะทำงานเพื่อศึกษาในชั้นรายละเอียด

พ.ศ. 2534 สำนักงานเขตบางขุนเทียน ทำการก่อสร้างแนวเขื่อนหินทิ้งเพื่อทดสอบรูปแบบแนวป้องกัน แนวเขื่อนยาวประมาณ 80 เมตร สร้างด้วยงบประมาณ 224,000 บาท ผลการศึกษาพบว่าหากทำการก่อสร้างตามรูปแบบทดลอง จะสามารถใช้เป็นแนวป้องกันน้ำทะเลกัดเซาะได้ในระดับหนึ่ง (การทิ้งหินครั้งที่ 1)

พ.ศ. 2536 ประชาชนยอมสละที่ดินส่วนตัวลึกเข้าไปจากแนวชายฝั่งเดิมประมาณ 150 เมตร ตลอดแนวชายฝั่ง เพื่อทำการทิ้งหินป้องกันการกัดเซาะชายฝั่ง แต่ไม่ได้ผลและไม่ต่อเนื่อง ทางวิศวกรจึงวางโครงการสร้างแนวป้องกัน โดยใช้ไม้ไผ่ขนาด 5 นิ้ว ยาว 4 เมตร ยึดเป็นแนวห่างกัน 0.25 เมตร แล้วนำหินมาเรียง กว้าง 1-2 เมตร สูง 1-2 เมตร ดังแสดงในรูปที่ 2-5 ทั้งนี้ทางสำนักงานเขตบางขุนเทียนได้ขอความร่วมมือจากสถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี ในการกำหนดรูปแบบของแนวป้องกันการกัดเซาะ โดยทางสถาบันมีข้อเสนอเบื้องต้นว่า ไม่สามารถสร้างแนวถมหินให้สูงถึง 2 เมตรได้ นอกจากจะคอยเติมหินเรื่อยๆ เพื่อรักษาระดับ ถ้าไม่ไหวเกิดการทรุดตัวต้องทำ soil create หรือ cement column รองรับเป็นฐานก่อนจึงถมหินใหญ่ ต่อมาทางสำนักงานเขตได้ปรับเปลี่ยนรูปแบบใหม่ โดยได้รับความเห็นชอบจากสถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี โดยให้ฐานเขื่อนกว้าง 3.50 เมตร สูง 1.50 เมตร ก่อสร้างแนวเขื่อนยาว 5,020 เมตร ใช้งบประมาณ 5.4 ล้านบาท (การทิ้งหินครั้งที่ 2) ต่อมาได้ทำการตรวจสอบ และประเมินผล พบว่า

แนวเชื่อมสามารถยับยั้งตะกอนดินไม่ให้ไหลลงทะเลได้ และบริเวณด้านหน้าแนวเชื่อมมีตะกอนหอยและทราย มากองทับถมเป็นจำนวนมากจนสามารถรับน้ำหนักคนเดินได้

พ.ศ. 2537 กรมเจ้าท่าได้ว่าจ้างให้บริษัท เข้าทีเอสทีเอเซียเทคโนโลยี จำกัด ทำการศึกษาความเหมาะสมทางด้านเศรษฐกิจและวิศวกรรมเพื่อก่อสร้างท่าเทียบเรือบางขุนเทียน ท่าเทียบเรือนี้ถูกออกแบบให้รับเรือเฟอร์รี่ที่กินน้ำลึกไม่เกิน 1.80 เมตร ได้ 2 ลำ ตัวสะพานมีความยาวจากฝั่งประมาณ 2.2 กิโลเมตร ยื่นไปถึงที่ระดับความลึก -2.30 เมตรจากระดับน้ำลงต่ำสุด จุดประสงค์ของการก่อสร้างท่าเทียบเรือบางขุนเทียนเพื่อรองรับการขยายตัวทางเศรษฐกิจ ตลอดจนการขยายตัวของทางขนส่งทางน้ำและทางทะเล โดยท่าเทียบเรือถูกออกแบบให้สามารถขนถ่ายสินค้าแบบ roll on/roll off คือให้รถบรรทุกสินค้าสามารถวิ่งลงเรือได้เลย โดยไม่ต้องขนถ่ายหรือย้ายสินค้าอีกครั้งหนึ่ง แต่ในปัจจุบันยังไม่มี การก่อสร้างท่าเทียบเรือนี้

จากการศึกษาด้านสมุทรศาสตร์ พบว่า ฤดูมรสุมที่มีอิทธิพลอย่างมากต่อบริเวณชายฝั่งบางขุนเทียนคือ ฤดูมรสุมตะวันตกเฉียงใต้ ซึ่งจะพัดผ่านในช่วงเดือนพฤษภาคมถึงเดือนสิงหาคม สำหรับข้อมูลคลื่น เนื่องจากการไม่มีการเก็บบันทึกข้อมูลคลื่นในบริเวณพื้นที่โครงการ จึงทำการคำนวณข้อมูลคลื่นจากข้อมูลลม โดยใช้ข้อมูลลมที่สถานีนำร่องปากแม่น้ำเจ้าพระยา ช่วงปี พ.ศ. 2524 -2534 ผลการคำนวณพบว่าในรอบปีโดยเฉลี่ย มีช่วงเวลาที่ลมสงบประมาณร้อยละ 7.36 และร้อยละ 34.49 เป็นช่วงที่ลมพัดจากฝั่งไปสู่ทะเล ในทิศ WNW ถึง ENE (ตามเข็มนาฬิกา) ส่วนอีกร้อยละ 58.15 เป็นลมที่พัดในทิศที่มีผลต่อการเกิดคลื่น คือ ทิศ E ถึง W (ตามเข็มนาฬิกา) โดยที่ทิศทางคลื่นที่มีโอกาสในการเกิดสูงและมีอิทธิพลต่อชายฝั่งทะเลบางขุนเทียนมาก คือ คลื่นในทิศ S SSW และ SW ซึ่งมีโอกาสในการเกิดร้อยละ 16.85 14.94 และ 9.95 ตามลำดับ สำหรับการคำนวณปริมาณตะกอนจากข้อมูลการทำนายคลื่นนัยสำคัญในน้ำลึก พบว่า ปริมาณการเคลื่อนตัวของตะกอนสุทธิเฉลี่ย จะเคลื่อนตัวไปทางทิศตะวันออก (ตามเข็มนาฬิกา) ด้วยปริมาณ 110,047 ลูกบาศก์เมตร / ปี โดยที่ปริมาณการเคลื่อนตัวของตะกอนรายปีจะมีทิศทางการเคลื่อนตัวไปทางทิศตะวันตกเฉลี่ยประมาณ 56,952 ลูกบาศก์เมตร / ปี และเคลื่อนตัวไปทางทิศตะวันออกเฉลี่ยประมาณ 167,999 ลูกบาศก์เมตร / ปี

พ.ศ. 2538 ทางสำนักงานเขตได้ทำการก่อสร้างแนวเขื่อนเพิ่มเติม โดยขยายฐานเขื่อนกว้าง 6 เมตร สูง 2 เมตร และปักไม้ไผ่ทั้งสองด้านยาว 5,020 เมตร (การทิ้งหินครั้งที่ 3) ดังแสดงในรูปที่ 2-6 ใช้งบประมาณก่อสร้าง 20.2 ล้านบาท หลังจากนั้นได้ทำการตรวจสอบประเมินผล พบว่าแนวเขื่อนป้องกันสามารถลดความรุนแรงของการกัดเซาะลงไปได้ระดับหนึ่ง สังเกตได้จากแนวป่าชายเลนที่มีสภาพความเสียหายลดลง และมีตะกอนหอยและทรายมาทับถมบริเวณใกล้แนวป่านอกจากนี้ทางกรุงเทพมหานครได้นำถมเกล้าถวายเป็นที่ดิน 2,735 ไร่ รวมกันที่ดิน 446 ไร่ ที่

ประชาชนอุทิศ ให้เป็นกรรมสิทธิ์ของกรุงเทพมหานครเพื่อเข้าโครงการพระราชดำริ และในปีเดียวกันนี้เองทางกรุงเทพมหานครได้ว่าจ้างให้สำนักบริการวิชาการ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ทำการศึกษาปัญหาการกัดเซาะชายฝั่งบางขุนเทียน โดยการวิเคราะห์จากภาพถ่ายทางอากาศ ปี พ.ศ. 2595 – 2534 พบว่า การกัดเซาะเกิดขึ้นตลอดแนวชายฝั่ง โดยที่บริเวณปากคลองจะมีอัตราการกัดเซาะมากกว่าบริเวณอื่นๆ และในช่วงปีต้นๆ อัตราการกัดเซาะจะน้อย คือ ประมาณ 7-12 เมตร / ปี สำหรับในช่วงปี พ.ศ. 2530-2534 อัตราการกัดเซาะจะมากขึ้น คือ ประมาณ 33.1 เมตร / ปี ลักษณะการเปลี่ยนแปลงชายฝั่ง ดังแสดงในรูปที่ 2-7 นอกจากนี้การศึกษาค้นคว้าพยายามหาสาเหตุหลักของการกัดเซาะ โดยเลือกพิจารณาข้อมูลคลื่น ข้อมูลอัตราการไหลจากแม่น้ำเจ้าพระยา และข้อมูลพิสัยของน้ำขึ้นน้ำลง มาเปรียบเทียบกับอัตราการกัดเซาะในช่วงปี พ.ศ. 2525-2534 ดังแสดงในรูปที่ 2-8 ผลการเปรียบเทียบพบว่า

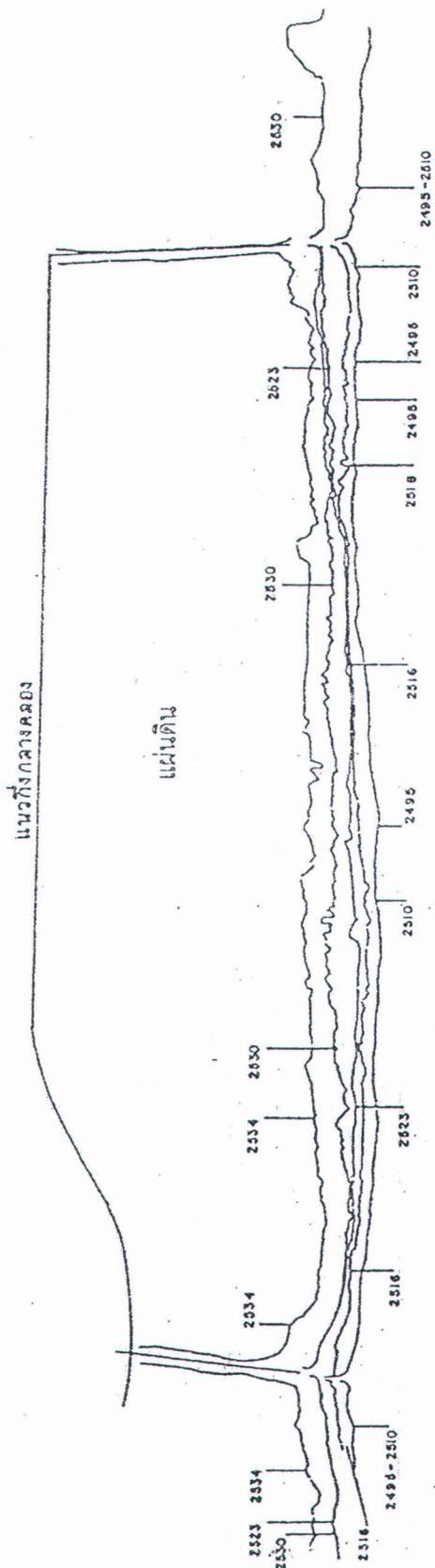
1. แนวโน้มของขนาดคลื่น ระดับน้ำทะเลเฉลี่ย และพิสัยน้ำขึ้นน้ำลงที่เพิ่มขึ้น จะสอดคล้องกับอัตราการกัดเซาะที่สูงขึ้น โดยเฉพาะอย่างยิ่งขนาดของคลื่น
2. อัตราการไหลของแม่น้ำเจ้าพระยามีแนวโน้มลดลง ตรงข้ามกับอัตราการกัดเซาะที่เพิ่มขึ้น

ซึ่งผลการศึกษายังไม่สามารถสรุปสาเหตุที่ชัดเจนของการกัดเซาะ แต่คาดว่าสาเหตุน่าจะเกิดจากการเปลี่ยนแปลงของปริมาณตะกอน หรือการเปลี่ยนแปลงของขนาดคลื่น กระแสน้ำ และระดับน้ำร่วมกัน นอกจากนี้ยังได้เสนอแนวทางป้องกันการกัดเซาะไว้ 3 รูปแบบ คือ submerged breakwater dyke และ seawall ซึ่งต้องมีการศึกษาเพิ่มเติมในรายละเอียด

พ.ศ. 2539 ทางสำนักงานเขต ได้ทำการทึ่หินแนวป้องกันให้มีความสูง 2 เมตร ตลอดแนวชายฝั่ง โดยใช้งบประมาณ 6.7 ล้านบาท (การทึ่หินครั้งที่ 4)

พ.ศ. 2542 สำนักงานเขตบางขุนเทียนได้ขอความร่วมมือจากบริษัท อิตาเลียนไทย ดีเวลอปเม้นท์ จำกัด ทำการสำรวจความเป็นไปได้ในการก่อสร้างเขื่อนป้องกันการกัดเซาะ พร้อมทั้งขอข้อมูลในการขยายแนวป่าชายเลน 450 ไร่ โดยการใช้ดินเลนปนทรายจากคลองขุนราชพินิจใจและจากนอกพื้นที่ บริษัทได้ออกแบบเขื่อนหินที่มีฐานกว้างประมาณ 20 เมตร สูงประมาณ 4 เมตร พร้อมกับถมพื้นที่ 450 ไร่ ด้วยดินเลน ราคาก่อสร้างทั้งหมดประมาณ 120 ล้านบาท ในปัจจุบันยังไม่มี การก่อสร้างเขื่อนรูปแบบนี้

พ.ศ. 2542 กรมป่าไม้และองค์การร่วมมือระหว่างประเทศของประเทศญี่ปุ่น (JICA) ได้ว่าจ้างให้บริษัท ชันยู คอนซัลแตนท์ส (ประเทศไทย) จำกัด



ที่มา: สำนักบริการวิชาการ, 2538

หมายเลข พ.ศ.: 2495
 2510
 2516
 2523
 2530
 2534

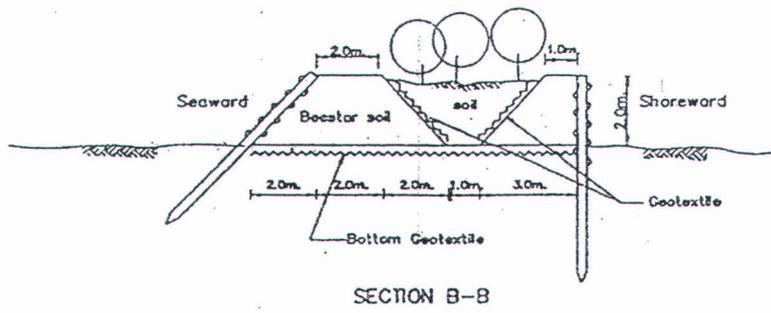
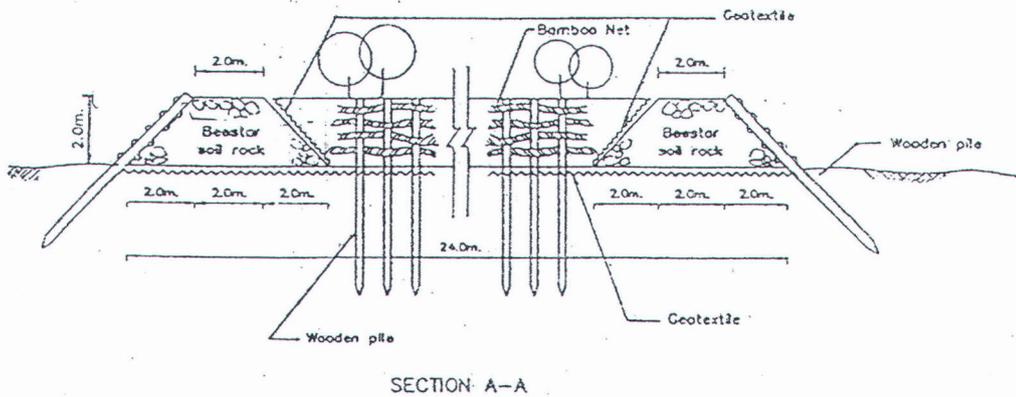
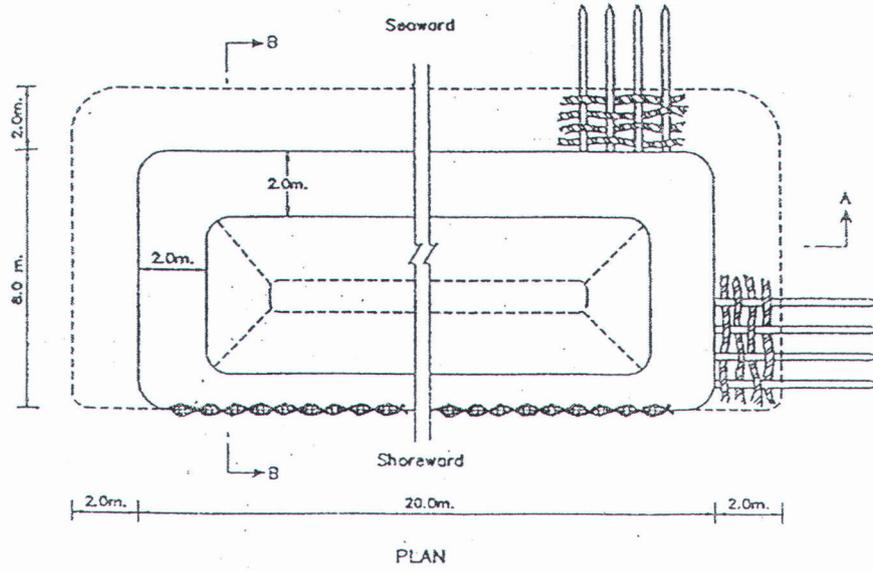
อำเภอไทย

รูปที่ 2-19 การเปลี่ยนแปลงชายฝั่งบริเวณบางขุนเทียน ช่วงปี พ.ศ. 2495-2538

และบริษัท ปัญญา คอนซัลแตนท์ส์ จำกัด ทำการศึกษาความเหมาะสมโครงการฟื้นฟูและส่งเสริมป่าชายเลนในประเทศไทย(Mangrove Revival and Extension Project in the Kingdom of Thailand) โดยมีวัตถุประสงค์เพื่อคัดเลือกพื้นที่โครงการ ที่จะทำการฟื้นฟูการปลูกป่าชายเลนและป้องกันการกัดเซาะชายฝั่ง สำหรับโครงการนำร่องที่ใช้ในการวางโครงการและศึกษาความเหมาะสมของแผนงานฟื้นฟูและส่งเสริมป่าชายเลนจะครอบคลุมพื้นที่ชายฝั่งบางขุนเทียน จากวัตถุประสงค์ที่กล่าวมา จึงต้องมีการดำเนินงานต่างๆ เพื่อให้บรรลุวัตถุประสงค์ของการศึกษา ได้แก่ งานป้องกันการกัดเซาะชายฝั่ง และงานฟื้นฟูและส่งเสริมป่าชายเลน

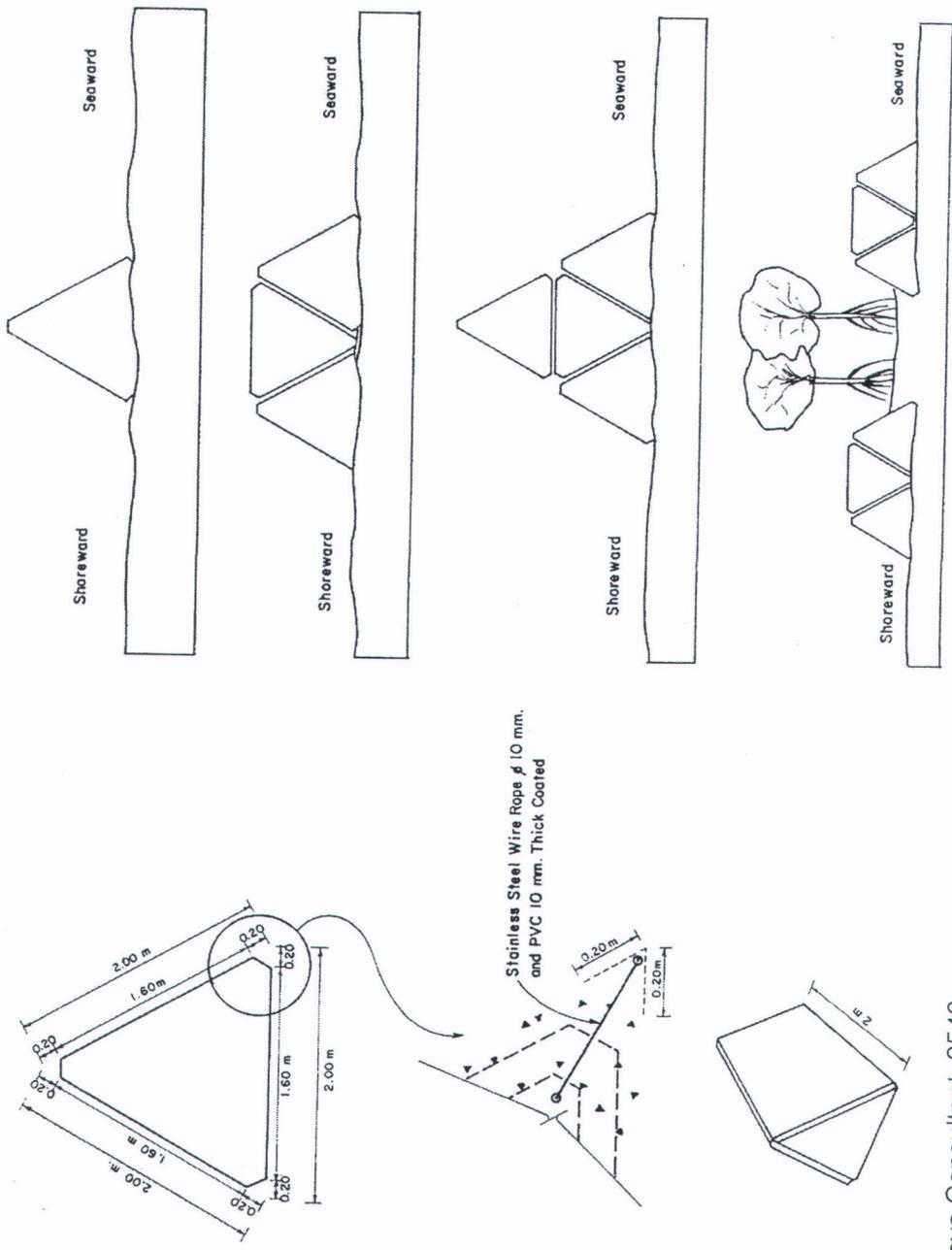
จากสาเหตุหลักที่ทำให้เกิดการกัดเซาะชายฝั่งบางขุนเทียน คือ การลดลงของปริมาณการทับถมของตะกอนจากแม่น้ำเจ้าพระยา รวมทั้งการปะทะของคลื่นและกระแสน้ำ เพื่อป้องกันการกัดเซาะดังกล่าวจึงต้องทำการลดพลังงานคลื่น โดยทำการก่อสร้างโครงสร้างป้องกันชายฝั่ง ซึ่งเสนอไว้หลายรูปแบบ ได้แก่ การก่อสร้างถุงทราย (sand sausage) การถมหินบนพื้นดินเหนียว/พุก (carpet) การก่อสร้างเกาะป่าชายเลน (mangrove island) ดังแสดงในรูปที่ 2-9 และการใช้คอนกรีตเบารูปปริซึมมาต่อกันเป็นรูปแบบต่างๆ ดังแสดงในรูปที่ 2-10 สำหรับรูปแบบที่แนะนำให้ใช้คือ การก่อสร้างถุงทรายตามแนวชายฝั่งบางขุนเทียน อีกทั้งยังเสนอแนะให้มีการปลูกป่าชายเลนและฟื้นฟูสภาพป่าบริเวณบางขุนเทียนเป็นพื้นที่ประมาณ 1,547 ไร่ เพื่อเป็นสถานที่อนุรักษ์สิ่งแวดล้อมชายฝั่งทะเล ศูนย์การศึกษา แหล่งพักผ่อนหย่อนใจ ฯลฯ

พ.ศ. 2544 บริษัท ที. เอส. บี. เทรดิง จำกัด ได้ร่วมกลุ่มกับบริษัทจากประเทศเนเธอร์แลนด์ 4 บริษัท คือ บริษัทวิศวกรที่ปรึกษา Netherlands Dredging Consultants BV., บริษัท Ballast Nedam Dredging, บริษัท Haskoning และบริษัท Delft Hydraulics ได้เสนอให้ความช่วยเหลือจากรัฐบาลเนเธอร์แลนด์ภายใต้โครงการ Program Economic Co-operation Projects (PESP) ผ่านบริษัทกรุงเทพมหานคร จำกัด ซึ่งเป็นบริษัทของกรุงเทพมหานคร ในฐานะผู้ร่วมงานฝ่ายไทย เพื่อศึกษาความเป็นไปได้ในการป้องกันการกัดเซาะจากน้ำทะเล ที่แนวชายฝั่งทะเลบางขุนเทียน และการถมพื้นที่ชายฝั่งให้คืนสภาพเดิม โดยโครงการช่วยเหลือนี้ได้ผ่านการพิจารณายืนยันแล้วจาก SENTER INTERNATIONNAL (Ministry of Economic Affairs-Netherlands) บริษัท Haskoning ได้เสนอรายงานการออกแบบเบื้องต้นการป้องกันชายฝั่งและการถมทะเลรวมทั้งการประเมินราคา มีโครงสร้างเป็น รอดักตะกอน (groin) ยื่นตั้งจากออกไปนอกชายฝั่งยาวประมาณ 300 เมตร มีช่องว่างระหว่างกัน 500 เมตร และในระยะทางนี้มีรอดักทรายตัวเล็กคั่นกลางอีก รูปที่ 2-11 แสดงตำแหน่งของโครงสร้างรอดักตะกอน มีการถมทะเลระหว่างรอดักตะกอนด้วยหินเลนและปลูกป่าชายเลน นอกจากนี้แล้วยังมีการปลูกป่าชายเลนเพิ่มในแนวติดกับนาุ้งหลังเขื่อนเพื่อเป็นแนวกันชน เป็นระยะทางประมาณ 300 เมตร การศึกษามีแนวทางเลือกไว้



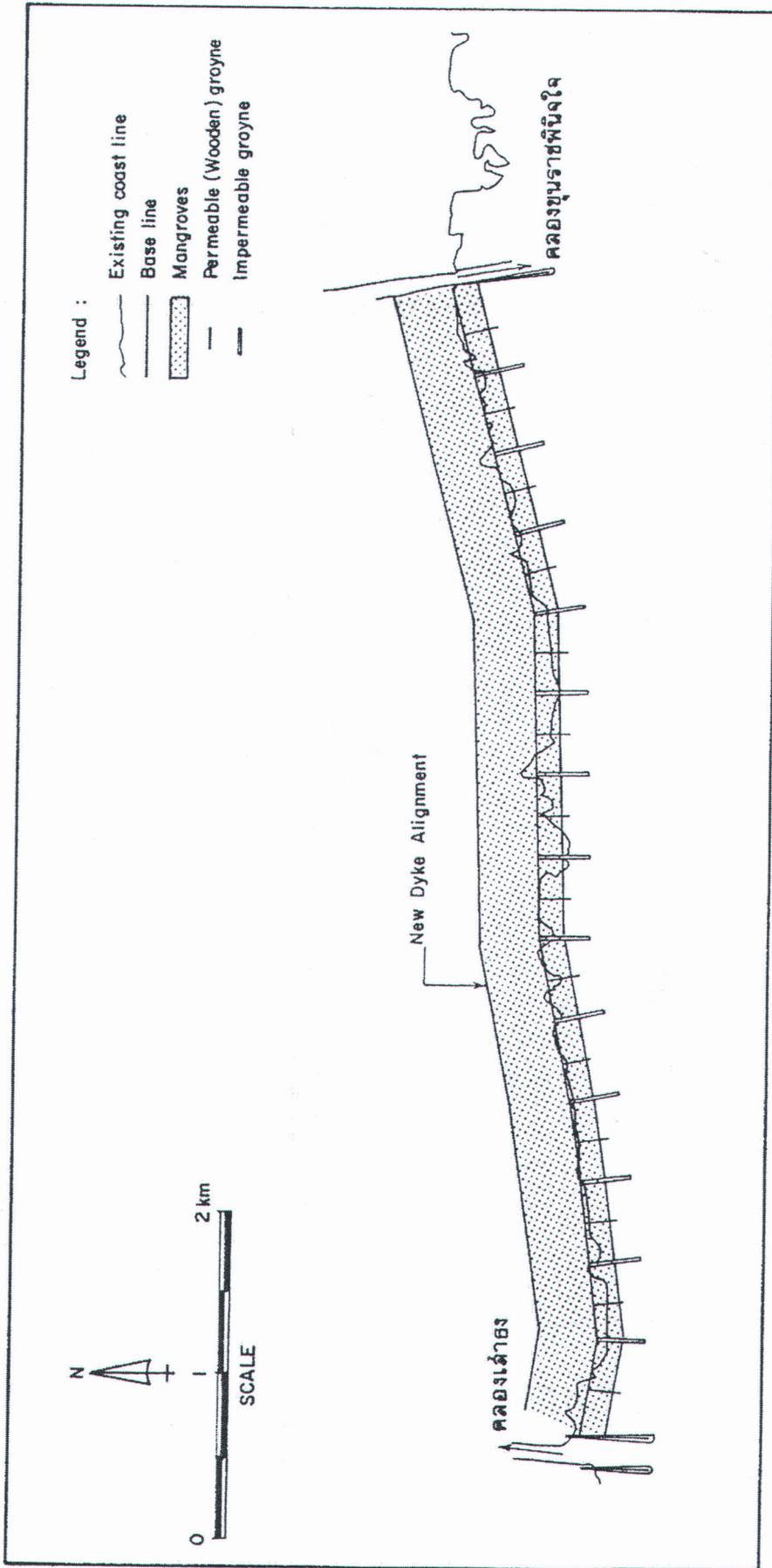
ที่มา: กรมป่าไม้, 2544

รูปที่ 2-20 รูปแบบการก่อสร้างเกาะป่าเลนป้องกันชายฝั่ง เสนอโดยกรมป่าไม้



ที่มา: Sanyu และ Panya Consultant, 2543

รูปที่ 2-21 รูปแบบการใช้คอนกรีตรูปปริซึมป้องกันชายฝั่ง



รูปที่ 2-22 แผนผังการป้องกันชายฝั่ง เสนอโดย บริษัท Haskoning (2544)

ทั้งหมด 9 แนวทางเลือก ซึ่งโครงสร้างชายฝั่งจะเหมือนกัน แตกต่างกันที่วัสดุก่อสร้าง รวมทั้งระยะทางที่ถมทะเลก็แตกต่างกันด้วย ราคาก่อสร้างทั้งหมด 9 แนวทางเลือก เริ่มตั้งแต่ 225 ล้านบาท ซึ่งเป็นการก่อสร้างเพื่อบริการป้องกันกัดเซาะ (dike) ส่วนการสร้างรอดักตะกอนและถมทะเลเพิ่มมีราคาตั้งแต่ 1,200 ถึง 2,160 ล้านบาท

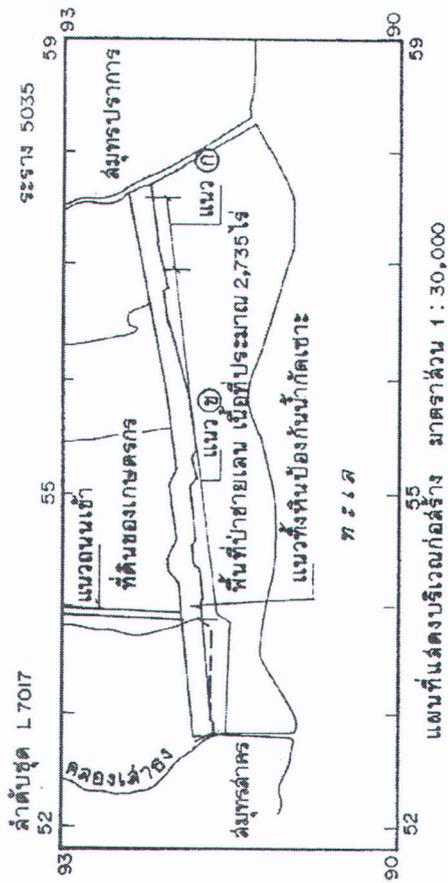
ประเสริฐศักดิ์ เอกพิศุทธิ์สุนทร (2542) ทำการศึกษาอิทธิพลของคลื่นและกระแสน้ำต่อการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งทะเลเขตบางขุนเทียน โดยใช้ข้อมูลภาพถ่ายทางอากาศ ข้อมูลแผนที่ท้องทะเล ข้อมูลการสำรวจภาคสนาม และแบบจำลองทางคณิตศาสตร์เข้าช่วย ซึ่งแบ่งพิจารณาแนวชายฝั่งเป็น 4 ช่วงเวลา คือ ช่วงปี พ.ศ. 2510-2516 2517-2523 2524-2530 2531-2534 ผลการศึกษาพบว่า ช่วงเวลาดังกล่าว มีอัตราการกัดเซาะ ประมาณ 12.42 7.5 10.89 และ 31.46 เมตร / ปี ตามลำดับ รายละเอียดดังแสดงในรูปที่ 2-12 และตารางที่ 2-1 การศึกษาครั้งนี้สรุปว่า การกัดเซาะที่เกิดขึ้นในช่วงปี พ.ศ. 2510 – 2530 เกิดจากการเคลื่อนตัวของตะกอนชายฝั่งสำหรับการกัดเซาะในช่วงปี พ.ศ. 2531-2534 เกิดจากอิทธิพลของคลื่นที่เข้ากระทำต่อชายฝั่งโดยตรงเพิ่มขึ้น นอกจากนี้ยังพบว่า อิทธิพลของกระแสน้ำขึ้นน้ำลงมีผลต่อการเคลื่อนตัวของตะกอนน้อยมาก

อิสราพร อิทธิโร (2544) ได้ศึกษาการเปลี่ยนแปลงของชายฝั่งทะเลบางขุนเทียนตลอดจนวิเคราะห์ปัจจัยที่มักมีการอ้างอิงถึงว่าเป็นสาเหตุของการเปลี่ยนแปลงชายฝั่ง โดยใช้ข้อมูล ภาพถ่ายทางอากาศ แผนที่ต่างๆ ข้อมูลระดับน้ำ ข้อมูลอุทกศาสตร์ ข้อมูลอุทกวิทยา ข้อมูลปริมาณตะกอนขุดลอกบริเวณร่องน้ำสันดอน ข้อมูลป่าชายเลน และข้อมูลการทรุดตัวของแผ่นดินพบว่าชายฝั่งบางขุนเทียนมีการเปลี่ยนแปลงด้วยอัตราเฉลี่ย -19.3, -5.8, -15.3, -9.9, -10.1, -32.8, +8.9 และ -28.3 เมตร/ปี ในช่วงปี พ.ศ. 2495-2497, 2497-2510, 2510-2518, 2518-2523, 2523-2530, 2530-2534, 2534-2537 และ 2537-2539 ตามลำดับ การเปลี่ยนแปลงชายฝั่งกล่าว พบว่ามีความสอดคล้องกับการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งบริเวณอ่าวไทยตอนบน และจากการวิเคราะห์ความสัมพันธ์ของปัจจัยต่างๆ กับการเปลี่ยนแปลงบริเวณชายฝั่งทะเลบางขุนเทียน และชายฝั่งอ่าวไทยตอนบนพบว่า ระดับน้ำขึ้นน้ำลงเป็นปัจจัยสำคัญที่ส่งผลต่อการแปลภาพถ่ายทางอากาศ โดยเฉพาะอย่างยิ่งชายฝั่งที่มีความลาดชันต่ำ และปัจจัยจากแผ่นดินทรุด เมื่อพิจารณาในช่วงเวลาเดียวกัน ไม่พบว่ามีความสัมพันธ์ใดๆ กับการเปลี่ยนแปลงชายฝั่ง ปัจจัยเนื่องจากพายุหมุนเขตร้อน พบว่ามีแนวโน้มที่จะสัมพันธ์กับการเปลี่ยนแปลงชายฝั่ง แต่ต้องการข้อมูลภาพถ่ายทางอากาศช่วงก่อนและหลังเกิดเหตุการณ์มายืนยัน สำหรับปัจจัยอื่นๆ ได้แก่ สภาพคลื่นการลดลงของป่าชายเลน และการลดลงของปริมาณตะกอนจากต้นน้ำ ยังไม่สามารถสรุปความสัมพันธ์ที่แน่ชัดได้

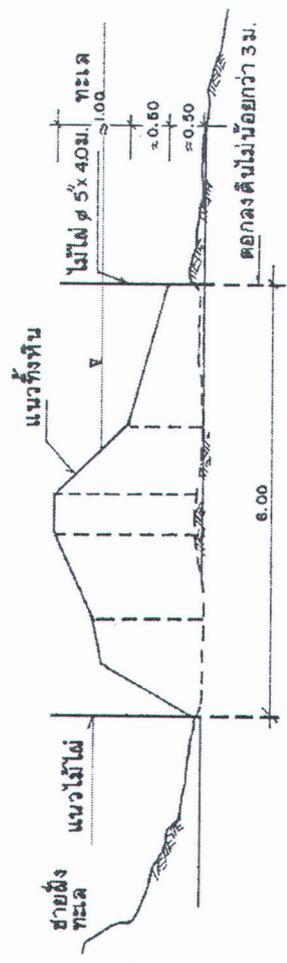
ตาราง 2-1 อัตราการกัดเซาะที่วัดได้จากแผนที่ภาพถ่ายทางอากาศ

แนว \ ช่วงปี	2510-2516	2517-2523	2524-2530	2531-2534	เฉลี่ย
1	65	70	20	50	8.20
2	59	80	40	100	11.16
3	80	60	20	80	9.60
4	80	10	100	150	13.60
5	50	20	140	120	13.20
6	100	20	110	140	18.80
7	100	70	85	160	13.80
8	110	80	120	140	18.00
9	70	70	160	100	1.00
10	80	80	60	170	15.60
11	30	40	60	150	11.20
12	70	30	0	150	10.00
Max	110	80	160	170	20.80
Average	75	52.5	76	126	13.16
Min	30	10	0	50	3.60
Distance rate (m/yr)	12.42	7.50	10.89	31.46	15.57
Area rate (m ² /yr)	62,100	37,500	54,450	157,300	12,454
Sediment rate (m ³ /yr)	54,680.93	19,928.57	42,038.62	350,840.82	88,796.00

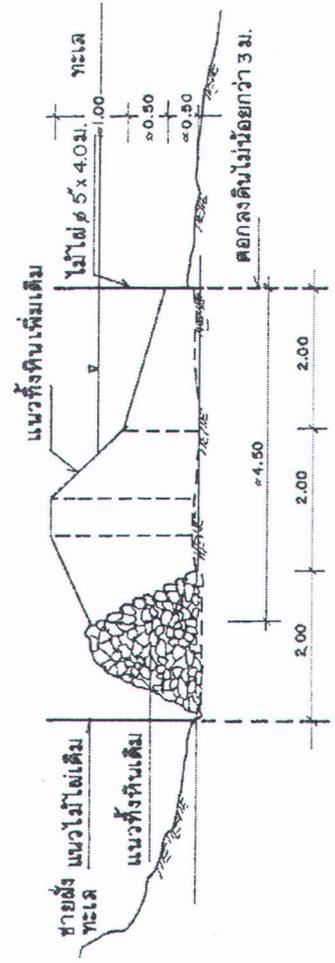
ที่มา: ประเสริฐศักดิ์ เอกพิศุทธิ์สุนทร, 2542



แผนที่แสดงบริเวณก่อสร้าง มาตรการส่วน 1 : 30,000



รูปแสดงการทั้งหินตามแนวป้องกัน (ก)



รูปแสดงการทั้งหินตามแนวป้องกัน (ข)

มาตรการส่วน 1 : 50

รายงาน รายการก่อสร้างแนวป้องกันน้ำทะเล

1. รั้วหินใหญ่ตามแนวป้องกัน ตามแนว ก ขนาดกว้างเฉลี่ย 5.00 ม. สูงเฉลี่ย 0.50-2.00 ม. ยาวประมาณ 700 ม. ตามแนว ข ขนาดกว้างเฉลี่ย 4.50 ม. สูงเฉลี่ย 0.50-2.00 ม. ยาวประมาณ 4,320 ม.
2. ปักไม้ไผ่ขนาด ๕" x ๔0 ซม. ทั้งหินประมาณ 0.25 ม. ตามแนว ก ยาวประมาณ 1,400 ม. ตามแนว ข ยาวประมาณ 4,320 ม.

ที่มา: สำนักงานเขตบางขุนเทียน

รูปที่ 2.23 รูปแบบการทั้งหินป้องกันชายฝั่งทะเลบางขุนเทียนในครั้ง 3 ปี พ.ศ.2538

ตารางที่ 2.2 การเปรียบเทียบราคาก่อสร้างการป้องกันชายฝั่งในแต่ละกรณี

ลำดับ	ลักษณะการป้องกัน	ลักษณะการก่อสร้าง	ราคาก่อสร้าง ณ ปีปัจจุบัน	หมายเหตุ
1	เขื่อนหินทิ้ง	ใช้วัสดุเบาและหินเพื่อก่อเป็นเขื่อน	ราคาค่าบำรุงรักษาประมาณ 7-8 ล้านบาท ทุกๆ 3-4 ปี	เกิดปัญหาด้านการทรุดตัวของหินจมลงสู่ทะเลเป็นจำนวนมาก
2	เขื่อนหินทิ้งแบบปรับปรุงฐานราก	ใช้วัสดุเบาและหินเพื่อก่อเป็นเขื่อน และใช้ cement column ในการปรับปรุงฐานราก	330-590 ล้านบาท	มีเสถียรภาพ เกิดการทรุดตัวน้อย
3	ใช้ Geotube ในการทำ Break water	ใช้โครงสร้าง Geotube ยาวท่อนละ 200 ม. ระยะระหว่างท่อน 40 ม. เพื่อให้ตะกอนตกหลังเขื่อน	140 ล้านบาท	อายุการใช้งานสั้น ใช้ร่วมกับการปลูกป่าชายเลนเพื่อให้เกิดตะกอนบริเวณหลังแนวของ Geotube
4	รั้วไม้ไผ่รวก	ปักไม้ไผ่จำนวน 10 แถวโดยมีความถี่เพิ่มขึ้นเรื่อยๆ ยิ่งใกล้ยิ่งถี่	12 ล้านบาท	อายุการใช้งานสั้น ใช้ร่วมกับการปลูกป่าชายเลน
5	ใช้เข็มพีต(sheet pile) ป้องกันตลิ่งชัน	ใช้เข็มพีตวางเรียงติดกันเป็นแนวตลอดชายฝั่ง	660 ล้านบาท	ราคาก่อสร้างค่อนข้างสูง
6	ใช้เสาเข็มป้องกันตลิ่งพัง	ใช้เสาเข็มวางเรียงรายติดต่อกันตลอดแนวชายฝั่ง	390-790 ล้านบาท	ราคาก่อสร้างค่อนข้างสูง
7	ก่อสร้าง Groyne ดักตะกอนและถมทะเลยื่นออกไป รวมทั้งมีการปลูกป่าชายเลนด้วย	สร้างรอดักตะกอนตั้งฉากกับแนวชายฝั่ง และมีการปลูกป่าชายเลนเพิ่ม	1460-2630 ล้านบาท	ค่าก่อสร้างสูงมาก ค่าตอบแทนทางเศรษฐกิจไม่คุ้ม
8	สร้าง Dike ป้องกัน	สร้างแนวป้องกันด้วย Geotextile ขนานไปกับแนวชายฝั่ง	274 ล้านขึ้นไป	สามารถป้องกันการทรุดตัวได้
9	โครงสร้างผสมระหว่าง Groyne และ Breakwater	สร้างโครงการถาวรขนานไปกับชายฝั่งและตั้งฉากกับชายฝั่งและรวมทั้งมีการปลูกป่าชายเลนเพิ่มเติม	1470-3420 ล้านบาท	ค่าก่อสร้างสูงมาก ค่าตอบแทนทางเศรษฐกิจไม่คุ้ม

2.2 วัสดุ GEOTUBE

2.2.1 คุณสมบัติทั่วไปของ GEOSYNATIC

2.2.2 การเลือกใช้ GEOSYNATIC

2.2.3 การใช้ GEOTUBE.

2.2.4 หลักการออกแบบ

2.2.5 มาตรฐานต่าง ๆ ในการพิจารณา

2.2.6 Case study

2.2.1 คุณสมบัติทั่วไปของ GEOSYNATIC

วิธีการที่ใช้วัสดุสังเคราะห์จำพวก Geosynthetic หรือ วัสดุที่มีตามธรรมชาติ ช่วยในการเพิ่มกำลังรับน้ำหนักของมวลดิน วัสดุต่างๆที่นำมาเสริมแรงนั้นจะมีสมบัติในด้านกำลังรับแรงดึงที่สูงเพื่อที่จะทำหน้าที่แทนมวลดินซึ่งไม่สามารถที่จะรับแรงดึงได้ ซึ่งงานที่ใช้วัสดุเสริมแรง เช่น งานเขื่อน งานถนน หรือคันดิน กำแพงกันดิน งานเชิงลาด เป็นต้น Koerner, R.M. (1994) ได้ทำการศึกษาการใช้วัสดุ Geosynthetics. ในงานวิศวกรรมปฐพี โดยแยกวัสดุสังเคราะห์จำพวก Geosynthetic ออกทั้งหมด 7 ชนิด คือ

1. Geotextiles.
2. Geogrids.
3. Geonets.
4. Geomembranes.
5. Geosynthetic Clay Liners.
6. Geopipes.
7. Geocomposites.

ทั้ง 7 ชนิด ที่กล่าวมานั้นมีความเหมาะสมกับงานที่แตกต่างกันแล้วแต่จุดประสงค์ของงานนั้นๆ สำหรับโครงการก่อสร้างคันดินบ่อบำบัดน้ำเสียที่ทำการศึกษาวิจัยนี้ได้มีการใช้ Geosynthetic ชนิด Geotextile และยังมี การนำวัสดุที่มีตามธรรมชาติ คือ ไม้ไผ่ และเข็มไม้ ใช้ในการเพิ่มกำลังรับแรง ซึ่งเป็นวัสดุที่สามารถหาได้ง่าย

1. การใช้ Geotextile ในงานวิศวกรรมปฐพี

แผ่น Geotextile ที่นำมาใช้ในงานก่อสร้างที่เกี่ยวข้องกับงานด้านวิศวกรรมปฐพี สามารถแยกตามหน้าที่ ได้ 4 ประเภทหลักๆ คือ

1. ทำหน้าที่ เป็นตัวแบ่งแยกวัสดุ (Separation of Dissimilar Materials)

เป็นการใช้ Geotextile แยกชั้นดินต่างชนิดแยกออกจากกันเพื่อมิให้มวลดินคลุกเคล้ากัน โดยการปูแผ่น Geotextile แยกระหว่างชั้นดินหรือชนิดของดิน สำหรับงานที่มีการใช้ Geotextile ทำหน้าที่ในการแบ่งแยกชั้นดินออกจากกัน เช่น งานถนน งานฐานรากทางรถไฟ เป็นต้น

2. ทำหน้าที่ เป็นตัวกรอง (Filtration)

เป็นการใช้ Geotextile เพื่อกรองวัสดุที่มีขนาดเล็กมิให้ไหลผ่านไปยังชั้นอื่นได้ แต่น้ำสามารถไหลผ่านได้ ส่วนมากงานที่ใช้ Geotextile เพื่อทำหน้าที่ดังกล่าวจะเป็นงานที่เกี่ยวข้องกับการไหลชะล้างหรือการกักตะกอนของน้ำ เช่น งานระบายน้ำในสนาม งานระบายน้ำของกำแพงกันดิน งานเขื่อนดิน หรือ การป้องกันการกักตะกอนตลิ่งแม่น้ำ เป็นต้น

3. ทำหน้าที่เพิ่มอัตราการระบายน้ำ (Drainage)

Geotextile เป็นวัสดุที่ช่วยในการเร่งอัตราการระบายน้ำออกจากมวลดินได้เร็วขึ้น เพื่อเร่งการทรุดตัว และยังมีผลให้มีเสถียรภาพมากขึ้น งานที่ใช้ เช่น งานเร่งการทรุดตัวโดยการ Preload งานระบายน้ำกำแพงกันดิน งานระบายน้ำใต้อ่างเก็บน้ำ เป็นต้น

4. ทำหน้าที่ในการเพิ่มกำลังรับน้ำหนัก (Reinforcement)

Geotextile เป็นวัสดุที่สามารถรับแรงดึงได้สูง ในขณะที่มวลดินไม่สามารถรับแรงดึงได้ จึงมักใช้เสริมในงานปฐพีเพื่อช่วยในการรับน้ำหนัก และ เพื่อเพิ่มเสถียรภาพ งานที่ใช้ส่วนมากจะเป็นงานที่เกี่ยวข้องกับเชิงลาด หรือ เสถียรภาพของงานคันดิน เป็นต้น

2.2.2 คุณสมบัติและการเลือกใช้ Geotextile

เกณฑ์การวิเคราะห์หรือออกแบบงานที่ใช้ Geotextile เสริมแรงจะต้องเลือก Geotextile ให้เหมาะสม คุณสมบัติที่เป็นข้อกำหนดในการเลือก Geotextile มาใช้งานนั้นมีดังต่อไปนี้

1. คุณสมบัติทางด้านฟิสิกส์
2. คุณสมบัติทางด้านกลศาสตร์

2.2.1.1 คุณสมบัติทางด้านฟิสิกส์ (Physical Properties)

คุณสมบัติทางด้านฟิสิกส์มีความสำคัญในการเลือกชนิดของแผ่นใยสังเคราะห์ นั่นคือ การเลือกลักษณะของเส้นใย หรือ วิธีการผลิตแผ่นใยสังเคราะห์ ทั้งนี้เนื่องจากแผ่นใยสังเคราะห์ที่มีลักษณะของเส้นใย หรือวิธีการผลิตที่แตกต่างกันก็จะมีคุณสมบัติในทางฟิสิกส์ที่แตกต่างกัน เช่น ค่าการซึมผ่านของน้ำ ขนาดของช่องว่าง ความหนา เป็นต้น

2.2.1.2 คุณสมบัติทางกลศาสตร์ (Mechanical Properties)

คุณสมบัติทางกลศาสตร์มีความสำคัญอย่างยิ่งในการเลือกใช้ Geotextile ในการเสริมแรง ทั้งนี้เพราะโดยส่วนมากแล้วการใช้ Geotextile ในการเสริมแรงนั้นเพื่อหน้าที่หลักคือรับ

แรงดึง ดังนั้นการเลือก Geotextile จำเป็นที่จะต้องมีการรับแรงดึงที่เหมาะสม คุณสมบัติทางด้านกลศาสตร์ที่เกี่ยวข้องมีดังต่อไปนี้

1. กำลังรับแรงดึง (Tensile Strength)
2. ค่าโมดูลัส (Tensile Modulus)
3. กำลังรับแรงเฉือนระหว่างมวลดินกับ Geotextile (Soil – Geotextile Friction)
4. กำลังความต้านทานต่อการกระแทก การฉีกขาด
5. ความคงทน อายุการใช้งาน

ตารางที่ 2.3 คุณสมบัติของ Geotextile [Hausmann.,1990]

ชนิดของ Geotextile	Tensile Strength , kN/m.	Elongation (max load) ,%
Wovens.		
- Monofilaments	20 – 80	5 – 35
- Multifilaments	40 – 800	5 – 30
- Tape	8 – 90	15 – 20
Nonwovens :	3 – 25	20 – 60
- Melt bonded	7 – 90	50 – 80
- Needle punched	4– 30	30 – 50
- Resin bonded	2 – 5	300 – 600
Knitteds:		
- Welf	20 – 120	12 – 15
- Warp	15 – 800	15 – 30
Stich bonded		

ตารางที่ 2.4 การเลือกใช้ แผ่นใยสังเคราะห์ (Geotextile) [Hausmann.,1990]

Application area Description	Fabric Strength kN/m.	Fabric modulus kN/m.
Retaining Structure		
- Low height	13.1 – 17.5	35.0 – 52.4
- Moderate height	17.5 – 21.9	43.7 – 87.4

- High height	21.9 – 26.2	61.2 – 175
Slope Stabilization		
- Close spacing	13.1 – 21.9	26.2 – 61.2
- Moderate spacing	17.5 – 26.2	35.0 – 70.0
- Wide spacing	26.2 – 52.4	43.7 – 175
Unpaved Roads.		
- CBR \leq 4	13.1 – 21.9	52.4 – 87.4
- CBR \leq 2	17.5 – 26.2	87.4 – 175
- CBR \leq 1	21.9 – 52.4	175 – 525
Foundation		
- Nominal	26.2 – 69.9	175 – 350
- Moderate	43.7 – 87.4	350 – 874
- Large	69.9 – 175	700 – 1750
Embankment over soft soils.		
- Str.* > 9.6 kPa.	87.4 – 262	874 – 1750
- Str.* > 4.8 kPa.	175 – 350	1750 – 3500
- Str.* > 2.4 kPa.	262 – 524	3500 – 6120

ตารางที่ 2.4 (ต่อ) การเลือกใช้ แผ่นใยสังเคราะห์ (Geotextile) [Hausmann.,1990]

Application area Description	Fabric Strength kN/m.	Fabric modulus kN/m.
Mattress or Load Support (composites)	350 – 700	874 – 1750
- Moderate	700 – 1050	1750 – 4370
- Heavy		
Direct road support (composites)	87.4 – 875	874 – 2620
- Moderate	875 – 2100	2620 – 7000
- Heavy		

หมายเหตุ Str.* = กำลังรับแรงเฉือนของมวลดินที่เป็นฐานรองรับ

กำลังรับแรงเฉือนระหว่าง มวลดินกับ Geotextile พิจารณาเป็นไปตามกฎการวิบัติของมวลดินของ Mohr Coulomb โดยที่กฎการวิบัติของมวลดินตาม Mohr Coulomb เขียนอยู่ในฟังก์ชันของค่าความเชื่อมแน่น (Cohesion Intercept) และค่ามุมด้านทานภายใน (Internal Friction of Angle) ดังแสดงในสมการที่ 2.1

$$\tau = c + \sigma_n \tan \phi \quad \dots(2.1)$$

ในกรณีที่มีการเสริมแรงด้วย Geotextile กำลังรับแรงเฉือนระหว่าง มวลดินกับแผ่นใยสังเคราะห์ มีค่าดังสมการที่ 2.2

$$\tau_R = c_a + \sigma_n \tan \delta \quad \dots(2.2)$$

เมื่อ τ_R = หน่วยแรงเฉือนระหว่างมวลดินกับ แผ่นใยสังเคราะห์
 σ_n = หน่วยแรงตั้งฉากกับระนาบเฉือน
 c_a = ความเชื่อมแน่นระหว่างมวลดินกับ แผ่นใยสังเคราะห์
 δ = มุมด้านทานระหว่างมวลดินกับ แผ่นใยสังเคราะห์

นั่นคือ

$$\eta_e = \frac{\tau_R}{\tau} = \frac{c_a + \sigma_n \tan \delta}{c + \sigma_n \tan \phi}$$

$$\eta_{ec} = \frac{c_a}{c} \quad \dots(2.3)$$

$$\eta_{e\phi} = \frac{\tan \delta}{\tan \phi} \quad \dots(2.4)$$

เมื่อ η_e = ประสิทธิภาพความต้านทานแรงเฉือนระหว่างมวลดินกับแผ่นใยสังเคราะห์

η_{ec} = ประสิทธิภาพความเชื่อมแน่น

$\eta_{e\phi}$ = ประสิทธิภาพมุมด้านทาน

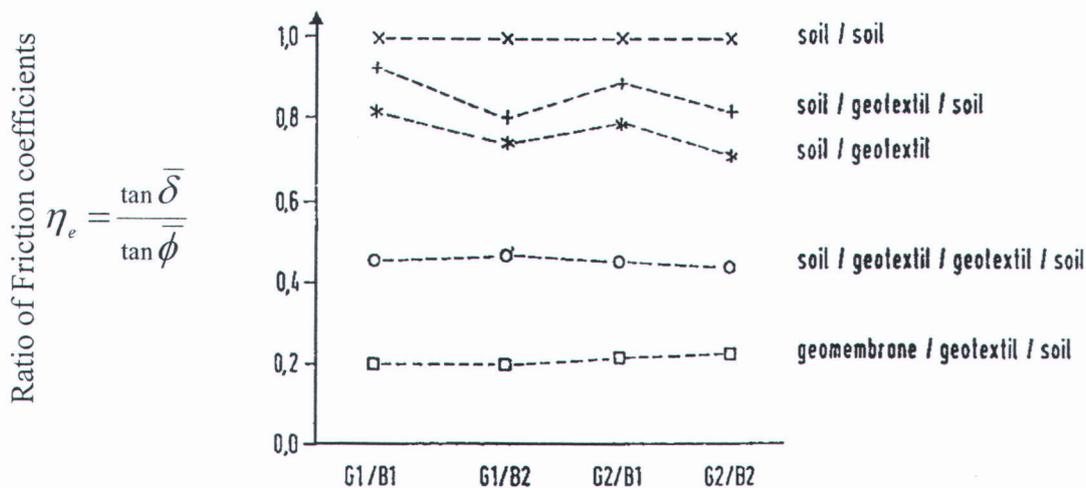
ค่าสัมประสิทธิ์หรือประสิทธิภาพทั้งสองจะมีค่าระหว่าง 0 ถึง 1.0

Martin et al.[1984] ได้ทำการศึกษาหาค่ามุมด้านทานระหว่างมวลดินกับแผ่นใยสังเคราะห์ (δ) เป็นการศึกษามุมด้านทานระหว่างมวลดินที่ไม่มีความเชื่อมแน่นกับแผ่นใยสังเคราะห์ ซึ่งให้ผลดังแสดงในตารางที่ 2.3 และจากการศึกษาของ Kruse, T. and Voigt, T. (1992)



ตารางที่ 2.5 ค่ามุมเสียดทานระหว่าง มวลดินที่ไม่มีความเชื่อมแน่นกับแผ่นใยสังเคราะห์

Geotextile Type	Concrete Sand ($\phi = 30^\circ$)	Rounded Sand ($\phi = 28^\circ$)	Silty Sand ($\phi = 26^\circ$)
Woven , monofilament	26 (84%)	-	-
Woven , slit-film	24 (77%)	24 (84%)	23 (87%)
Nonwoven , heat-bonded	26 (84%)	-	-
Nonwoven , needle-punched	30 (100%)	26 (92%)	25 (96%)



รูปที่ 2.24 ผลการทดสอบค่ากำลังรับแรงเฉือนระหว่าง มวลดินกับ Geotextile [Kruse, T.and Voigt, T., 1992]

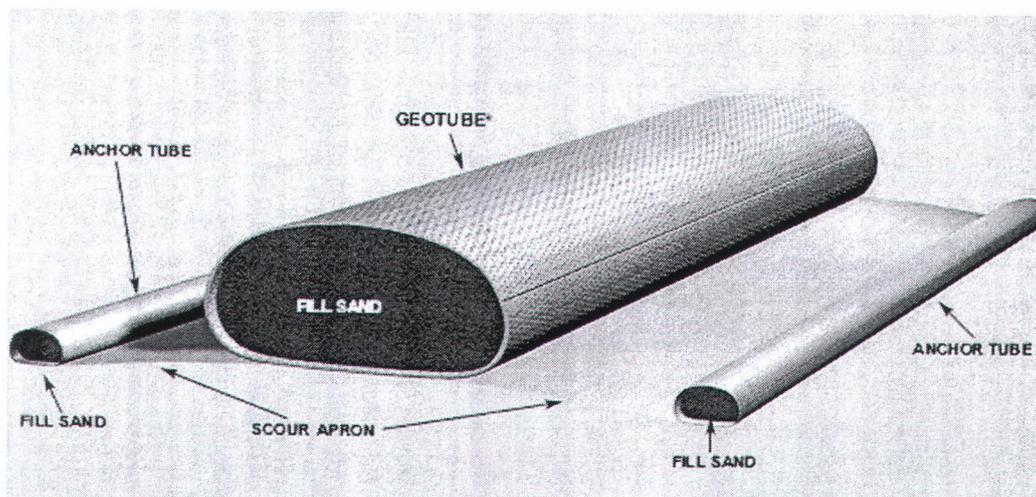
2.2.3 ส่วนของวัสดุ GEOTUBE

การออกแบบนั้นก็มีหลายทฤษฎีที่ใช้ในการออกแบบ โดยพื้นฐานแล้วการออกแบบความสามารถนั้นขึ้นอยู่กับตัววัสดุของ GEOTUBE ที่สามารถรับแรงได้มากน้อยเพียงใด ซึ่งมาจากความสามารถในการระบายน้ำของ GEOTUBE การออกแบบการใช้geotextile เพื่อระบายน้ำและไม่ให้เม็ดดินที่มีขนาดเล็กไหลออก จึงมีความสำคัญ แต่ในปัจจุบัน เทคโนโลยี การผลิต geotextile มีความสามารถทางด้าน AOS สูง (Aparent opening size) แต่การใช้GEOTUBE เพื่อเหมาะสมนั้นยังมีปัจจัยอีกประการนั้นคือปัจจัยภายนอก ยังไม่ได้รับการพัฒนา รวมถึงปัจจัยทางกายภาพทั่วไป ซึ่งมีความสำคัญในการออกแบบเช่นกัน

ในปี 1953 เกิดอุทกภัยครั้งใหญ่ที่ชายฝั่ง ฮอลแลนด์ ซึ่งทำให้เกิดความเสียหายทั้งชีวิตและทรัพย์สินเป็นจำนวนมาก วิศวกรชาวฮอลแลนด์จึงเริ่มค้นหา วัสดุอุปกรณ์หรือวิธีการที่จะป้องกันการเสียหายจากภัยธรรมชาติหากเกิดเหตุการณ์อีก Nicolon B.U. จึงเริ่มต้นพัฒนา GeoTextile รุ่นแรกเพื่อการป้องกันการกัดเซาะของชายหาด

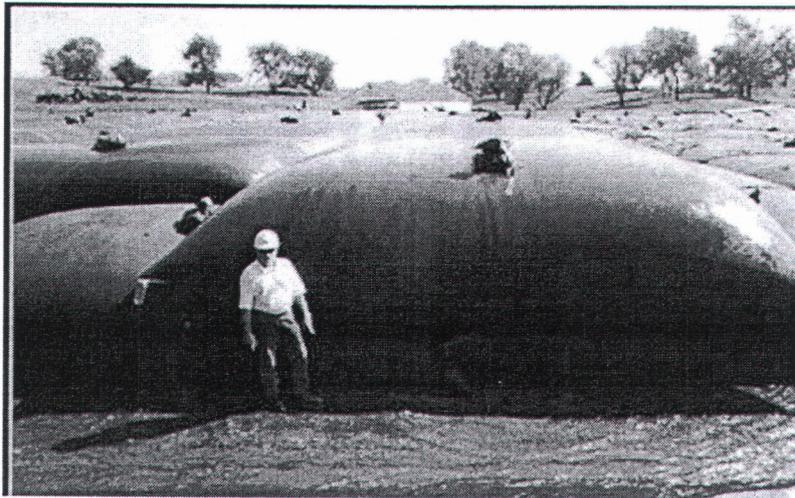
ในปี 1991 Ten Cate Nicolon ร่วมกับ U.S.Army Corp of Engineer ภายใต้ชื่อ "CPAR Program" ก่อตั้งเพื่อจุดประสงค์ อุตสาหกรรมเอกชน และเป็นตัวแทนจากรัฐบาล มาพัฒนาวิจัยและพัฒนาเทคโนโลยี ซึ่งจะมีประโยชน์ในการก่อสร้างของรัฐบาลต่อไป

Ten Cate Nicolon and COE ใช้เงินในการก่อสร้างวิจัยผลต่างๆหลายล้านดอลลาร์หาในการทดลองทั้งใน Lab และสนามเพื่อหาคำสั่ง วัสดุใน Geocontainment การพัฒนาในระบบCPAR Program การพัฒนาทั้งการลดน้ำในตัว Geotube ความคงทนถาวร และเพิ่มประสิทธิภาพในการก่อสร้างด้วย



รูปที่ 2.25 Geotube

GEOTUBE เป็นวัสดุทางวิศวกรรมเป็นส่วนหนึ่งของ Geosynthetics ผลิตจากวัสดุประเภท Polymer material โดยใช้ Geosynthetics ประเภท Geomembrane หรือ Geotextiles ลักษณะการใช้มักจะมีประสิทธิภาพสามารถระบายน้ำได้สูง (dewater) ขณะบรรจุดิน และมีความทนทานที่เพียงพอเมื่อใส่ดินเข้าไป รูปร่างเป็นคล้ายๆ ไล้กรอก ทำการเย็บติดกัน มีความเสถียรภาพมากกว่าการใช้วิธีอื่นเพราะความสูงต่อความหนามีค่าน้อยกว่า การก่อสร้างแบบวิธีอื่นๆ และมีพื้นที่สัมผัสกับผิวดินเป็นบริเวณกว้างกว่า จึงทำให้เกิดแรงกดที่น้อยกว่าเนื่องจากการกระจายแรง



รูปที่ 2.26 ขนาดของGEOTUBE

การทำงานของ GEOTUBE ก็คือการใช้ Geosynthetics ที่มีความสามารถในการรับแรงดึงสูงบรรจุพวกดินเหนียว ดินที่มีขนาดเล็กๆ หรือโคลนไต่ทะเล ให้ GEOTUBE มีความพองและให้ช่องว่างอากาศน้อยที่สุด หลังจากนั้นจะเกิดการคายน้ำ (Dewatering) จากดินที่บรรจุอยู่ทำให้ปริมาตรและความดันของวัสดุลดลง น้ำที่ออกจาก GEOTUBE นั้นมีความบริสุทธิ์สำหรับสภาวะแวดล้อม หลังจากการคายน้ำ (Dewatering) ระยะเวลาหนึ่งก็เกิดปรากฏการณ์อัดตัวคายน้ำ (Consolidation) ที่ออกจากตัวดินตามสภาวะของดินที่บรรจุ

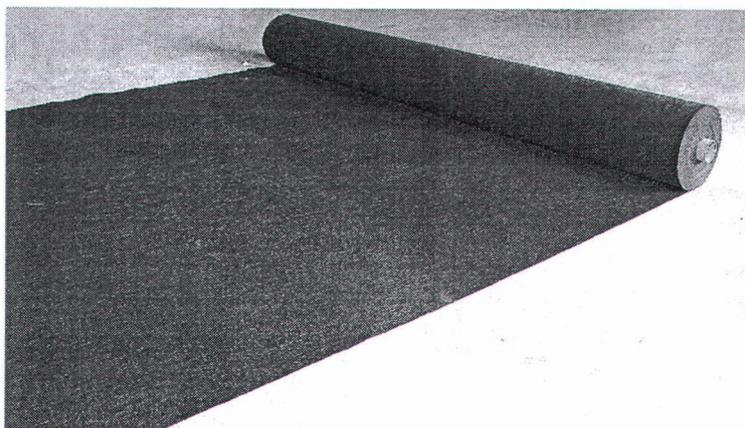
Geosynthetics

คือ วัสดุที่ผลิตจาก วัสดุประเภท Polymeric Material เพื่อนำประโยชน์มาใช้ในงานดิน ,งานหิน ,งานที่เกี่ยวข้องกับงานGeotechnical Engineering และงานที่เกี่ยวข้องกับโครงสร้างในงานดิน เช่นกำแพงกันดิน ,เขื่อนกันดิน เป็นต้น หรือนำมาใช้ในงานระบบระบายน้ำ,งานกรองวัสดุ,งานป้องกันการกัดเซาะและแยกชั้นวัสดุ มีด้วยกันหลายประเภท เช่น Geotextile, Geogrid, Geonets, Geomembrain, Geosyntetic Clay liners, Geopipe, Geocomposites

Geotextiles เป็นวัสดุสังเคราะห์ประเภทหนึ่งที่นิยมใช้กันแพร่หลายมากซึ่งใช้เส้นใยพันกันแน่นหนา มีลักษณะคล้ายกับผ้าที่ผลิตขึ้นในธรรมชาติ เช่น cotton Wool Silk เป็นต้น ซึ่งลักษณะของเส้นใยได้มีมากมายหลายชนิด เช่น Monofilament, Stable Fibers, Stable Yarn, Silt film Monofilament , และ Silt-film Multifilament

Geotextiles ผลิตจากเส้นใย synthetic Fiber ซึ่งเส้นใยมีความคงทนกว่าเส้นใยตามธรรมชาติ มีความยืดหยุ่นสูง ราคาถูก มีความสามารถป้องกัน Excess pore pressure และติดตั้งได้ง่ายกว่า Geomembrane มีความสม่ำเสมอ สามารถผลิตเป็นแผ่นได้ โดยการใช้การถักทอเหมือนผ้า

น้ำสามารถผ่านตามรูเล็กๆได้ 1. Woven Geotextiles หรือใช้วิธีการสร้างพันธะอื่นๆ ที่ไม่ใช่การถักทอปกติ 2. Nonwoven Geotextiles เช่น การใช้พันธะเคมี การใช้ความร้อน เป็นต้น ประโยชน์ของ Geotextiles มีหลายอย่างด้วยกัน คือการแยกวัสดุ (separate), การเสริมแรงหรือเสริมความคงตัว (Reinforcement), การกรองวัสดุ(Filtration), การระบายน้ำ(drainage) และการป้องกันการกัดกร่อนหรือการกัดเซาะ



รูปที่ 2.27 GEOTEXTILE

คุณสมบัติต่างๆ Geotextiles มีรายละเอียดดังนี้

1. Mass per Unit Area(weight) โดยส่วนมากจะใช้เป็นค่าจำกัดความเฉพาะ มวลต่อพื้นที่ที่จะอยู่ 150-175 g/m² ซึ่งราคามักจะแปรผันตามคุณสมบัตินี้ (ASTM D5261และ ISO 9864)
2. ความหนา(Thickness) เป็นการวัดระยะทางระหว่างผิวด้านบนและด้านล่าง ภายใต้มาตรฐานที่กำหนด ตามมาตรฐาน ASTM D5199 กำหนดภายใต้ความดัน 2 Kpa โดยทั่วไปความหนาจะกำหนดด้วยมาตรฐาน "มิล" (1 มิล = 0.001 นิ้ว , 0.0254 มม.) ความหนาส่วนใหญ่ จะอยู่ประมาณ 0.25-0.75 มม.
3. ความยืดหยุ่น(stiffness) หรือเรียกว่า "flex Stiffness" หมายถึง ความสามารถในการโค้งงอด้วยน้ำหนักของตัวเองภายใต้แรงโน้มถ่วงของโลก ภายใต้มาตรฐานที่กำหนด ตามมาตรฐาน ASTM D1388

Geomembrane เป็นวัสดุสังเคราะห์ประเภทหนึ่งที่เป็นกลุ่มใหญ่ รองจาก Geotextile และมีปริมาณการใช้งานค่อนข้างมาก เป็นวัสดุประเภทยางหรือพลาสติกที่เป็นแผ่นบางๆ มีการซึมผ่านของน้ำต่ำมาก และ กั้นน้ำ (Liquid or Vapor Barrier) จึงถูกใช้งานน้อยกว่า Geotextile ใช้ประโยชน์ในด้านการป้องกันการไหลเข้าไหลออก ของน้ำ หรือควบคุมน้ำเสียไม่ให้ไม่ให้ไหลผ่านปนกับน้ำดี และ

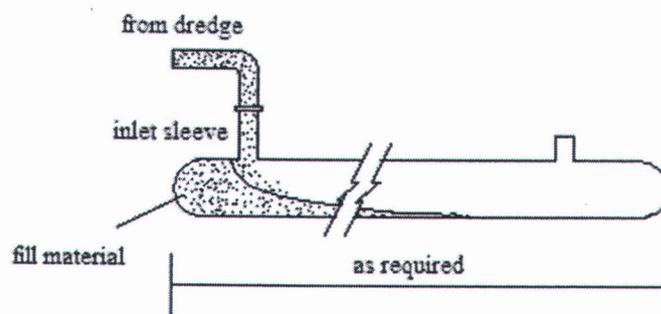
ยังใช้เป็นวัสดุกัน ระหว่างมวลดินกับโครงสร้างอื่นๆ เพื่อ ลดการกัดกร่อน มีอายุการใช้งานสูงกว่า Geotextile และมีความสามารถรับแรงดึง (Tensile Stress) ได้มากกว่า



รูปที่ 2.28 Geomembrane

Scorapron เป็นแผ่นใยสังเคราะห์เหมือน Geotextile มีหน้าที่ป้องกันฐานรากของGeotube โดยการติดตั้งของ Scorapron จะติดตั้งไว้ที่ด้านปะทะกับคลื่นจากทะเล แต่บางกรณีอาจต้องติดตั้งไว้ด้านหลังด้วย ขึ้นอยู่กับกระแสน้ำของคลื่นที่เปลี่ยนแปลง

Geolon วัสดุที่ถูกผลิตขึ้นด้วยการถักเส้นใยสังเคราะห์ที่มีความสามารถในการรับแรง Tension ได้สูง และมีความสามารถในการต่อต้านสารอินทรีย์ชนิดต่าง รวมทั้งกรด และ Akaris



รูปที่ 2.29 Filling of Geotextile Tube

การก่อสร้าง อาจมีวัสดุที่แตกต่างกันตามพื้นที่ภูมิศาสตร์ ตามการออกแบบ

1.Fill material ที่บรรจุลงใน Geotube ควรเป็นทรายที่ร่อนผ่านตะแกรงเบอร์ 200 ไม่เกิน 15% เพื่อป้องกันการหดตัวของGEOTUBE 2.

2.seam (การออกแบบรอยตะเข็บ)เป็นจุดที่เสียหายได้ง่ายที่สุด เพราะเป็นรอยต่อที่ติดกัน 2 แผ่น ควรออกแบบให้มีขนาดรับแรง 50-70%ของค่าUltimate Stress ของใยสังเคราะห์ที่เลือกใช้

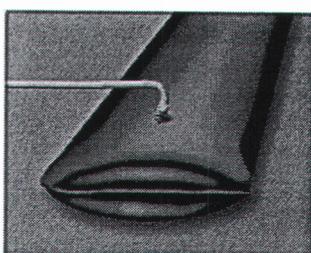
3.Tube Foundation ฐานรากโดยส่วนที่รับ Geotube หรือแผ่น Scour apron ควรเรียบเพื่อป้องกันการเสียหายต่อวัสดุ

4.Tube Anchorage เป็นการเสริม Geotube เสริมไว้ด้านข้างของ main geotube เพื่อป้องกันการกัดเซาะใต้โดยมีหน้าที่ยึด scoraporn ถ้ามีความแข็งแรงพอก็ไม่จำเป็นต้องติดตั้ง

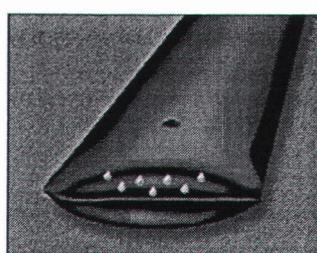
5.Tube overlaps การซ้อนกันของ Tube ในรูปแบบต่างๆที่มีการเชื่อมกันต้องมีการoverlaps ต้องมีระยะทับอย่างน้อย 1.5 เมตร

ข้อดีของ GEOTUBE

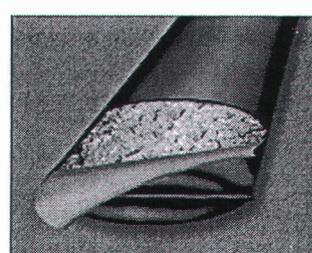
- ไม่กระทบต่อสิ่งแวดล้อม และสามารถนำวัสดุที่เกิดจากการขุดดินใน site ได้
- มีราคาถูกและมีหลายขนาดความต้องการขึ้นอยู่กับ การดำเนินงาน ขนาด และความต้องการรูปร่างแบบใด
- สร้างขึ้นมาเองได้ กึ่งสำเร็จรูป เนื่องจาก GEOTUBE เกิดจาก การนำ Geotextiles มาแผ่ แล้วจึงบรรจุใส่เข้าไปข้างใน จึงทำให้การก่อสร้างสะดวก และการดำเนินการมีระยะเวลา น้อยกว่าวิธีอื่นๆ
- สามารถสร้างโครงสร้างป้องกันได้หลายหลาก เช่นการทำเป็นแนวกำแพงเพื่อลดแรงแนวปะทะจากคลื่นยื่นออกไป ขนานกับชายฝั่ง (Break water) หรือ ตั้งฉากกับชายฝั่ง (groyne)
- มีผิวสัมผัสของโครงสร้างดินมาก ทำให้เกิด Bearing Stress ลดลง เกิดการทรุดตัวน้อยลง



(ก)



(ข)

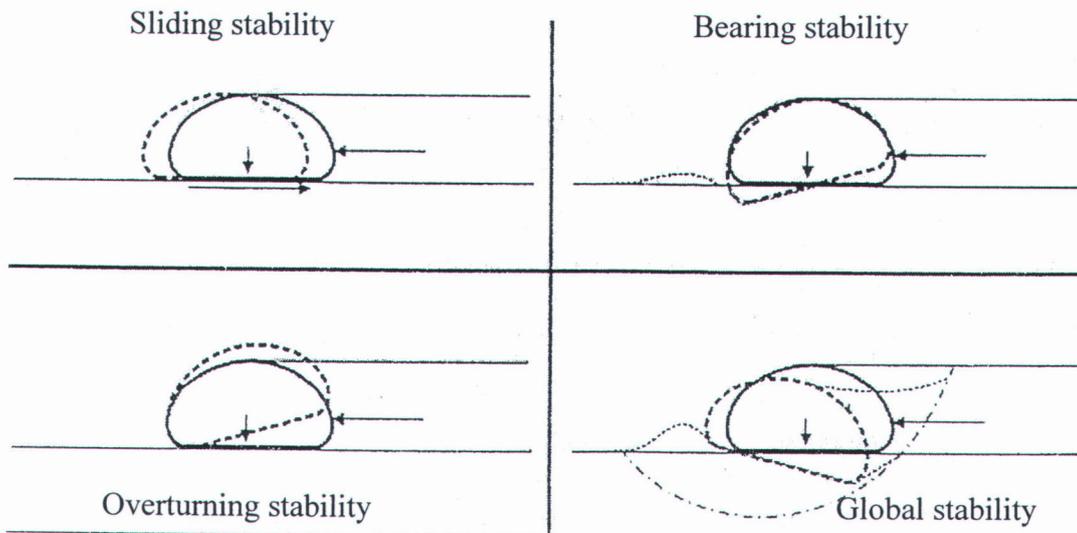


(ค)

รูปที่ 2.30 (ก)Containment phase (ข) dewatering phase (ค) consolidation phase

2.2.4 หลักการออกแบบ

จากการออกแบบการรับแรงและพิจารณาความสามารถในการหาค่าความปลอดภัย(safety factor) ได้ 4 อย่างคือ



รูปที่ 2.31 ลักษณะการวิบัติรูปแบบต่างๆ

3.1) Sliding capacity

$$SF_{\text{Sliding}} = \frac{F}{P_h} = \frac{p_v \times \tan \phi'}{P_w \times h_{GT}}$$

P_v = overburden pressure and gravity weight weight of geotube

F = vertical force

P_w = hydrodynamic pulsating load

H_{GT} = effective height

ϕ' = interface friction angle between geotube and base sand

3.2) Bearing capacity

$$SF_{\text{Bearing capacity}} = \frac{Q_u}{Q_a} = \frac{cN_c + \left(\frac{1}{2}\right)\gamma_s B' N_\gamma}{\frac{P_w}{B' - 2e'}}$$

$$e' = \frac{P_w \times h_{GT}}{3F}$$

N_c, N_y = bearing capacity factor by the internal friction angle of saturate base soil

Y_s = submerged unit weight of base soil

E' = the eccentricity of the hydrodynamic pulsating load

3.3) Overturning stability

$$SF_{\text{Overturning}} = \frac{M_R}{M_O} = \frac{P_v \times \frac{B'}{2}}{P_w \times \frac{h_{GT}}{2}}$$

B' = width of an equivalent rectangularly shape tube

P_w = แรงพลังงานที่มาจากคลื่น

3.4) Global stability

1. สูตร K.Culmann(1866)

2. สูตร Fellenius

หมายเหตุ $P_w = 1.5 \times \rho_o \times H_1^3$

P_w = แรงพลังงานที่มาจากคลื่น

P_o = unit weight ของน้ำทะเล

H = ความสูงของคลื่น

Hiroi(1920), Minikin(1963), Honm and Horikawa (1965), and Goda (1985) ซึ่งสมการนี้เป็นที่แพร่หลายในญี่ปุ่นและแถบเอเชีย

2.2.5 มาตรฐานต่าง ๆ ในการพิจารณา

ตลอดเวลากการใช้ Geotube มา 30 ปีทั้งที่ใช้ในโครงการงานโยธา หรือสิ่งแวดลอมนั้นมีการประยุกต์เพื่อคุณสมบัติการกรอง และการ การระบายน้ำ ของดินซึ่งเป็นคุณสมบัติของวัสดุ Geotextile สำหรับคุณสมบัติการระบายน้ำนั้นมีความสำคัญในการป้องกันชายหาด และนำไปเป็นคุณสมบัติ ของส่วนประกอบของ Geotube จากการก่อสร้างของวัสดุ Geotextile ที่มีความแตกต่างจากอดีตนั้น จึงจำเป็นต้องพิจารณาคุณสมบัติการระบายน้ำของดินที่มีขนาดเล็ก เพื่อที่จะทำนายคุณสมบัติของรูปร่าง และน้ำหนักของวัสดุในช่วงเวลาต่างๆ

การพัฒนาการใช้ Geotextile ในการป้องกันชายหาดนั้นมาจากการเป็นถุงเล็กเล็กซึ่งมีคุณสมบัติการระบายน้ำได้ไม่ดีมากมาถึงถุงที่มีขนาดใหญ่สำหรับการก่อสร้างที่สามารถทำได้เร็ว สามารถประหยัดงบการก่อสร้าง และใช้วัสดุสิ้นเปลืองน้อยลง ดังนั้นมาตรฐานคุณสมบัติของ Geotube จึงเหมือนกับ Geotextile แต่อาจเพิ่มในบางส่วนสำหรับการก่อสร้างที่แตกต่างกัน

ตารางที่ 2.6 American Society for Testing and Material(ASTM) Publication	
ASTM Designator	Year and Title
ASTM D422	(1990)Test Methods for Particle Size Anlysis of soil
ASTM D1140	(2000)Amount of Materials finer than No.200 Sieve
ASTM D2487	(2000)Standard Classification for soils for engineering Proposes
ASTM D3786	Hydraulic Bursting Strength of kniteted goods and Nonwoven fabric
ASTM D3884	(1992)Abrasion Resistance of textile Fabrics
ASTM D4354	(1999)Sampling of Geosynatics for testing
ASTM D4355	(1999)Deterioration of Geotextiles from Exposure to Ultraviolet
ASTM D4491	(1999)Water Permeability of Geotextiles
ASTM D4533	(1996)Trapeziod Tesring Strengte of Geotextiles
ASTM D4595	(1994)Test Method for Tensile Properties of Geotextiles by the Wide-Width
ASTM D4632	(1997)Test Method for Grab Breaking Load and Elongation of Geotextiles
ASTM D4751	(1999)Test Method for Determining Apparent Opening Size of a Geotextile
ASTM D4759	(1996)Standard Practice for Determining the Specification Conformance of Geosynthetics
ASTM D4833	(2000) Test Method for Index Puncture Resistance of Geotextile, Geomembranes and Related Products
ASTM D4873	(2001)Standard Guide for Identification
ASTM D4884	(1996)Test Method for Seam Strength of Sewn Geotextiles
ASTM D5261	(1992)Test Method for Measuring Mass per Unit Area of Geotextiles
ASTM D5321	(1992) Determining the Coefficient of Soil and Geosynthetic or Geosynthetic and Geosynthetic Friction

2.2.6 Case study

กรณีศึกษา Break water

Naviduct,lake,Netherlands



Geotube มีความยาว 7.5 กิโลเมตร ทำการบรรจุ Geotextile ด้วยวัสดุที่ขูดขึ้นมา จากนั้นทำการบรรจุลงใน Geotextile ที่มีเส้นผ่านศูนย์กลางก่อนติดตั้ง 4 เมตร จากนั้นบริเวณผิวของ Geotube ที่ปะทะกับแนวคลื่นต้องได้รับการห่อหุ้มด้วย Geolon และนำหินมาวางไว้เรียกว่า Rip-Rap cover เพื่อป้องกันวัสดุแปลกปลอมที่มากับคลื่นทำให้เกิดการฉีกขาดของ Geotube และป้องกันการกัดเซาะฐานรากด้วย Geolon ของกรณีศึกษาี้ จะวางห่างจากชายฝั่งออกไป โดยมีความสูงประมาณ 3 เมตร จะพ่นน้ำเมื่อช่วงเวลาน้ำลดและอยู่ใต้น้ำเมื่อเวลาน้ำขึ้น จึงมีหน้าที่ลดแรงปะทะของคลื่นที่คลื่นที่เข้าหาชายฝั่ง และพ่นพุ่มพื้นที่ชายฝั่งที่ถูกกัดเซาะไปเรียกว่า Break water

การใช้ Geotube สูงประมาณ 2.30-2.60 ม.จากระดับน้ำพื้นดินหลักการทำงานคือ สูบทรายเข้าไปข้างใน เพื่อให้มีความแข็งแรงและสูงตามที่ต้องการแบบไว้ เมื่อวางไว้แล้วจะลดพลังงานคลื่นที่เคลื่อนตัวหาชายฝั่งทำให้คลื่นเลี้ยวเบน เกิดกระแสน้ำชายฝั่ง พัดพาตะกอนเลนมาทับถมด้านหลังของโครงสร้างแล้วจะปลูกป่าชายเลนเพื่อยึดดินเลน เพื่อยึดดินเลนที่มาทับถมนี้ไว้

การใช้ Geotube เป็นวัสดุ Break water เพื่อป้องกันการกัดเซาะ เป็นอีกทางเลือกที่เหมาะสม โดยโครงสร้างจะมีความยาว 200 เมตร ระยะห่างระหว่างคลื่นประมาณ 40 เมตร เมื่อก่อสร้างแล้วจะมีตะกอนงอกออกมาด้านหลัง จากนั้นก็ต้องปลูกป่าชายเลนยึดเอาไว้เพราะโครงสร้างมีอายุสั้น ค่าก่อสร้างประมาณ 20 ล้านบาท/กิโลเมตร ซึ่งค่าก่อสร้างทั้งหมด ณ แนวชายฝั่งมีค่าประมาณ 5 กิโลเมตร จะมีค่าก่อสร้างรวมประมาณ 100 ล้านบาท(ไม่รวมค่าปลูกป่า) แต่ระยะยาวจะต้องดูว่ามีผลต่อสิ่งแวดล้อมต่อไปอย่างไร รวมทั้งศึกษาการเน่าเปื่อยของตัววัสดุว่านานเท่าไร

2.3 การทรุดตัว

2.3.1 ทฤษฎีและพฤติกรรมว่าด้วยการวิเคราะห์การทรุดตัว

การทรุดตัวของดินเหนียวอ่อนสามารถแยกได้เป็น 2 ลักษณะ คือ

1. การทรุดตัวที่เกิดขึ้นทันที (Immediate Settlement) ซึ่งจะเกิดขึ้นขณะทำการก่อสร้าง

2. การทรุดตัวที่เป็นฟังก์ชันกับเวลา (Time Dependent Settlement) การทรุดตัวชนิดนี้เกิดขึ้นจากกลไก 4 ชนิด คือ การอัดตัวคายน้ำ (Primary Consolidation), ครีพแบบระบายน้ำ (Drained Creep), ครีพแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained Creep) และการวิบัติของมวลดินเหนียวบางตำแหน่ง (Local Yielding)

โดยทั่วไปการทรุดตัวที่เป็นฟังก์ชันกับเวลาจะเป็นสาเหตุหลักของการทรุดตัวของสิ่งก่อสร้างที่ตั้งบนดินเหนียวอ่อน ซึ่งจะเกิดขึ้นทั้งขณะก่อสร้างและในช่วงอายุการใช้งานของสิ่งก่อสร้าง ดังนั้นความแม่นยำในการคาดคะเนปริมาณการทรุดตัวที่เป็นฟังก์ชันกับเวลา และอัตราการทรุดตัวในช่วงอายุการใช้งานของสิ่งก่อสร้างจึงเป็นสิ่งจำเป็น

ในทางปฏิบัติการคาดคะเนอัตราการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำใช้ทฤษฎี Terzaghi (1925) เมื่อการอัดตัวคายน้ำเกิดขึ้นได้เพียง 1 มิติ แต่ถ้าอัตราการอัดตัวคายน้ำมีแนวโน้มจะเป็นในลักษณะ 2 หรือ 3 มิติ การคาดคะเนอาจใช้วิธีอิลาสติกโดยใช้สมการของ Biot (1941) เช่นวิธีของ Christain et al. (1972) และ Lacasse et al. (1975)

ในช่วงแรกของการก่อสร้างมีการทรุดตัวมาก ในขณะที่แรงดันน้ำส่วนเกินมีค่าเกือบคงที่หรือเพิ่มขึ้น แม้การก่อสร้างจะเสร็จสิ้นลงแล้ว (Mitchell, 1986) ทำให้ไม่สามารถคาดคะเนอัตราการทรุดตัว, ปริมาณการทรุดตัว และความดันน้ำในดินได้ถูกต้อง นอกจากนี้ยังทำให้ไม่สามารถคาดคะเนค่าหน่วยแรงประสิทธิผล และค่ากำลังรับน้ำหนักของดินที่เวลาต่างๆ ซึ่งใช้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพในการก่อสร้างคันดินโดยวิธี Preloading

การคาดคะเนอัตราการทรุดตัวที่ผิดพลาดไปอาจมีสาเหตุมาจากสมมุติฐานที่ใช้ไม่เป็นไปตามพฤติกรรมจริงของดินในระหว่างการอัดตัวคายน้ำ, การวิบัติของมวลดินเหนียวบางตำแหน่ง, ครีพแบบไม่ระบายน้ำ และครีพแบบระบายน้ำ ซึ่งมีผลมากในดินเหนียวอ่อนที่โครงสร้างดินมีเสถียรภาพต่ำ (Metastable Structure) และในดินที่มีค่าดัชนีพลาสติกชี้ที่สูง

กลไกและพฤติกรรมทรุดตัว

เมื่อมีหน่วยแรงจากภายนอกมากกระทำต่อมวลดิน และการเคลื่อนตัวอาจเกิดขึ้นได้ในลักษณะ 1 หรือ 2 หรือ 3 มิติก็ได้ ขึ้นอยู่กับ ขนาด, รูปทรงของน้ำหนักที่มากกระทำ, ความหนาของชั้นดิน และขอบเขตของทิศทางการเคลื่อนตัวดังแสดงในโดยการทรุดตัวของดินสามารถแบ่งได้ออกเป็น 2 ลักษณะ คือ

ก. การทรุดตัวที่เกิดขึ้นทันที (Immediate Settlement)

ข. การทรุดตัวที่เป็นฟังก์ชันกับเวลา (Time Dependent Settlement)

1. การทรุดตัวที่เกิดขึ้นทันที (Immediate Settlement)

เมื่อมวลดินเหนียวที่ถมตัวด้วยน้ำถูกหน่วยแรงภายนอกมากกระทำอย่างรวดเร็ว น้ำจะไม่สามารถระบายออกจากมวลดินได้ทัน เนื่องจากดินเหนียวมีค่าสัมประสิทธิ์การซึมต่ำ ทำให้ดินไม่สามารถเปลี่ยนแปลงปริมาตรได้ทัน ดังนั้นการทรุดตัวที่เกิดขึ้นทันทีจึงเป็นการทรุดตัวแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained Settlement) และจะเกิดขึ้นได้ก็ต่อเมื่อ จะต้องมีการขยายตัวทางด้านข้างไปพร้อมๆ กัน ซึ่งจะพบได้ในกรณีที่มีการเคลื่อนตัวอยู่ในลักษณะ 2 หรือ 3 มิติเท่านั้น

2. การทรุดตัวที่เป็นฟังก์ชันกับเวลา (Time Dependent Settlement)

การทรุดตัวชนิดนี้เป็นลักษณะการทรุดตัวที่สำคัญสำหรับดินเหนียว ซึ่งสามารถแบ่งตามกลไกการทรุดตัวได้เป็น 3 ประเภทคือ

ก. การทรุดตัวเนื่องจากการวิบัติเป็นที (Local Yielding or Plastic Flow) และ ครีพแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained Creep)

ในดินเหนียวเมื่อการเคลื่อนตัวสามารถเกิดขึ้นได้ในลักษณะ 2 หรือ 3 มิติ การทรุดตัวแบบไม่ระบายน้ำที่เกิดขึ้นอาจเป็นฟังก์ชันของเวลาได้ เนื่องจากผลของ Local Yielding และ Undrained Creep ซึ่งเกิดขึ้นมากในดินเหนียวประเภท High Plastic and Organic Clays และสิ่งก่อสร้างที่ตั้งอยู่บนดินเหนียวอ่อนซึ่งมีอัตราส่วนความปลอดภัยต่ำ เช่น ดินเหนียวอ่อนบริเวณกรุงเทพฯ เป็นต้น

การทรุดตัวเนื่องจาก Local Yielding เกิดจากมวลดินได้รับ Shear Stress จากแรงกระทำภายนอกมากจนกระทั่ง Shear Stress ที่เกิดขึ้นมีค่าเท่ากับกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ ซึ่งเป็นผลให้เกิดการ Flow ของมวลดิน

ส่วนการทรุดตัวเนื่องจาก Undrained Creep เกิดจากดินได้รับ Shear Stress คงที่ในสภาพไม่ระบายน้ำ โดยเมื่อเวลาผ่านไปการทรุดตัวและความดันน้ำส่วนเกินก็จะมากขึ้น แต่อัตราการทรุดตัวมักจะมีค่าลดลงเรื่อยๆ จนอาจจะหยุด ในบางกรณีเมื่อระดับหน่วยแรงเฉือน (Stress Level) สูงกว่าค่าๆ หนึ่ง ซึ่งเรียกว่า กำลังครีพ (Creep Strength) จะพบว่าอัตราการทรุดตัวเนื่องจาก Undrained Creep กับเพิ่มขึ้นอีก จนกระทั่งมวลดินเกิดการวิบัติ การทรุดตัวเนื่องจาก Local Yielding และ Undrained Creep จะทำให้แรงดันน้ำส่วนเกินในมวลดินเพิ่มขึ้นกับเวลา ในกรณีที่ในสนามมีการอัดตัวคายน้ำเกิดขึ้นด้วย ค่าแรงดันน้ำส่วนเกินอาจเพิ่มขึ้นคงที่หรือลดลง ขึ้นอยู่กับอิทธิพลของกระบวนการอัดตัวคายน้ำและปริมาณความดันน้ำส่วนเกินที่เกิดจากการเคลื่อนตัวแบบระบายน้ำว่าเกิดขึ้นได้มากน้อยเพียงใด แต่ถ้าแรงดันน้ำส่วนเกิน, อัตรา

การทรุดตัวและอัตราการเคลื่อนตัวด้านข้างมีแนวโน้มเพิ่มขึ้นเรื่อยๆกับเวลา แสดงว่ามวลดินกำลังเกิดการวิบัติ ซึ่งเป็นผลจาก Undrained Creep

ข. การทรุดตัวเนื่องจากกระบวนการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Settlement)

พฤติกรรมของการอัดตัวคายน้ำเป็นการทรุดตัวที่เกิดขึ้นในสภาวะระบายน้ำ (Drained Settlement) เกิดจากหลักการที่ว่า อนุภาคดิน (Soil Particle) ณ.สภาวะหนึ่ง มีความสามารถที่จะรับหน่วยแรงประสิทธิผลมากที่สุดได้จำนวนหนึ่ง หากหน่วยแรงภายนอกที่มากกระทำมีค่ามากกว่าความสามารถของอนุภาคดินจะรับได้ เนื่องจากดินเหนียวมีความสามารถในการซึมผ่านต่ำ หน่วยแรงส่วนเกินจะถูกรับไว้ด้วยแรงดันน้ำในโพรงที่เพิ่มขึ้น (Excess Pore Pressure) โดยแรงดันน้ำในโพรงที่เพิ่มขึ้นนี้ทำให้เกิดการไหลของน้ำออกจากมวลดิน ซึ่งทำให้ช่องว่างในมวลดินลดลงจนเกิดการทรุดตัว และเป็นการเพิ่มความสามารถในการรับน้ำหนักของอนุภาคดิน โดยการทรุดตัวจะดำเนินต่อไปจนกว่าค่าแรงดันน้ำส่วนเกินจะมีค่าเท่ากับศูนย์ ซึ่ง ณ. สภาวะนี้หน่วยแรงภายนอกที่มากกระทำเพิ่มเติมจะถูกแบกรับด้วยอนุภาคดินทั้งหมด (Taylor, 1948)

ค. การทรุดตัวเนื่องจากครีพแบบระบายน้ำ (Drained Creep)

พฤติกรรมของการทรุดตัวเนื่องจากครีพแบบระบายน้ำเป็นการทรุดตัวที่เกิดขึ้นในสภาวะระบายน้ำ (Drained Settlement) การทรุดตัวจะเกิดขึ้นที่หน่วยแรงประสิทธิผลคงที่ โดยน้ำไหลออกจากช่องว่างในดิน ทำให้เกิดมวลดินเกิดการทรุดตัวที่เป็นฟังก์ชันกับเวลา

ในปัจจุบันยังไม่เป็นที่แน่ชัดว่า ครีพ แบบระบายน้ำเกิดขึ้นระหว่างกระบวนการอัดตัวคายน้ำ หรือเกิดขึ้นหลังจากกระบวนการอัดตัวคายน้ำเสร็จสิ้นลง (Jamolkowski, 1985) และกลไกการเกิดเป็นอย่างไร จากการศึกษาและทดสอบในอดีตได้มีผู้เสนอกฎการเกิดไว้ต่าง ๆ กัน ดังนี้

- (i) การจัดเรียงตัวเนื่องจากแรงเสียดทานระหว่างผิวของอนุภาคดิน (Casagrande & Fadum, 1940)
- (ii) การจัดเรียงตัวใหม่เนื่องจากน้ำไหลออกจากมวลดิน ซึ่งเป็นผลจากแรงดึงดูดทางประจุไฟฟ้าระหว่างอนุภาคดินเหนียว (Lambe & Whitman, 1969)
- (iii) อนุภาคที่อยู่ติดกันในมวลดินไม่เสถียรภาพหลังจากสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำ ดังนั้นอนุภาคของดินจึงพยายามที่จะเคลื่อนไหวต่อไป เพื่อให้อยู่ในลักษณะที่มีเสถียรภาพอีกครั้ง (Ladd, 1971)
- (iv) เป็นกระบวนการที่อนุภาคดินมีการจัดเรียงตัวเพื่อลดหน่วยแรงเฉือนระหว่างอนุภาคดิน (Kavanazajian & Michell, 1993)

ปัจจัยที่มีผลต่อพฤติกรรมกรรมการหดตัว

- พฤติกรรมกรรมการหดตัวที่เกิดขึ้นในดินเหนียวขึ้นอยู่กับปัจจัยต่างๆ (Ladd, 1977) ดังนี้
- ก. คุณสมบัติชั้นพื้นฐานของดิน ได้แก่ ค่า Sensitivity, ค่า PI และปริมาณอินทรีย์วัตถุ
 - ข. ประวัติของหน่วยแรง (Stress History)
 - ค. อัตราการให้หน่วยแรงกระทำต่อมวลดิน
 - ง. รูปร่างและขนาดของหน่วยแรงกระทำ

ก. การหดตัวเนื่องจากครีพแบบไม่ระบายน้ำ

1 ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับครีพแบบไม่ระบายน้ำ

Singh และ Mitchell (1968) ได้เสนอสมการ Semi-empirical "General Stress-Strain-Time Function for Soils" ซึ่งแสดงความสัมพันธ์ระหว่างอัตราความเครียด (Axial Strain Rate, ϵ°), ระดับหน่วยแรงเฉือน (Stress Level, D) และเวลา (Time) จากผลการทดสอบ ครีพด้วยเครื่องมือ Triaxial ซึ่งเป็นไปตามสมการที่ 2.2

$$\epsilon^\circ = A e^{\alpha D} (t_1/t)^m \dots\dots\dots \text{สมการที่ 2.2}$$

เมื่อ ϵ° คือ อัตราความเครียด (%/หน่วยเวลา)

A คือ ค่าที่ได้จากการต่อกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง $\ln \epsilon^\circ$ กับระดับหน่วยแรงเฉือน ส่วนที่เป็นเส้นตรง เมื่อ $t = t_1$ ตัดแกนของอัตราความเครียดที่ค่า A เมื่อระดับหน่วยแรงเฉือนเป็นศูนย์

α คือ ค่าความชันของส่วนที่เป็นเส้นตรง จากกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง $\ln \epsilon^\circ$ กับระดับหน่วยแรงเฉือน

D คือ ระดับหน่วยแรงเฉือน

m คือ ความชันของเส้นตรงจากกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง $\text{LOG } \epsilon^\circ$ กับเวลา ซึ่งเป็นค่าที่ไม่ขึ้นกับระดับหน่วยแรงเฉือน

t คือ เวลาใดๆ

t_1 คือ หน่วยของเวลา เช่น 1 นาที, 1 ชั่วโมง

ความสัมพันธ์ดังกล่าวสามารถใช้ได้ทั้งครีพแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained Creep) และครีพแบบระบายน้ำ (Drained Creep)

Singh และ Mitchell (1969) ใช้ค่า m เป็นตัวบ่งชี้แนวโน้มการเกิดปัญหาทางด้านครีพ (Creep Potential) ของดินโดย เมื่อ

ก. ค่า m มีค่าน้อยกว่า 1 ดินมักจะมีการพิบัติโดยครีพ โดยเมื่อ m มีค่าลดลงแนวโน้มที่จะเกิดปัญหาทางด้านครีพก็จะมากขึ้น

ข. ค่า $m \geq 1$ การทรุดตัวของครีพมีแนวโน้มที่จะหยุดลงเมื่อเวลาผ่านไป

ชูชาติ (2527) พบว่าดินเหนียวอ่อนบริเวณบางปูมีค่า m มีค่าเพิ่มขึ้นเมื่อ OCR มีค่าเพิ่มขึ้น และดินในช่วง NC มีแนวโน้มที่จะเกิดการวิบัติโดยครีพมากกว่าดินในช่วง OC

นอกจากนี้ยังมีความสัมพันธ์ระหว่าง ความเครียดครีพกับเวลาซึ่งเสนอโดย Semple (1973) ซึ่งปรับปรุงมาจากความสัมพันธ์ที่เสนอโดย Singh และ Mitchell (1969) และ Mesri et al (1981) ได้ใช้สมการโอเปอโบริคแสดงความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดครีพที่เวลาต่างๆ ซึ่งได้จากการทดสอบ CIUC

ชูชาติ (2527) พบว่าดินเหนียวอ่อนบางปูความสัมพันธ์ที่เสนอโดย Singh และ Mitchell (1968), Semple (1973) และ Mesri et al (1981) สามารถคาดคะเนความเครียดที่เกิดขึ้นเนื่องจากครีพแบบไม่ระบายน้ำได้ใกล้เคียงกับผลการทดสอบ ทั้งในช่วง OC และ NC แต่สมการที่เสนอโดย Semple (1973) จะให้ผลใกล้เคียงที่สุด

และ Mohamed Azlam, M.A. (1996) พบว่าดินเหนียวอ่อนบริเวณหนองงูเห่า สมการที่เสนอโดย Semple (1973) สามารถใช้ได้ดีเช่นกัน

Finn และ Shead (1973) ศึกษาการวิบัติของครีพ (Creep Rupture) ในดินเหนียวฮันนี่ (Hanny Clay) พบว่า อัตราความเครียดในระหว่างเกิดครีพมีแนวโน้มที่จะลดลงในช่วงแรก จนกระทั่งถึงอัตราความเครียดต่ำชั่วคราว (Transient Minimum Strain Rate: $\dot{\epsilon}_m$) จากนั้นอัตราความเครียดจะเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วจะกระทั่งมวลดินเกิดการวิบัติ

สมบัติ (2525) และชูชาติ (2527) พบว่าการคาดคะเนเวลาที่เหลืออยู่ก่อนการวิบัติด้วยครีพ (t_c) ของดินเหนียวกรุงเทพฯ เป็นไปตามความสัมพันธ์ที่เสนอโดย Saito และ Uezawa (1961)

1. ความดันน้ำในโพรงระหว่างครีพแบบไม่ระบายน้ำ

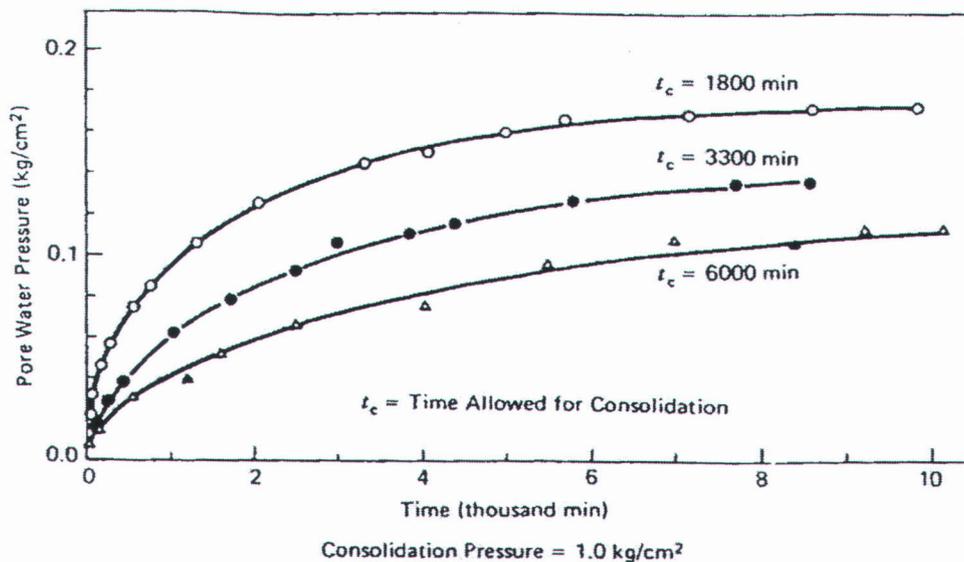
Singh และ Mitchell (1968) ทดสอบครีพแบบไม่ระบายน้ำของดินซิลไลท์ พบว่าความสัมพันธ์ระหว่างความดันน้ำในโพรงกับเวลา และความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดที่เกิดขึ้นกับเวลา มีความสัมพันธ์เป็นไปในแนวทางเดียวกัน

Holzer et al (1973) ทดสอบครีพแบบไม่ระบายน้ำดินเหนียวอ่อนที่ไม่ถูกรบกวนจากอ่าวซานฟรานซิสโก พบว่าค่าความดันน้ำในโพรงเพิ่มขึ้นกับเวลาทุกๆ ค่าของระดับหน่วยแรงเฉือน

(รวมทั้งระดับหน่วยแรงเฉือนที่เป็นศูนย์ด้วย) โดยอัตราการเพิ่มของความดันน้ำในโพรงสูงเฉพาะในช่วงแรก หลังจากนั้นความดันน้ำในโพรงจะเพิ่มขึ้นอย่างช้าๆ อัตราการเพิ่มของความดันน้ำในโพรงในช่วงหลังนี้จะมีค่าเกือบเท่ากันทุกค่าระดับแรงเฉือน ดังนั้น Holzer จึงแบ่งการเพิ่มของความดันน้ำในโพรงระหว่างดาร์กเกิดครีฟแบบไม่ระบายน้ำออกเป็น 2 แบบ คือ

ก. ค่าความดันน้ำที่ไม่ขึ้นกับเวลา (Time-Independent) ซึ่งเกิดจากการเพิ่มของหน่วยแรงเฉือน

ข. ค่าความดันน้ำในโพรงที่ขึ้นกับเวลา (Time-Dependent) ซึ่งเกิดจากการปิดกั้นไม่ให้เกิดครีฟแบบระบายน้ำ โดยปริมาณและอัตราการเกิดความดันน้ำส่วนเกินกับเวลามีแนวโน้มที่จะมากขึ้น เมื่อระยะเวลาที่ยอมให้เกิดครีฟแบบระบายน้ำหลังจากการอัดตัวคายน้ำเสร็จสิ้นลงน้อยลง ดังแสดงในรูปที่ 2.32



รูปที่ 2.32 แรงดันน้ำส่วนเกินที่เกิดขึ้นในสภาพไม่ระบายน้ำ เมื่อเวลาที่ยอมให้เกิดครีฟแบบระบายน้ำต่างกัน (จาก Mitchell, 1993)

Arulanandan et al (1971) และ Shen et al (1973) ทำการทดสอบดินเหนียวอ่อนที่ไม่ถูกรบกวนจากอ่าวซานฟรานซิสโกเช่นกัน ผลการทดสอบที่ได้สอดคล้องกับผลของ Holzer et al (1973)

2. ผลกระทบของครีพแบบไม่ระบายน้ำต่อกำลังรับแรงเฉือน

Mitchell et al (1976, 1993) พบว่ากำลังรับแรงเฉือนของดินเหนียวอ่อนที่มีความไวสูง และดิน Heavily Overconsolidated Clay จะมีค่ากำลังรับแรงเฉือนลดลงหลังเกิดครีพแบบไม่ระบายน้ำ โดยในดินเหนียวอ่อนกำลังรับแรงเฉือนของดินจะลดลงหลังจากการก่อสร้างเสร็จใหม่ๆ ในสภาวะที่น้ำระบายออกไม่ทัน (Undrained Condition) ส่วนดิน Heavily Overconsolidated Clay กำลังรับแรงเฉือนจะลดลงหลังจากการระบายน้ำจาก Swelling เสร็จสิ้นลงแล้ว (Long Term Condition) สำหรับสาเหตุที่กำลังรับแรงเฉือนลดลงสามารถอธิบายโดยใช้หลักการดังต่อไปนี้

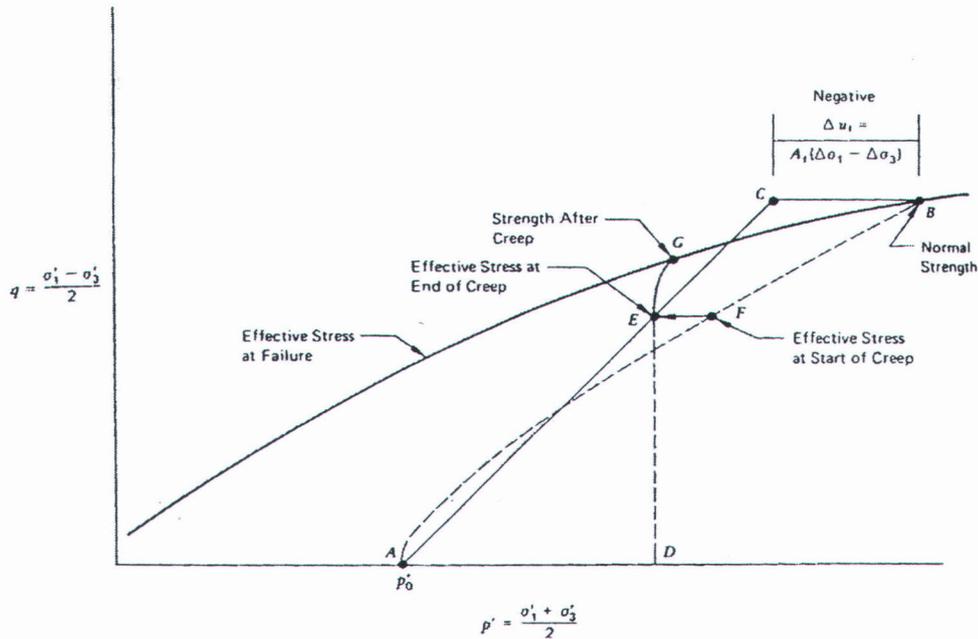
- ก. การทรุดตัวเนื่องจากครีพแบบไม่ระบายน้ำทำลายพันธะสารเคมีเชื่อมแน่น (Cemented Bond) ระหว่างอนุภาคดิน
- ข. ครีพแบบไม่ระบายน้ำทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงประสิทธิผลในมวลดิน
- ค. เมื่อมวลดินถูกหน่วยหน่วยแรงเฉือนกระทำ ทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงความดันน้ำในโพรงในสภาวะไม่ระบายน้ำ (Undrained Condition) และเกิดการเปลี่ยนแปลงปริมาณน้ำในมวลดินเมื่อน้ำระบายออกหมดแล้ว (Drained Condition)
- ง. ปริมาณน้ำในมวลเกิดการเปลี่ยนแปลงหลังการเกิดครีพ

สำหรับดินเหนียวอ่อนที่มีความไวสูงการลดลงของกำลังรับแรงเฉือนหลังเกิดครีพแบบไม่ระบายน้ำเป็นผลมาจาก การแตกหักโครงสร้างดินซึ่งปกติจะเกาะตัวกันแบบระเกะระกะ (Flocculation) หลังจากเกิดครีพจะทำให้ปริมาณน้ำใน Shear Zone มากกว่าบริเวณอื่น และอนุภาคของดินจะพยายามจัดเรียงตัวกันแบบขนาน (Tend to more Dispersed) ซึ่งทำให้กำลังรับแรงเฉือนลดลง

สำหรับดิน Heavily Overconsolidated Clay การลดลงของกำลังรับแรงเฉือนหลังเกิดครีพแบบไม่ระบายน้ำเป็นผลมาจาก การเกิดแรงดันน้ำในโพรงเป็นลบ (Negative Pore Pressure) บริเวณ Shear Zone มากกว่าบริเวณอื่น ปริมาณน้ำในมวลดินบริเวณอื่นจึงพยายามเข้ามาบริเวณ Shear Zone ทำให้เกิดการอ่อนตัวและค่ากำลังรับแรงเฉือนลดลงใน Long Term

รูปที่ 2.33 แสดงการลดลงของกำลังรับน้ำหนักของดิน Heavily Overconsolidated Clay ในรูปของ $p'-q$ พล็อต จากรูปเส้น AB คือ ทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผล และเส้น AC แสดงทางเดินของหน่วยแรงรวมซึ่งได้จากการทดสอบ CIUC ซึ่งเกิดแรงดันน้ำในโพรงเป็นลบ (เส้น CB) ดังนั้นถ้าทำการทดสอบครีพโดยให้หน่วยแรงเฉือนคงที่กระทำที่จุด F ในระยะเวลาช่วงแรกจะเกิดแรงดันน้ำในโพรงเป็นลบมีค่าเท่ากับ EF จากนั้นเมื่อน้ำถูกดูดเข้าไปในมวลดินและแรงดันน้ำในโพรงกลับสู่สภาวะสมดุลย์ หน่วยแรงประสิทธิผล ณ.สภาวะใหม่นี้จะอยู่ที่จุด E ซึ่งจากจุดนี้ หาก

เพิ่มหน่วยแรงเฉือนกระทำต่อดินอีกครั้ง จะพบว่ามวลดินจะเกิดการวิบัติที่จุด G ซึ่งมีค่ากำลังรับแรงเฉือนต่ำกว่าดินที่ไม่เกิดครีพแบบไม่ระบายน้ำ ในกรณีที่แรงดันน้ำในโพรงที่เป็นลบมีค่ามาก ๆ จุด E อาจอยู่บนเส้นขอบเขตการวิบัติ ทำให้มวลดินเกิดการวิบัติใน Long Term ได้



รูปที่ 2.33 การลดลงของกำลังรับน้ำหนักของดิน Heavily Overconsolidated Clay ในรูปของ p'-q พลอต (Mitchell, 1993)

3. ปัจจัยที่มีผลต่อพฤติกรรมครีพแบบไม่ระบายน้ำ

ก. ผลกระทบจากสมบัติพื้นฐาน

ดินที่มีค่า Activity (อัตราส่วนของค่า PI ต่อปริมาณดินเหนียวที่มีขนาดเล็กกว่า 2 m.) สูง, ค่า PI มีค่าสูง และดินที่มีน้ำอยู่ในช่องว่างในมวลดินมาก มีแนวโน้มจะเกิดพฤติกรรมทางด้านครีพมาก (Mitchell, 1993)

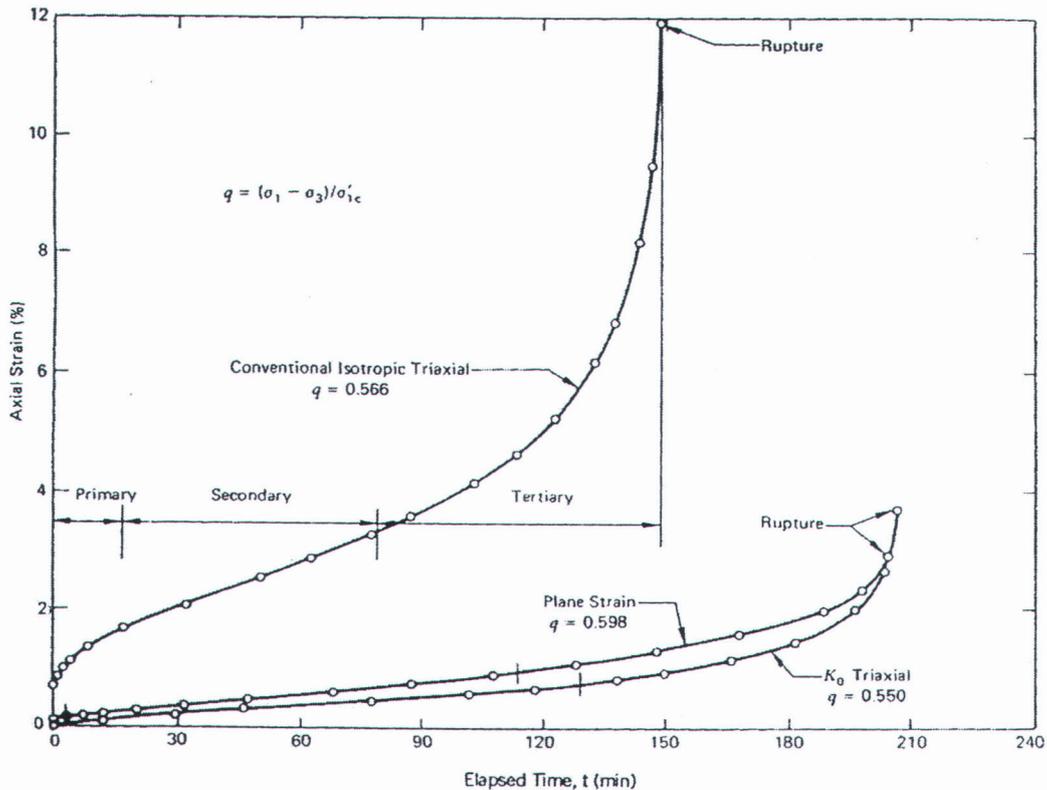
ข. ผลกระทบจากประวัติของหน่วยแรง

ดินที่อยู่ในช่วง NC มีแนวโน้มที่จะเกิดครีพแบบไม่ระบายน้ำมากกว่าในช่วง OC (Mitchell, 1993)

สมบัติ (2525) และ ชูชาติ (2527) ทดสอบดินเหนียวกรุงเทพฯ พบว่าดินในช่วง NC มีแนวโน้มที่จะเกิดครีพแบบไม่ระบายน้ำมากกว่าในช่วง OC เช่นกัน

ค. ผลกระทบจากระบบของหน่วยแรง

Campanella และ Vaid (1974) ทำการทดสอบครีพแบบไม่ระบายน้ำดินเหนียวฮันนี่ (Honey Clay) ใช้เครื่องมือ Triaxial และ Plane Strain โดยทำการอัดตัวคายน้ำในสภาพต่างๆ กัน ก่อนการทดสอบครีพแบบไม่ระบายน้ำ ซึ่งผลการทดสอบแสดงในรูปที่ 2.34 จะพบว่า ค่าอัตราความเครียดต่ำสุด (Minimum Creep Rate) ณ. จุดที่เกิดการวิบัติโดยครีพแบบไม่ระบายน้ำ จะแตกต่างกันขึ้นอยู่กับระบบของหน่วยแรงกระทำก่อนการทดสอบ โดยค่าอัตราความเครียดต่ำสุดที่ได้จาก K_0 Triaxial จะให้ค่าน้อยสุดในขณะที่ค่าอัตราความเครียดต่ำสุดที่ได้จาก CIUC จะให้ค่าสูงสุด



รูปที่ 2.34 ผลกระทบเนื่องจากระบบของหน่วยแรงต่อพฤติกรรมครีพแบบไม่ระบายน้ำ

(Campanella และ Vaid, 1974)

ข. การทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำ

1 การยุบตัวของดิน (Soil Compressibility)

Mitchell (1993) พบว่าดินเหนียวอ่อนที่มีความไวความดันสัมพัทธ์ระหว่าง $e - \text{LOG } \sigma'_v$ กล่าวคือในช่วง $\sigma'_v < \sigma'_p$ (Recompression Range) กราฟมีลักษณะเป็นเส้นตรงและมีความชัน

น้อย แต่เมื่อ $\sigma'_v > \sigma'_p$ (Compression Range) ความชันของกราฟจะมีการเปลี่ยนแปลงอย่างมากและกราฟจะไม่เป็นเส้นตรง (Non-Linear Consolidation Curve) โดยกราฟจะมีความชันมากในช่วงแรก หลังจากนั้นจะมีค่าลดลงเมื่อ σ'_v มีค่าเพิ่มขึ้น ซึ่งเกิดจากการที่ดินเหนียวประเภท Marine Deposited ถูกกระบวนการ Leaching

นอกจากนี้ในดินเหนียวที่อยู่ในสภาวะอัดแน่นเกินตัวเนื่องจากกระบวนการ Aging ก็มีความสัมพันธ์ $e - \text{LOG } \sigma'_v$ เป็นไป เช่นกัน โดยในช่วง Recompression เชื่อว่าการเคลื่อนตัวของมวลดินเกิดจากการเคลื่อนตัวเพียงเล็กน้อยระหว่างผิวสัมผัสของอนุภาคดิน (Minor Slip at Interparticle Contacts) แต่เมื่อเข้าสู่ช่วง Compression อนุภาคของดินจัดเรียงตัวใหม่ (Rearrangement) เพื่อให้สามารถแบกทานหน่วยแรงที่มากกระทำเพิ่มและชดเชยความสามารถในการแบกทานหน่วยแรงที่สูญเสียไปเนื่องจากเนื่องจากการแตกหักของพันธะระหว่างอนุภาคดิน (Mesri, 1996)

Mesri (1977) ทดสอบการอัดตัวคายนํ้าของดิน Leda Clay และ Mexico City Clay ซึ่งเป็นดินเหนียวอ่อนที่มีความไวพบว่าค่า C_c มีค่าไม่คงที่ โดยจะมีค่ามากที่สุดเมื่อ σ'_v มีค่ามากกว่า σ'_p เล็กน้อย

สำหรับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ซึ่งเป็นดินเหนียวอ่อนที่มีความไว Kim (1970), Reinmanorom (1974) และ Taesiri (1976) พบว่าความสัมพันธ์ $e - \text{LOG } \sigma'_v$ ในช่วง Compression มีลักษณะไม่เป็นเส้นตรงเช่นกัน ซึ่งเป็นพฤติกรรมของดินเหนียวอ่อนที่มีความไว

2 ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับการอัดตัวคายนํ้า

ในทางปฏิบัติการคาดคะเนปริมาณการหดตัวและอัตราการหดตัวของสิ่งปลูกสร้างที่ตั้งอยู่บนดินเหนียวอ่อน นิยมใช้ทฤษฎีของ Terzaghi (1925) เมื่อการอัดตัวคายนํ้าเกิดขึ้นในแบบ 1 มิติ (One-dimensional consolidation) ซึ่งตั้งอยู่บนสมมุติฐานที่ว่า

- ก. ความสัมพันธ์ระหว่าง $\sigma' - \epsilon$ เป็นเส้นตรงและไม่ขึ้นกับเวลา
- ข. ค่าสัมประสิทธิ์การซึม (k_v) มีค่าคงที่ระหว่างการอัดตัวคายนํ้าและกฎของ Darcy สามารถนำมาใช้ได้

ซึ่งผลของการคาดคะเนปริมาณการหดตัวและอัตราการหดตัวในระหว่างการอัดตัวคายนํ้าโดยใช้ทฤษฎีของ Terzaghi ให้ผลที่ใกล้เคียงกับผลที่เกิดขึ้นจริงในสนาม แต่ก็ยังมีหลายกรณี

ที่ผลการคาดคะเนโดยใช้ทฤษฎีของ Terzaghi ให้ผลที่ผิดพลาดไปมาก Crooks et al. (1984) ได้รวบรวมพฤติกรรมการอัดตัวคายน้ำประมาณ 50 กรณีศึกษาและพบว่ามึหลายกรณีศึกษาที่พฤติกรรมไม่สามารถคาดคะเนและอธิบายโดยใช้ทฤษฎีของ Terzaghi (Mitchell, 1986) ซึ่งพฤติกรรมต่าง ๆ เหล่านั้นได้แก่

- ก. Δu มีค่าเพิ่มขึ้นอีกระยะหนึ่งแม้ว่าการก่อสร้างจะเสร็จสิ้นไปแล้วก็ตาม
- ข. ความแตกต่างระหว่างอัตราการทรุดตัวที่เกิดขึ้นจริงในสนามและการคาดคะเนอัตราการทรุดตัวจากผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการ
- ค. การเปลี่ยนแปลงอัตราการอัดตัวคายน้ำในระหว่างและหลังจากการก่อสร้างเสร็จสิ้นลง
- ง. กำลังของดิน (Strength) มีค่าเกือบคงที่ในระหว่างการอัดตัวคายน้ำ

Mesri (1985 a) เสนอ Constitutive Equation รูปแบบทั่วไปของอัตราการเปลี่ยนแปลงอัตราส่วนช่องว่างภายในดิน (Void Ratio, e) ดังแสดงในสมการที่ 2.3

$$\Delta e = \left[\frac{\partial e}{\partial \sigma'} \right] \frac{d\sigma'}{dt} + \left[\frac{\partial e}{\partial t} \right]_{\sigma'} \dots \dots \dots \text{สมการที่ 2.3}$$

เมื่อ $\left[\frac{\partial e}{\partial \sigma'} \right] \frac{d\sigma'}{dt}$ คือ การลดลงของ Void Ratio เนื่องจากผลของการเพิ่ม σ'
 $\left[\frac{\partial e}{\partial t} \right]_{\sigma'}$ คือ การลดลงของ Void Ratio ซึ่งเป็นฟังก์ชันกับเวลา

ดังนั้นจะได้อาการลดลงของ Void Ratio ที่เวลา t ใด ๆ หลังจากการอัดตัวคายน้ำสิ้นสุดลงคือ

$$\Delta e = \int_0^{t_p} \left[\frac{\partial e}{\partial \sigma'} \right] \frac{d\sigma'}{dt} + \left[\frac{\partial e}{\partial t} \right]_{\sigma'} dt + \int_{t_p}^t \left[\frac{\partial e}{\partial t} \right]_{\sigma'} dt \dots \dots \dots \text{สมการที่ 2.4}$$

$$= \Delta e_p + \Delta e_s \dots \dots \dots \text{สมการที่ 2.5}$$

เมื่อ	Δe_p	คือ การลดลงของ Void Ratio ในช่วงการอัดตัวคายน้ำ
	Δe_s	คือ การลดลงของ Void Ratio ในช่วงการอัดตัวครั้งที่สอง

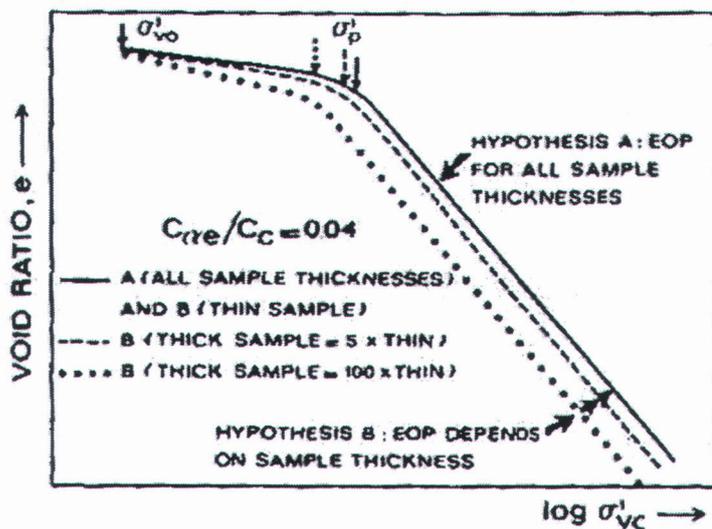
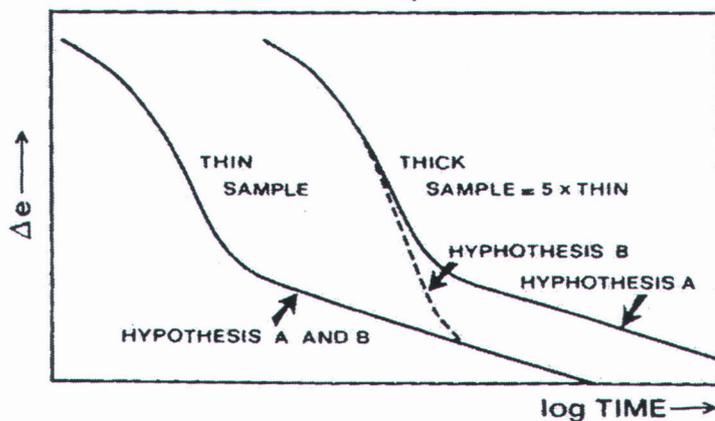
จากสมการที่ 2.4 จะสังเกตว่าจากการเปลี่ยนแปลงของ Void Ratio ในช่วงการอัดตัวคายน้ำ (Δe_p) รวมผลของการเปลี่ยนแปลง ของ Void Ratio ที่เป็นฟังก์ชันกับเวลา $\left[\frac{\partial e}{\partial t} \right]_{\sigma}$ เข้าไว้ด้วย

ในปัจจุบันสมมุติฐานที่เกี่ยวกับความสัมพันธ์ระหว่าง ε -LOG σ' (หรือ e -LOG σ') ที่เวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำ (EOP) มีอยู่ 2 สมมุติฐาน (Jamioikoski, 1985)

สมมุติฐาน A (Hypothesis A) เสนอว่าครีพเกิดขึ้นหลังจากสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำแล้ว ดังนั้น ε หรือ e ที่เวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำ ไม่ขึ้นกับระยะเวลาในการอัดตัวคายน้ำ นั่นคือความสัมพันธ์ระหว่าง ε -LOG σ' (หรือ e -LOG σ') จะอยู่บนความสัมพันธ์เดียวกัน (Uniqueness) ไม่ว่าความยาวของเส้นทางน้ำไหลซึม (Drainage path, H_d) จะมีขนาดเท่าใดก็ตาม ดังแสดงในรูปที่ 2.35 (b) สมมุติฐานนี้ได้รับการสนับสนุนโดย Mesri (1985 a) ซึ่งทำการทดสอบ Isotropic Consolidation Test กับตัวอย่างที่มี H_d ต่างๆ กัน โดยตัวอย่างดินที่นำมาทดสอบมาจาก 3 แหล่งคือ Saint-Alban clay; PI = 13% LI= 2.3, San Francisco Bay Mud; PI = 52% LI = 1.06 และ Louisville clay; PI = 37% LI = 1.06 และพบว่า ε หรือ e ที่เวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำไม่ขึ้นกับ H_d

สมมุติฐาน B (Hypothesis B) เสนอว่าครีพสามารถเกิดขึ้นในระหว่างการอัดตัวคายน้ำ ดังนั้น ε หรือ e ที่เวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำมีค่าขึ้นกับระยะเวลาในการอัดตัวคายน้ำ นั่นคือถ้าความยาวเส้นทางน้ำไหลซึม (Drainage path) มีค่ามาก ระยะเวลาในการอัดตัวคายน้ำก็จะมาก Δe_p ก็จะมากค่ามากขึ้นดังแสดงในรูปที่ 2.35 (b) ซึ่งมีผลทำให้ σ'_p มีค่าลดลงด้วยเช่นกัน ดังแสดงในรูปที่ 2.35 (a) สมมุติฐานนี้ได้รับการสนับสนุนจาก Yin (1996), Leroueil (1996)

(a) STRAIN VS STRESS AT END OF PRIMARY CONSOLIDATION

(b) STRAIN VS TIME FOR OCR = 1 SAMPLES HAVING EQUAL INITIAL CONDITIONS AND $\Delta\sigma_v$ 

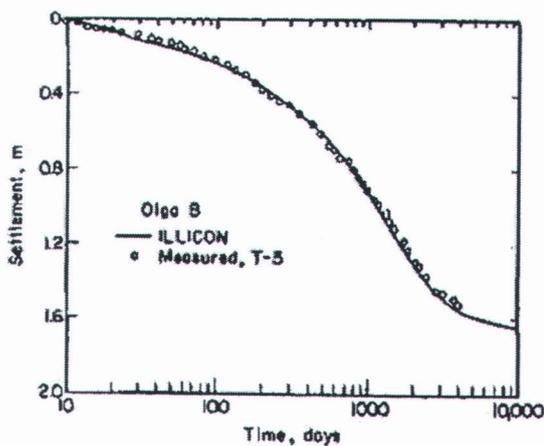
รูปที่ 2.35 สมมุติฐาน A และสมมุติฐาน B (Jamiolkowski, 1985)

(a) ความสัมพันธ์ระหว่าง e -LOG σ'_v

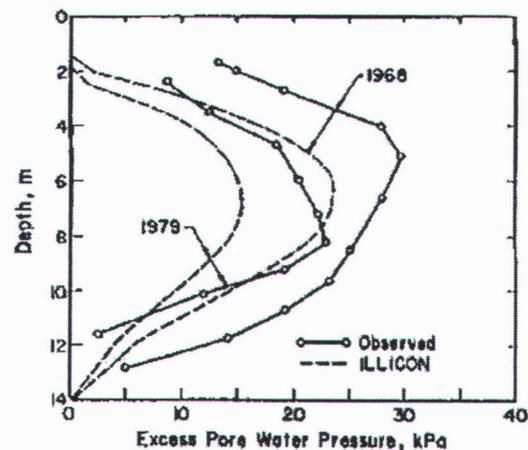
(b) ความสัมพันธ์ระหว่าง e -LOG Time

จากทั้งสองสมมุติฐานที่กล่าวมาแล้วข้างต้น ได้มีงานวิจัยมากมายที่พยายามพัฒนาหลักการและแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ เพื่อคาดคะเนและอธิบายพฤติกรรมที่เกิดขึ้นจริงในสนามซึ่งไม่สามารถใช้ทฤษฎีของ Terzaghi อธิบายได้ เช่น

Mesri (1974) พัฒนา Theory of Consolidation โดยพิจารณาผลของ Nonlinear $e - \text{LOG } \sigma'_v$, ผลของ Stress history และผลของการเปลี่ยนแปลงค่าสัมประสิทธิ์การไหลซึม (Coefficient of Permeability) เข้าไว้ในทฤษฎีของ Terzaghi ซึ่งจากทฤษฎีที่ได้พัฒนาขึ้นมาใหม่นี้สามารถอธิบายพฤติกรรมในสนามที่ Δu ไม่ยอมลดหลังจากการก่อสร้างเสร็จสิ้นในช่วงแรกๆ หรือพฤติกรรมที่ Δu มีค่าลดลงอย่างรวดเร็วในช่วงแรก และมีค่าคงที่เมื่อเวลาผ่านไประยะหนึ่ง โดยอธิบายว่า เกิดจากการลดลงของค่าสัมประสิทธิ์การไหลซึมเมื่อ $\sigma'_v = \sigma'_p$ (Mesri, 1979) ต่อมา Mesri (1985 b) ได้นำทฤษฎีดังกล่าวมาคาดคะเนอัตราการทรุดตัวและอัตราในการอัดตัวคายน้ำของคันดินถมขนาด 174×104 เมตร บริเวณ Olga B (Montreal, Canada) บนชั้น Gray Varved Clay ที่มีความหนาประมาณ 10 เมตร ซึ่งมี $PI = 40\%$ และ $LI = 1.38 - 1.88$ พบว่าอัตราการทรุดตัวที่คาดคะเนไว้ใกล้เคียงกับที่เกิดขึ้นจริงดังแสดงในรูปที่ 2.36 (a) แต่อย่างไรก็ตามค่า Pore pressure ที่วัดได้จริงในสนามมีค่ามากกว่าที่คาดคะเนไว้ ดังแสดงในรูปที่ 2.36 (b)



(a) อัตราการทรุดตัว



(b) อัตราการกระจายแรงดันน้ำส่วนเกิน

รูปที่ 2.36 เปรียบเทียบอัตราการทรุดตัวและอัตราการกระจายแรงดันน้ำส่วนเกินที่เกิดขึ้นจริงและที่ได้จากการคาดคะเนโดยใช้หลักการของ Theory of Consolidation (Mesri, 1985 b)

นอกจากนี้ Mesri (1996) ใช้หลักการของ Theory of Consolidation อธิบายพฤติกรรมการอัดตัวคายน้ำที่ได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการ ซึ่งพบว่าเมื่อลำดับการเพิ่มน้ำหนักอยู่

ในช่วง Recompression การอัดตัวคายน้ำจะใช้เวลาไม่นานและการทรุดตัวเกิดขึ้นน้อยดังแสดงในรูปที่ 2.36 (b) แต่เมื่อลำดับการเพิ่มน้ำหนักอยู่ในช่วง σ'_p รูปร่างการกระจายของแรงดันน้ำส่วนเกินมีรูปร่างผิดปกติไป ดังจะเห็นว่าการทรุดตัวในช่วงแรกเกิดขึ้นน้อยในขณะที่ มีการกระจายของแรงดันน้ำส่วนเกินมาก แต่เมื่อ Elapsed Time > 1000 min. อัตราการกระจายของแรงดันน้ำส่วนเกินช้าลงอย่างมาก และการทรุดตัวในช่วงดังกล่าวเกิดขึ้นมากดังแสดงในรูปที่ 2.36 (a) ซึ่งเป็นผลมาจากเมื่อหน่วยแรงประสิทธิผลในมวลดินมีค่าเท่ากับ σ'_p จะมีการเปลี่ยนแปลงค่า C_c อย่างมาก มีผลทำให้ค่าสัมประสิทธิ์การไหลซึมลดลง และอัตราการกระจายแรงดันน้ำส่วนเกินลดลงอย่างมาก อย่างไรก็ตามค่าสัมประสิทธิ์การซึมจะค่อยๆ ลดลงสัมพันธ์กับการลดลงของช่องว่างในมวลดิน แต่เนื่องจากในช่วงดังกล่าวมีการเปลี่ยนแปลงของค่า C_c อย่างมาก ทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงของอัตราการอัดตัวคายน้ำอย่างมาก (ดูรูปที่ 2.36 (a) ประกอบ)

3 ปัจจัยที่มีผลต่อพฤติกรรมของการอัดตัวคายน้ำ

ก. ผลกระทบจากสมบัติชั้นพื้นฐาน

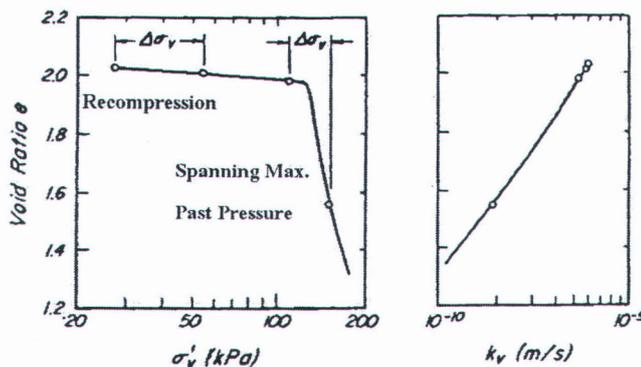
คุณสมบัติชั้นพื้นฐานของดินเหนียวมีผลอย่างมากต่อปริมาณการทรุดตัวในช่วงการอัดตัวคายน้ำ จากอดีตจนถึงปัจจุบันได้มีผู้เสนอความสัมพันธ์ระหว่างคุณสมบัติชั้นพื้นฐานต่างๆ กับค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการประมาณการทรุดตัวไว้มากมายเช่น

(i) ความสัมพันธ์ระหว่างค่า C_c กับค่าคุณสมบัติพื้นฐานต่างๆ

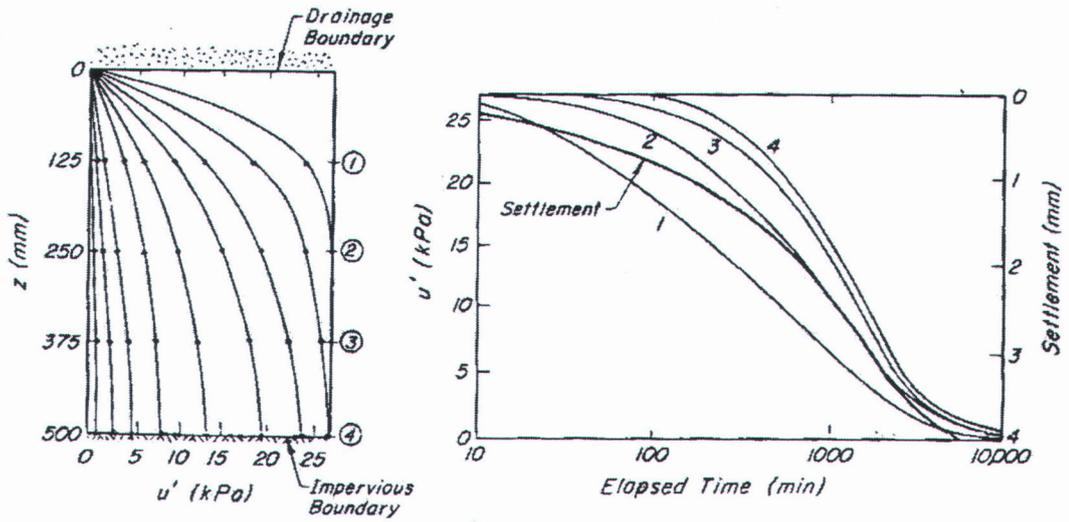
(ii) ความสัมพันธ์ระหว่างค่า C_v กับค่า Liquid Limit ดังแสดงในรูปที่ 2.36

จะเห็นว่าดินที่มีค่า e_0 , ค่า W_n , ค่า LL และค่า PI สูงมีแนวโน้มที่จะเกิดปัญหาทางด้าน การทรุดตัวมาก

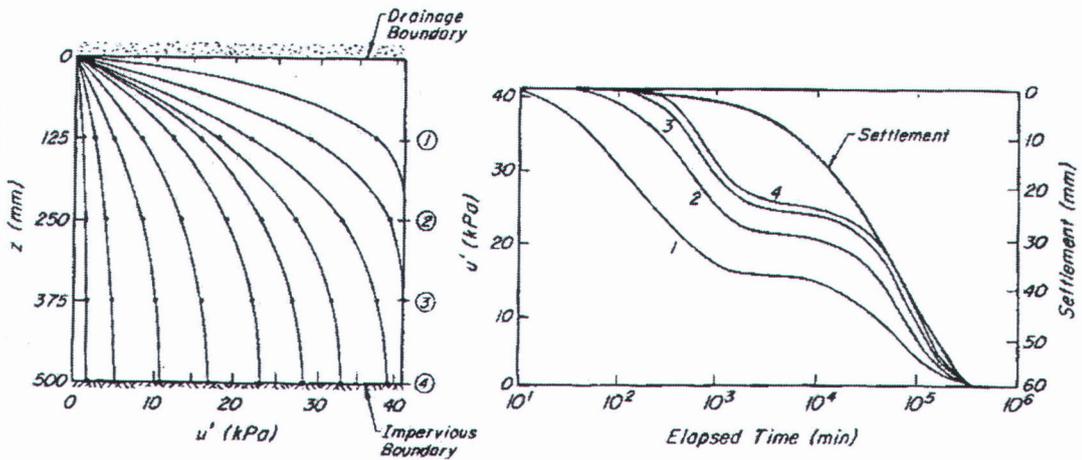
สำหรับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ได้มีค่า CR ของดินเหนียวมีค่าอยู่ประมาณ 0.004 – 0.0055 W_n (ปริมาณความชื้นเป็น %) โดย CR อยู่ระหว่าง 0.2-0.5 และค่า CR/RR มีค่าอยู่ระหว่าง 5-10 (สุรฉัตร, 2540)



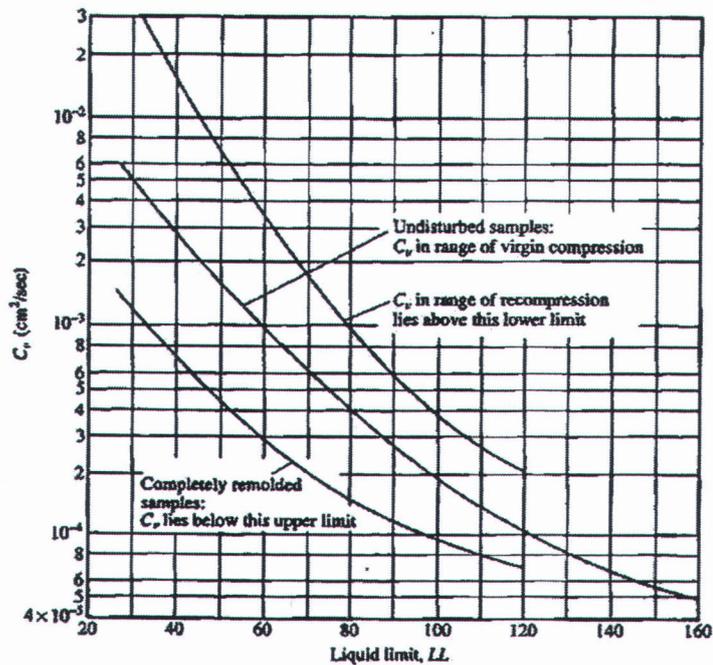
(a) ความสัมพันธ์ระหว่าง e-LOG σ'_v และ e-LOG k_v



(b) การกระจายแรงดันน้ำส่วนเกินในช่วง Recompression



(c) การกระจายแรงดันน้ำส่วนเกินเมื่อลำดับการเพิ่มน้ำหนักอยู่ในช่วง σ'_p



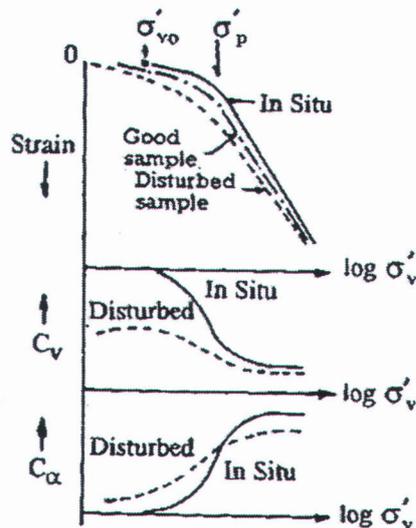
รูปที่ 2.37 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า C_v กับค่า Liquid Limit (Das, 1999)

ข. ผลกระทบจากประวัติของหน่วยแรง

ประวัติของหน่วยแรงมีผลอย่างมากต่อพฤติกรรมการหดตัวในดินเหนียวอ่อนที่มีความไวเมื่อ $\sigma'_v > \sigma'_p$ ค่า C_c จะเพิ่มขึ้นอย่างมากเนื่องจากดินมีการเปลี่ยนแปลงโครงสร้างอย่างมากดังแสดงในรูปที่ 2.34 (Mesri, 1977) นอกจากนี้ยังทำให้อัตราการกระจายแรงดันน้ำส่วนเกินลดลงอย่างมากดังกล่าวมาแล้วในหัวข้อ 2.5.2

ค. ผลกระทบจากการรบกวนตัวอย่าง

การรบกวนตัวอย่างมีแนวโน้มที่จะทำให้ ค่า RR เพิ่มขึ้น, ค่า CR และค่า σ'_p ลดลง นอกจากนี้ยังทำให้ค่า c_v ในช่วง OC ลดลงอีกด้วย (สุรฉัตร, 2540) ดังแสดงในรูปที่ 2.37



รูปที่ 2.38 ผลของการรบกวนตัวอย่าง (สุรฉัตร, 2540)

ง. ผลกระทบจากอัตราส่วนการเพิ่มน้ำหนัก (Load Increment Ratio: LIR)

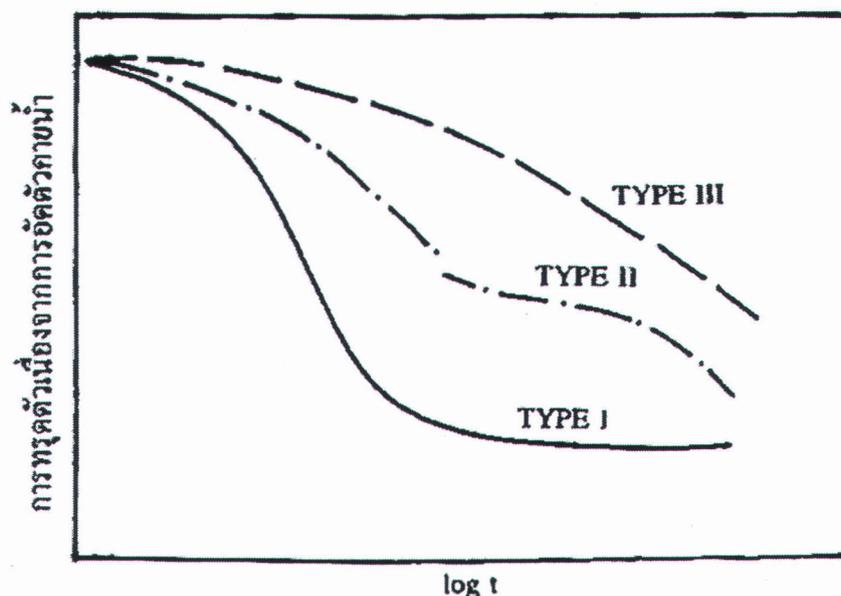
Teves และ Moh (1968) พบว่าดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ การใช้ LIR = 0.25-2.00 ไม่มีผลต่อความสัมพันธ์ระหว่าง e-LOG σ'_v และค่า c_v มีแนวโน้มที่จะมากขึ้นเมื่อใช้ LIR ต่ำ อย่างไรก็ตาม Reinmanorom (1974) พบว่าดินเหนียวอ่อนบริเวณหนองงูเห่าค่า C_c มีแนวโน้มที่จะสูงขึ้นเมื่อเลือกใช้ LIR ต่ำ

Taesiri (1976) พบว่าการใช้อัตราส่วนการเพิ่มน้ำหนักน้อยๆ ทำให้สามารถหาค่า σ'_p ได้ถูกต้องยิ่งขึ้น

Mesri (1996) เสนอว่าควรใช้อัตราส่วนการเพิ่มน้ำหนักเท่ากับ 0.5 ในช่วง σ'_v / σ'_p 0.5-2.0 เพื่อให้รูปร่างความสัมพันธ์ระหว่าง e-LOG σ'_v ที่ถูกต้อง

นอกจากนี้ค่า LIR ยังมีผลต่อความสัมพันธ์ระหว่าง e-LOG Time ดังแสดงในรูปที่ 2.38 โดยเส้น Type I เกิดขึ้นเมื่อ LIR ≥ 1.0 และเส้นชนิด Type I นี้เป็นไปตามรูปแบบของทฤษฎี

Terzaghi (1925) เส้น Type III แสดงการทรุดตัวที่เกิดจากผลของการอัดตัวคายน้ำที่น้อยเมื่อเทียบกับการอัดตัวครั้งที่สอง ซึ่งเกิดขึ้นเมื่อใช้ LIR ต่ำ ($LIR < 0.5$) ส่วนเส้น Type II เป็นพฤติกรรมระหว่าง Type I และ Type III (สุรฉัตร, 2540)



รูปที่ 2.39 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำ กับ LOG Time เนื่องจากผลของอัตราส่วนการเพิ่มน้ำหนัก (จาก สุรฉัตร, 2540)

จ. ผลกระทบจากระยะเวลาการเพิ่มน้ำหนัก (Load Increment Duration: LID)

Eide (1968), Teves & Moh (1968), Brand & Kanjanophas (1971) และ Reinmanorom (1974) พบว่าดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ LID ไม่มีผลต่อความสัมพันธ์ระหว่าง e -LOG σ'_v ที่เวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำ

Lewis (1957) และ Reinmanorom (1974) พบว่า ค่า c_v มีแนวโน้มที่จะลดลงเมื่อใช้ LID มากขึ้น

ฉ. ผลกระทบจากขนาดของตัวอย่าง

Taesiri (1976) พบว่าขนาดของตัวอย่างไม่มีผลต่อความสัมพันธ์ระหว่าง e -LOG σ'_v ที่เวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำ อย่างไรก็ตามค่า c_v ของตัวอย่างที่มีขนาดใหญ่มีค่ามากกว่าค่า c_v ของตัวอย่างขนาดเล็ก ซึ่งเป็นผลจากดินไม่เป็นเนื้อเดียวกัน ดังนั้นการหาความสัมพันธ์ระหว่าง e -LOG σ'_v สามารถใช้ตัวอย่างเล็กทดสอบได้ แต่สำหรับการทดสอบเพื่อหาค่า c_v ควรใช้ตัวอย่างที่มีขนาดใหญ่

Mesri (1985) พบว่าความสัมพันธ์ระหว่าง e -LOG σ'_v ที่เวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำไม่ขึ้นกับความยาวตัวอย่าง

ค. การทรุดตัวเนื่องจากครีพแบบระบายน้ำ

1 ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวกับครีพแบบระบายน้ำ

อัตราการเกิดครีพแบบระบายน้ำมักนำเสนอในรูปของ $C_{\alpha c}$ หรือ C_{α} ขึ้นอยู่กับว่าค่าที่นำเสนออยู่ในรูปของค่าความเครียด (Axial Strain: ϵ_a) หรือค่าอัตราส่วนช่องว่างในมวลดิน (Void Ratio: e) ซึ่งค่า C_{α} ของดินแต่ละชนิดขึ้นอยู่กับค่า σ'_v / σ'_p และค่า t/t_p (Mesri, 1977) ซึ่ง C_{α} มีแนวโน้มที่จะเพิ่มขึ้นเมื่อเวลาเพิ่มขึ้นเมื่อ σ'_v / σ'_p มีค่าอยู่ระหว่าง 0.5-1.5 (Mesri, 1977)

นอกจากนี้ Mesri (1977) พบว่าดินชนิดหนึ่ง C_{α} / C_c (หรือ $C_{\alpha c} / CR$) มีค่าคงที่ ความสัมพันธ์ระหว่าง C_{α} / C_c ของดินชนิดต่างๆ ได้แสดงไว้ใน ตารางที่ 2.7

ตารางที่ 2.7 แสดงสัมพันธ์ระหว่าง C_{α} / C_c ของดินชนิดต่างๆ (Mesri, 1996)

Material	C_{α} / C_c
Granular Soil including Rockfill	0.02 ± 0.01
Shale and Mudstone	0.03 ± 0.01
Inorganic Clays and Silts	0.04 ± 0.01
Organic Clays and Silts	0.05 ± 0.01
Peat and Muskeg	0.06 ± 0.01

2. ดินที่มีสภาพอัดแน่นเกินตัวเนื่องจากผลของครีพแบบระบายน้ำ

ดินที่อยู่ในสภาวะอัดแน่นปกติ (Young Clay) เมื่อมีอายุมากขึ้นจะแสดงพฤติกรรมของดินในสภาพอัดแน่นเกินตัวซึ่งเป็นผลจากครีพแบบระบายน้ำหรือการอัดตัวครั้งที่สอง (Mechanical Bond) โดยกระบวนการดังกล่าวเรียกว่า Aging (Bjerrum, 1967)

ข้อแตกต่างความสัมพันธ์ e -LOG σ'_v ระหว่าง Natural Aged Clay และ Reconstituted Young Clay จะเห็นว่า Natural Aged Clay ความชันของกราฟจะมีการเปลี่ยนแปลงอย่างมาก (Sharp Concave Downward Curve) บริเวณ σ'_p ในขณะที่ Reconstituted Young Clay ความชันของกราฟจะค่อยเปลี่ยนแปลง (Gentle Curve) บริเวณ σ'_p การเปลี่ยนแปลงของ Natural Aged Clay ในลักษณะนี้ไม่สามารถใช้ทฤษฎีของ Bjerrum (1967) อธิบายได้ Tsuchida (2001) เชื่อว่าเป็นผลมาจากสารเคมีเชื่อมแน่นในมวลดิน (Cementation) หรือพันธะทางเคมีในมวลดิน (Chemical Bond)

ผลของสารเคมีเชื่อมแน่นในมวลดิน (Cementation) และครีพแบบระบายน้ำที่มีต่อความสัมพันธ์ e -LOG σ'_v จากรูปจะเห็นว่าเมื่อดินสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำที่ σ'_{v_0} และให้เกิดครีพ

แบบระบายน้ำเป็นเวลานาน ช่องว่างในมวลดินจะลดลงตามเส้น AB ในขณะที่ดินเกิดครีฟแบบระบายน้ำนั้น จะมีการก่อรูปของพันธะทางเคมีระหว่างอนุภาคดิน (Bond) โดยการก่อรูปของพันธะ ในมวลดินไม่เกี่ยวกับการเปลี่ยนแปลงของปริมาตรมวลดินเนื่องจากครีฟแบบระบายน้ำแต่อย่างใด ซึ่งมีผลทำให้สามารถแยกทาน้ำหนักได้มากกว่าผลเนื่องจากครีฟแบบระบายน้ำเพียงอย่างเดียว พันธะทางเคมีระหว่างอนุภาคดินในที่นี้หมายถึงรวมถึง โครงสร้างดินที่จัดเรียงกันแบบระเกะระกะ (Flocculation), Thixotropy และกระบวนการ Leaching และเมื่อมวลดินที่จุด B ถูกหน่วยแรงกระทำเพิ่มจะได้ความสัมพันธ์ e-LOG σ'_v เป็นไปตามเส้น BCDE ซึ่งในช่วง $(\sigma'_p - \sigma'_{v0})$ เป็นผลเนื่องจากครีฟแบบระบายน้ำ และในช่วง $(\sigma'_p - \sigma'_v)$ เป็นผลเนื่องจากพันธะทางเคมีระหว่างอนุภาคดิน (Tsuchida, 2001) นั่นคือทั้ง Chemical และ Mechanical bond (Bond ที่เกิดจาก Physical-Chemical Force)

Mesri (1996) เสนอว่าถ้าชั้นดินบริเวณใด ค่า OCR มีค่าเกือบคงที่ทุกความลึก และค่า $\sigma'_p - \sigma'_v$ มีค่าเพิ่มขึ้นกับความลึก แสดงว่าสภาวะอัดแน่นเกินตัวของดินบริเวณดังกล่าวเกิดจากกระบวนการ Aging

สำหรับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ อยู่ในสภาพอัดแน่นเกินตัวเล็กน้อยซึ่งเชื่อว่าเป็นผลจากกระบวนการ Aging (สุรฉัตร, 2540)

3. ปัจจัยที่มีผลต่อพฤติกรรมครีฟแบบระบายน้ำ

ก. ผลกระทบจากสมบัติชั้นพื้นฐาน

Bjerrum (1972) พบว่าดินเหนียวจาก Glacial Deposit ซึ่งค่า σ'_p มีค่ามากขึ้นเนื่องจากกระบวนการ Aging ค่า OCR มีแนวโน้มที่จะสูงขึ้นเมื่อดินมีค่า PI มาก ดังนั้นอาจกล่าวได้ว่า ครีฟแบบระบายน้ำจะเกิดขึ้นมากในดินที่มีค่า PI มาก

นอกจากนี้ในดินที่มีอินทรีย์สารอยู่มากมีแนวโน้มที่จะเกิดครีฟแบบระบายน้ำมากขึ้นเช่นกัน

ข. ผลกระทบจากประวัติของหน่วยแรง

ดินเหนียวที่อยู่ในช่วง OC จะมีค่า C_α น้อยกว่าดินเหนียวที่อยู่ในช่วง NC

ค. ผลกระทบจากระบบของหน่วยแรง

Walker (1969) พบว่าอัตราการเกิดครีฟแบบระบายน้ำจะเกิดขึ้นมากเมื่อระดับหน่วยแรงเฉือนมีค่ามาก

โดยปกติการคาดคะเนการทรุดตัวเนื่องจากครีฟแบบไม่ระบายน้ำใช้ค่า C_α ที่ได้จากการทดสอบอัดตัวคายน้ำในเครื่อง Oedometer ซึ่งอยู่ในสภาวะ K_0 เป็นผลการทดสอบครีฟแบบไม่ระบายน้ำด้วยเครื่องมือ Triaxial โดยทดสอบแบบ CD Triaxial Compression แสดงให้เห็นว่า เมื่อ

การเคลื่อนตัวอยู่ในลักษณะ 2 หรือ 3 มิติ การคาดคะเนการทรุดตัวเนื่องจาก ครีพแบบระบายน้ำ ซึ่งใช้ค่า C_{α} ที่ได้จากการทดสอบอัดตัวคายน้ำในเครื่อง Oedometer จะให้ค่าต่ำเกินไปเมื่อ ระบายแรงเฉือนมีค่ามากกว่า 0.6 (Ladd, 1977)

ง. สาเหตุการเกิดและคุณสมบัติของดินเหนียวอ่อนที่มีความไว

ดินเหนียวอ่อนที่มีความไว (Sensitive Clay) คือดินเหนียวที่มีค่ากำลังรับน้ำหนักลดลงเมื่อถูกรบกวน ค่าความไว (Sensitivity) หาได้จากสมการที่ 2.5 โดยค่ากำลังรับน้ำหนักได้จากการทดสอบ Unconfined Compression

$$\text{ความไว} = \frac{\text{กำลังรับน้ำหนักของตัวอย่างดินที่ไม่ถูกรบกวน}}{\text{กำลังรับน้ำหนักของตัวอย่างดินที่ถูกรบกวน}} \dots\dots\dots \text{สมการที่ 2.5}$$

ในกรณีที่ดินเหนียวอ่อนมีความไวมากกำลังรับน้ำหนักของดินอาจหาได้จากการทดสอบ In Situ Field Vane Test แบบ Geonor หรือการทดสอบดัดโค่น เพื่อลดปัญหาเนื่องจากการรบกวนตัวอย่างในระหว่างเจาะเก็บตัวอย่าง (สุรฉัตร, 2540)



1 สาเหตุการเกิดดินเหนียวอ่อนที่มีความไว

ดินเหนียวที่มีความไว (ยกเว้นความไวซึ่งเกิดจากสารเคมีเชื่อมแน่นในมวลดิน) โครงสร้างของดินมักจัดเรียงกันแบบระเกะระกะ (Flocculation) สำหรับสาเหตุการเกิดดินเหนียวที่มีความไวเกิดจากสาเหตุดังต่อไปนี้ (Mitchell, 1993)

ก. โครงสร้างดินที่มีเสถียรภาพต่ำ (Metastable Fabric)

โครงสร้างของดินที่จัดเรียงตัวกันแบบระเกะระกะมักมีเสถียรภาพต่ำ เมื่อตัวอย่างถูกรบกวนโครงสร้างดินจะเกิดการเปลี่ยนแปลงได้ง่าย โดยเมื่อพิจารณาที่หน่วยแรงประสิทธิผลค่าหนึ่งพบว่า เมื่อดินถูกรบกวนช่องว่างในมวลดินและกำลังรับน้ำหนักของดินมีแนวโน้มจะลดลงซึ่งเป็นผลเนื่องจากการเปลี่ยนแปลงโครงสร้างดิน

ข. สารเคมีเชื่อมแน่นในมวลดิน (Cementation)

ในมวลดินที่มีสารจำพวก Carbonates, Iron Oxide, Alumina Oxide และอินทรีย์วัตถุปนอยู่ โดยแทรกอยู่ระหว่างผิวสัมผัสระหว่างอนุภาคดินเสมือนเป็นตัวเชื่อมแน่นในมวลดิน

(Cementation) ดังนั้นเมื่อดินถูกรบกวนพันธะทางเคมีดังกล่าวถูกทำลายทำให้กำลังรับน้ำหนักของดินลดลง

ค. กระบวนการการ Weathering

กระบวนการ Weathering ทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงชนิดและสัดส่วนของปริมาณไอออนในมวลดิน ซึ่งการเปลี่ยนแปลงดังกล่าวมีผลทำให้ดินที่ถูกรบกวนเกิดการเปลี่ยนแปลงโครงสร้างไปเป็นแบบ Flocculation หรือ Dispersive ขึ้นอยู่กับชนิดและปริมาณการเปลี่ยนแปลงไอออนในมวลดิน นอกจากนี้ค่ากำลังรับน้ำหนักและค่าความไวของดิน อาจมีค่าเพิ่มขึ้นหรือลดลงก็ได้

ง. Thixotropic Harding

Thixotropic Harding คือการเปลี่ยนแปลงโครงสร้างดินซึ่งขึ้นกับเวลา (Time Dependent) ซึ่งเกิดจากการที่อนุภาคของดินพยายามที่จะจัดเรียงตัวให้อยู่ในสภาพสมดุลย์

จ. กระบวนการ Leaching

กระบวนการ Leaching คือการลดลงของปริมาณเกลือ (NaCl) ในดินเหนียวที่เกิดจากตกตะกอนในน้ำทะเล (Marine Deposit) ภายหลังจากระดับน้ำทะเลลดลง ซึ่งเกิดจากการที่น้ำ (Fresh Water) ไหลไปตามชั้นทรายหรือซิลท์ที่แทรกอยู่ในชั้นดินเหนียวและพาเอาเกลือออกจากมวลดิน

กระบวนการ Leaching มีผลทำให้ Double Layer ใหญ่ขึ้น เกิดแรงผลัก (Repulsion) แรงระหว่างอนุภาคดินมากขึ้น เมื่อดินถูกรบกวนทำให้โครงสร้างดินมีแนวโน้มที่จะจัดเรียงตัวกันแบบ Dispersive มากขึ้น ซึ่งมีผลทำให้กำลังรับน้ำหนักของดินลดลง จะเห็นว่าเมื่อปริมาณเกลือในดินลดลง ดินจะมีความไวมากขึ้น (Bjerrum, 1954)

2 คุณสมบัติของดินเหนียวอ่อนที่มีความไว

คุณสมบัติของดินเหนียวอ่อนที่มีความไว (ที่ไม่ได้เกิดจากสารเคมีเชื่อมแน่นในมวลดิน) จะมีคุณสมบัติต่างๆ สรุปได้ดังนี้ (Mitchell, 1993)

ก. สมบัติขั้นพื้นฐาน

ในกรณีที่ดินเหนียวในสภาพอัดแน่นปกติเปลี่ยนสภาพเป็นดินเหนียวอ่อนที่มีความไว เนื่องจากการเปลี่ยนแปลงของปริมาณเกลือในดินจะพบว่า ค่า LL, ค่า PI และค่า Activity มีแนวโน้มที่จะลดลง ซึ่งมีผลทำให้ค่า LI มีค่ามากขึ้นซึ่งในดินเหนียวอ่อนที่มีความไวค่า LI จะมีค่ามากกว่าหรือเท่ากับ 1.0

ข. คุณสมบัติทางการทรุดตัว

ดินเหนียวอ่อนที่มีความไว ความชันของกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง e -LOG σ'_v จะมีการเปลี่ยนแปลงอย่างมาก เมื่อ $\sigma'_{v_1} > \sigma'_{v_2}$ และความสัมพันธ์ดังกล่าวในช่วง NC จะไม่เป็นเส้นตรง (Non-Linear Consolidation Curve) จากรูปดังกล่าวจะเห็นว่า ความสัมพันธ์ระหว่าง e -LOG σ'_v จะเป็นฟังก์ชันกับโครงสร้างของดิน

ค. คุณสมบัติทางด้านกำลังรับน้ำหนัก

Houston (1967) ทำการทดสอบ Triaxial Compression กับดิน Kaolinite ที่อยู่ในสภาพอัดแน่นปกติ ที่สภาวะต่างๆ กันเพื่อศึกษาผลกระทบของโครงสร้างดินที่มีผลต่อพฤติกรรมทางด้านกำลังรับน้ำหนัก ซึ่งได้แก่ค่ากำลังรับน้ำหนักของมวลดิน, ค่าความไว, ค่า A ณ.จุดวิบัติ (A_f) และค่าความเครียด ณ.จุดวิบัติ (Strain at Failure) โดยนำเสนอผลการศึกษาในรูปของเส้น Contour

2.3.2 การหาการทรุดตัวในมวลดิน

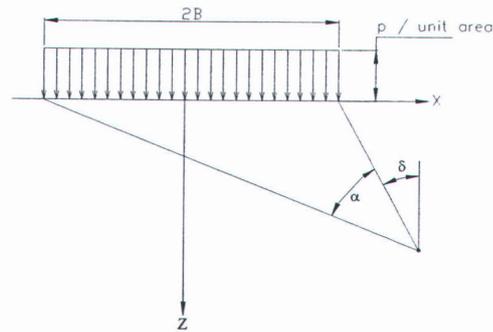
เมื่อมีหน่วยแรงภายนอกกระทำต่อมวลดิน จะทำให้มวลดินเกิดการเคลื่อนตัวและการเคลื่อนตัวนี้จะเกิดขึ้นได้ทั้งในแนวตั้งและในแนวนอน การเคลื่อนตัวนี้ถ้าหากเกิดมากเกินไปก็จะทำให้เกิดความเสียหายต่อสิ่งก่อสร้าง หรือไม่ก็อาจจะทำให้สิ่งก่อสร้างนั้นไม่สามารถที่จะใช้งานได้ตามวัตถุประสงค์ที่ต้องการได้ เพราะฉะนั้นผู้ออกแบบจำเป็นต้องออกแบบให้เกิดการเคลื่อนตัวอยู่ในพิสัย ดังนั้นการวิเคราะห์หาการเคลื่อนตัวของมวลดินและสิ่งก่อสร้างจึงเป็นสิ่งที่สำคัญอย่างยิ่งในงานวิศวกรรมโยธาทฤษฎีที่ใช้ในการวิเคราะห์หาค่าการทรุดตัวมีอยู่หลายวิธี แต่ละวิธีมีรากฐานและสมมุติฐานที่ไม่เหมือนกัน ซึ่งทำให้ในแต่ละวิธีได้ผลการวิเคราะห์ที่แตกต่างกัน ความเหมาะสมและความถูกต้องในการใช้งานแต่ละทฤษฎีนั้นประเมินได้จากการเปรียบเทียบพฤติกรรมของการทรุดตัวของสิ่งก่อสร้างที่เกิดขึ้นจริงในสนามว่าใกล้เคียงกับการคาดคะเนการทรุดตัวจากทฤษฎีเพียงใด และทฤษฎีที่ใช้ในการวิเคราะห์หาค่าการทรุดตัวแต่ละวิธีนั้นก็ไม่ได้เหมาะสมกับทุกสถานที่เสมอไป ทั้งนี้ขึ้นอยู่กับคุณสมบัติของดินในแต่ละสถานที่ที่การทรุดตัวของมวลดินสามารถแยกออกได้เป็น 3 ลักษณะ ดังนี้

1. การทรุดตัวในมวลดินที่เกิดขึ้นแบบทันที (Immediate Settlement , ρ_i) เป็นลักษณะการทรุดตัวที่เกิดขึ้นแบบทันทีทันใดเมื่อมีหน่วยแรงภายนอกกระทำ
2. การทรุดตัวที่เป็นฟังก์ชันกับเวลา (Consolidation Settlement , ρ_T) เป็นลักษณะการทรุดตัวที่ขึ้นอยู่กับระยะเวลา นั่นคือ เมื่อเวลาเพิ่มขึ้นการทรุดตัวก็เพิ่มมากขึ้นด้วยแต่จะเพิ่มขึ้นด้วยอัตราที่ลดลงเรื่อยๆ
3. การทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวครั้งที่สอง (Secondary Compression Settlement) เป็นการทรุดตัวที่เกิดขึ้นภายหลังจากการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำเสร็จสิ้นลงซึ่งมีปริมาณที่น้อยเมื่อเทียบกับปริมาณการทรุดตัว 2 แบบแรก

2.3.2.1 การวิเคราะห์หน่วยแรงในมวลดินเนื่องจากแรงกระทำภายนอก

แรงกระทำแบบแผ่สม่ำเสมอเป็นแถบ (Loading on an Infinite Strip)

เป็นลักษณะของแรงกระทำที่มีด้านยาว ยาวกว่าด้านสั้นมากดังแสดงในรูปที่ 2.30



รูปที่ 2.40 ลักษณะของหน่วยแรงกระทำแบบแผ่สม่ำเสมอเป็นแถบ [Poulos, H.G.1967]

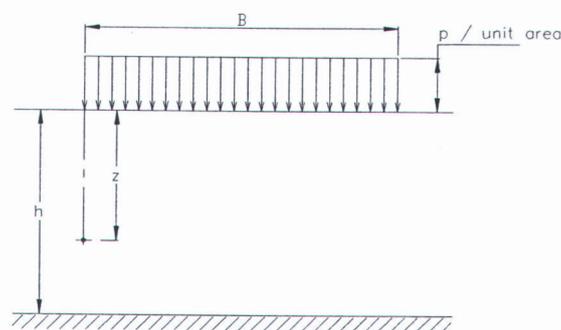
ค่าหน่วยแรงในมวลดิน คำนวณได้จาก

$$\Delta\sigma_{zz} = \frac{p}{\pi} [\alpha + \sin\alpha \cos(\alpha + 2\delta)] \quad \dots 2.5$$

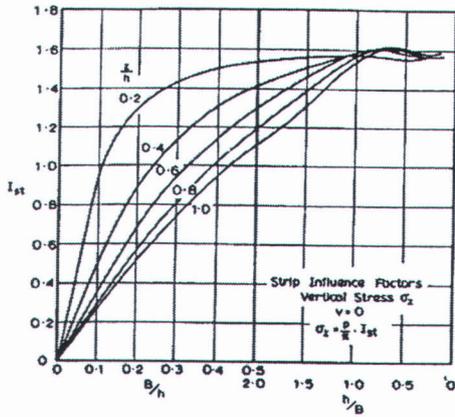
$$\Delta\sigma_{xx} = \frac{p}{\pi} [\alpha - \sin\alpha \cos(\alpha + 2\delta)] \quad \dots 2.6$$

$$\Delta\tau_{xz} = \frac{p}{\pi} \sin\alpha \sin(\alpha + 2\delta) \quad \dots 2.7$$

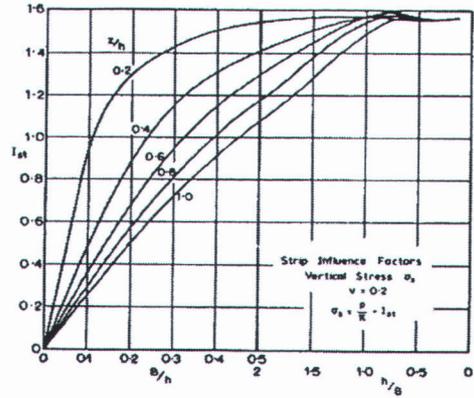
Poulos, H.G. (1967) ได้เสนอวิธีการวิเคราะห์โดยที่พิจารณาผลที่ชั้นดินประกอบด้วยชั้นดินที่เคลื่อนตัวได้ง่ายและแข็งแรงน้อยกว่าชั้นที่รองรับ ซึ่งสามารถพิจารณาว่าไม่มีการเคลื่อนตัวเลย (Rigid Base) ดังแสดงในรูปที่ 2.41 และสำหรับค่า $\Delta\sigma_{zz}$ ที่ความลึกใดๆ สามารถใช้กราฟความสัมพันธ์ดังแสดงในรูปที่ 2.42 และรูปที่ 2.43 ในการวิเคราะห์หผลได้



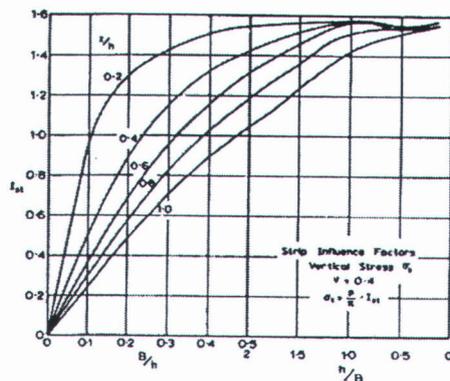
รูปที่ 2.41 ลักษณะของหน่วยแรงกระทำแบบแผ่สม่ำเสมอเป็นแถบ เมื่อมีฐานรองรับที่แข็งแรง



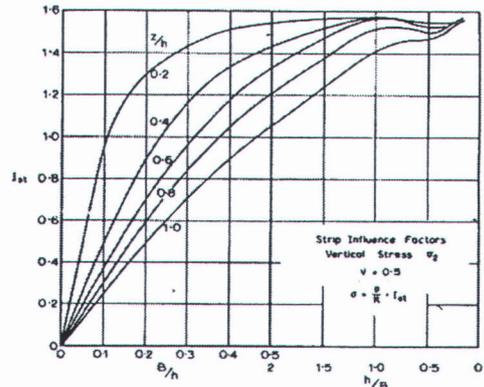
I_{st1} สำหรับหาค่า $\Delta\sigma_{zz}$ เมื่อ $v = 0$



I_{st1} สำหรับหาค่า $\Delta\sigma_{zz}$ เมื่อ $v = 0.2$



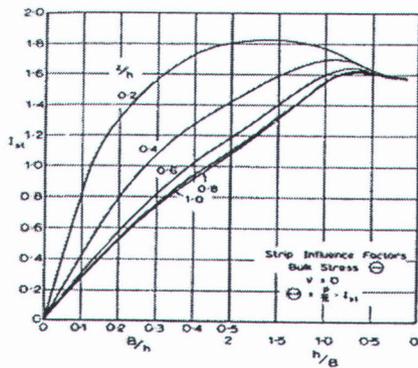
I_{st1} สำหรับหาค่า $\Delta\sigma_{zz}$ เมื่อ $v = 0.4$



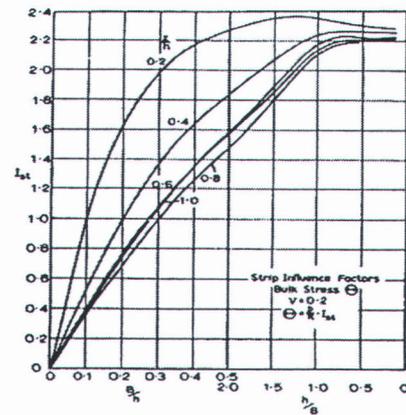
I_{st1} สำหรับหาค่า $\Delta\sigma_{zz}$ เมื่อ $v = 0.5$

รูปที่ 2.42 ค่า I_{st1} สำหรับการคำนวณค่า $\Delta\sigma_{zz}$ ที่ขอบของหน่วยแรงเมื่อค่า v มีค่าต่าง ๆ กัน

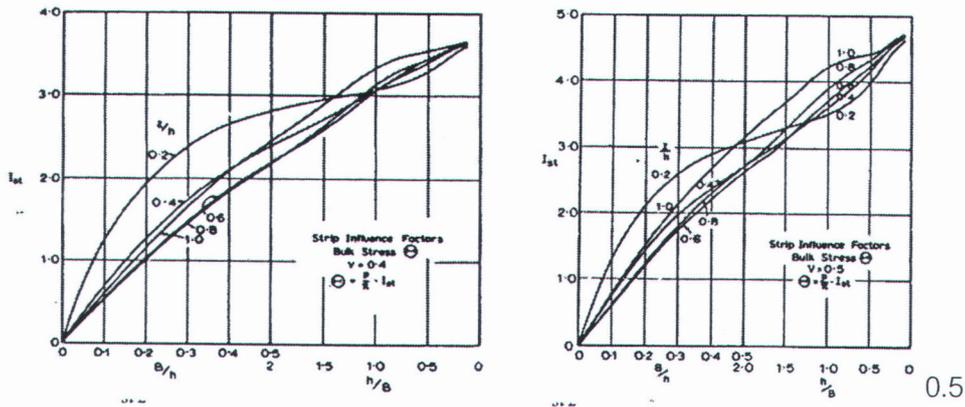
[Poulos, H.G.1967]



I_{st2} สำหรับหาค่า $\Delta\theta$ เมื่อ $v = 0$



I_{st2} สำหรับหาค่า $\Delta\theta$ เมื่อ $v = 0.2$



รูปที่ 2.42 ค่า I_{st2} สำหรับการคำนวณค่า $\Delta\theta$ ที่ขอบของหน่วยแรงเมื่อค่า ν มีค่าต่าง ๆ กัน

[Poulos, H.G.1967]

การคำนวณค่าหน่วยแรงในมวลดินที่เสนอโดย Poulos, H.G. (1967) สามารถคำนวณหาได้จากสมการดังต่อไปนี้

$$\Delta\sigma_{zz} = \frac{p}{\pi} I_{st1} \quad \dots(2.8)$$

$$\Delta\sigma_{\theta} = \frac{p}{\pi} I_{st2} = \Delta\sigma_{xx} + \Delta\sigma_{yy} + \Delta\sigma_{zz} \quad \dots(2.9)$$

$$\Delta\sigma_{yy} = \nu(\Delta\sigma_{xx} + \Delta\sigma_{zz}) \quad \dots(2.10)$$

- เมื่อ I_{st1} = ค่าแฟคเตอร์ขึ้นอยู่กับอัตราส่วนกว้างของสัและตำแหน่งพิจารณา
 I_{st2} = ค่าแฟคเตอร์ขึ้นอยู่กับอัตราส่วนกว้างของสัและตำแหน่งพิจารณา
 p = ขนาดหน่วยแรงกระทำภายนอก

ชนิดของการทรุดตัว

ก. การทรุดตัวที่เกิดขึ้นแบบทันที (Immediate Settlement, ρ_i)

การทรุดตัวลักษณะนี้เป็นการทรุดตัวที่เกิดขึ้นทันทีที่มีหน่วยแรงภายนอกกระทำ ซึ่งดินจะเกิดความเครียดขึ้นทันที ความเครียดหรือการทรุดตัวที่เกิดขึ้นทันทีจะขึ้นอยู่กับชนิดของดิน ความสามารถในการระบายน้ำของดินซึ่งขึ้นอยู่กับชนิดของดินโดยตรง ระบบของหน่วยแรงที่มากระทำและขอบเขตจำกัดของทิศทางที่ความเครียดจะเกิดขึ้น ในกรณีปัญหาทางด้านวิศวกรรมปฐพีความเครียดอาจเกิดขึ้นได้เฉพาะในแนวตั้ง (คือ เป็นการทรุดตัวที่เกิดขึ้นในลักษณะ 1 มิติ โดยที่ความเครียดที่เกิดขึ้นในแนวนอนนั้นให้เป็นศูนย์หรือไม่เกิดขึ้น) หรืออาจเกิดขึ้นได้ในลักษณะ

2 มิติ (คือ ความเครียดจะเกิดขึ้นในแนวดิ่ง และ แนวนอน นั่นคือ Plane Strain Condition) และ อาจเกิดขึ้นได้ในลักษณะ 3 มิติ (เป็นกรณีที่ไม่ใช่ขอบเขตจำกัดในทิศทางที่เกิดความเครียด)

การทรุดตัวชนิดที่เกิดขึ้นแบบทันทีนี้จะเป็นการทรุดตัวส่วนที่มีความสำคัญมากสำหรับดินเม็ดหยาบ เช่น กรวด ทราย และทรายแป้งชนิดที่ไม่มีพลาสติกซีดี ในดินจำพวกนี้การทรุดตัวที่เกิดขึ้นในมวลดินส่วนใหญ่จะเป็นการทรุดตัวที่เกิดขึ้นทันที และเกิดขึ้นได้ไม่ว่าระบบของความเครียดที่เกิดขึ้นจะเป็นในลักษณะใด การทรุดตัวของดินเม็ดหยาบเกิดจากการไหลซึมของน้ำและอากาศออกจากช่องว่างของมวลดิน ปริมาตรของมวลดินจึงมีการเปลี่ยนแปลงการไหลซึมของน้ำออกมาได้ทันทีเมื่อมีหน่วยแรงกระทำเกิดขึ้น เพราะดินเม็ดหยาบมีสัมประสิทธิ์ของการซึมสูง จึงสามารถระบายน้ำออกมาได้อย่างรวดเร็ว ในดินเม็ดหยาบการทรุดตัวที่เป็นฟังก์ชันกับเวลาอาจมีอยู่บ้างด้วยผลของครีพ (Creep) แบบระบายน้ำ แต่ปริมาณการทรุดตัวชนิดนี้มักมีไม่มากในดินเม็ดหยาบ

การทรุดตัวที่เกิดขึ้นทันทีในดินเหนียวนั้นก็เกิดขึ้นได้เช่นกัน แต่จะมีปริมาณการทรุดตัวที่น้อยกว่าการทรุดตัวแบบอัดตัวคายน้ำที่เป็นฟังก์ชันกับเวลา ขอบเขตจำกัดของทิศทางของความเครียดที่เกิดขึ้น และระดับการอิ่มตัวด้วยน้ำของดินเหนียวเป็นองค์ประกอบที่สำคัญสำหรับการทรุดตัวที่เกิดขึ้นทันที ดินเหนียวเป็นดินที่มีสัมประสิทธิ์การซึมต่ำมาก ทั้งน้ำและอากาศไม่สามารถระบายออกจากดินเหนียวได้สะดวก เมื่อดินเหนียวอิ่มตัวด้วยน้ำถูกหน่วยแรงกระทำ ทันทีที่หน่วยแรงกระทำปริมาตรของดินเหนียวจะไม่มีเปลี่ยนแปลง การทรุดตัวในแนวดิ่งจึงเกิดขึ้นได้ก็ต่อเมื่อมีการขยายตัวทางด้านข้างเพื่อให้ปริมาตรคงที่ ด้วยเหตุนี้การทรุดตัวที่เกิดขึ้นทันทีในดินเหนียวที่อิ่มตัวด้วยน้ำจึงเกิดขึ้นได้เฉพาะในระบบของหน่วยแรงและความเครียดที่ซึ่งความเครียดเกิดขึ้นได้ในลักษณะ 2 หรือ 3 มิติ สำหรับดินเหนียวที่ไม่อิ่มตัวด้วยน้ำทันทีที่หน่วยแรงกระทำปริมาตรของดินเหนียวเกิดการเปลี่ยนแปลงได้ การทรุดตัวที่เกิดขึ้นทันทีจึงเกิดขึ้นได้ไม่ว่าระบบของความเครียดจะเกิดขึ้นในลักษณะใด การเปลี่ยนแปลงในปริมาตรนี้เกิดจากการละลายของฟองอากาศในน้ำในช่องว่างของมวลดินและอากาศบางส่วนถูกขับออก การทรุดตัวที่เกิดขึ้นทันทีจากหน่วยแรงภายนอกที่มากระทำต่อดินเหนียวที่อิ่มตัวด้วยน้ำมักจะถูกเรียกว่าการทรุดตัวแบบไม่ระบายน้ำหรือ Undrained Settlement

ข. การทรุดตัวที่เป็นฟังก์ชันของเวลา (Time Dependent Settlement , ρ_T)

การทรุดตัวชนิดนี้เกิดขึ้นได้จากกลไกสามชนิด คือ

1. การทรุดตัวอันเป็นผลของขบวนการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Process)
2. การทรุดตัวที่เป็นผลของครีพทั้งในสภาพที่ไม่ระบายน้ำ
3. การระบายน้ำ การทรุดตัวที่เกิดจากการวิบัติของมวลดินเหนียวบางตำแหน่ง (Local

Yield)

เนื่องจากการก่อสร้างใช้พิภคความปลอดภัยต่ำ จนกระทั่งในบางตำแหน่งหน่วยแรงเฉือนในดินเกิดขึ้นเท่ากับกำลังแรงเฉือนของดิน ในดินเหนียวที่มีสภาพอัดแน่นปกติ การทรุดตัวที่เป็นฟังก์ชันกับเวลาเป็นส่วนที่สำคัญและการทรุดตัวจะเกิดจากกลไกทั้งสองชนิด โดยที่มีปริมาณการทรุดตัวจากขบวนการอัดตัวคายน้ำมากที่สุด

ค. การทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวครั้งที่สอง (Secondary Compression Settlement, ρ_s)

เป็นการทรุดตัวที่เกิดขึ้นภายหลังจากการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำเสร็จจึ้นลง ซึ่งมีปริมาณที่น้อยเมื่อเทียบกับปริมาณการทรุดตัว 2 แบบแรก

จากชนิดลักษณะ และกลไกการทรุดตัวที่ได้กล่าวมาแล้วนั้น การทรุดตัวรวม (ρ_T) ของมวลดินสามารถคำนวณได้ดังนี้

การทรุดตัวรวมสำหรับดินเม็ดหยาบ

$$\rho_T = \rho_i + \rho_s \quad \dots(2.11)$$

เมื่อ ρ_i คือ การทรุดตัวที่เกิดขึ้นแบบทันที

ρ_s คือ การทรุดตัวเนื่องจากครีพแบบระบายน้ำซึ่งถือว่าน้อยมากหรือเท่ากับศูนย์ ในดินเม็ดหยาบ

การทรุดตัวรวมสำหรับดินเหนียว

การทรุดตัวรวม (ρ_T) ของดินเหนียวอิมตัวด้วยน้ำขึ้นอยู่กับสภาพความเครียดที่เกิดขึ้นในดิน

1. ในกรณีที่มีความเครียดเกิดขึ้นได้เพียง 1 มิติ

$$\rho_T = \rho_c + \rho_s \quad \dots(2.12)$$

เมื่อ ρ_c คือ การทรุดตัวที่เกิดขึ้นเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำ

ρ_s คือ การทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวครั้งที่สอง (Secondary Settlement)

2. ในกรณีที่มีความเครียดเกิดขึ้นได้ 2 และ 3 มิติ

$$\rho_T = \rho_i + \rho_{cf} + \rho_s \quad \dots(2.13)$$

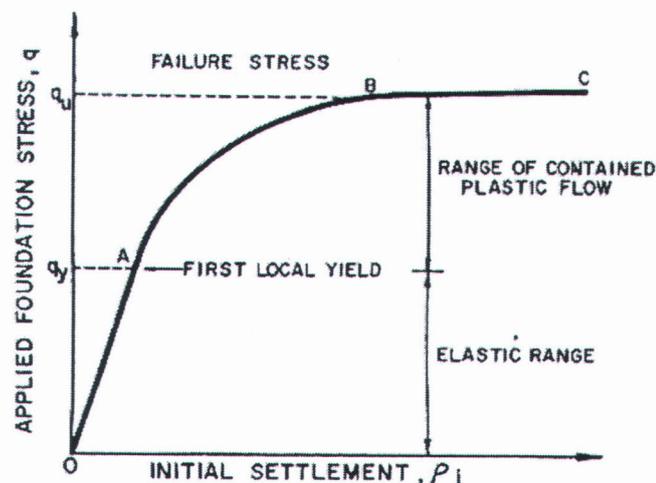
2.3.2.2 การคาดคะเนการทรุดตัวของดินเหนียว

การคาดคะเนการทรุดตัวทั้งหมดของดินเหนียวสามารถคำนวณได้จากสมการที่ 2.45 ซึ่งจำเป็นต้องคำนวณการทรุดตัวที่เกิดขึ้นแบบทันที (Immediate Settlement) การทรุดตัวที่เกิดขึ้นเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Settlement) และการทรุดตัวเนื่องจากครีพแบบระบายน้ำ (Secondary Settlement) การทรุดตัวจากกลไกต่างๆสามารถคำนวณได้ดังนี้

ก. การคาดคะเนการทรุดตัวที่เกิดขึ้นทันที (Immediate Settlement)

D'Appolonia et al. (1971) ได้อธิบายถึงพฤติกรรมทรุดตัวของมวลดินภายใต้น้ำหนักกระทำชนิดที่เกิดขึ้นทันทีที่สามารถแบ่งการวิเคราะห์ห้ออกได้ 3 ช่วง ดังแสดงในรูปที่ 2.36

1. การทรุดตัวในช่วงอีลาสติก (Elastic Range , ช่วง OA) การทรุดตัวชนิดนี้สามารถคาดคะเนได้โดยใช้ทฤษฎีอีลาสติก (Elastic Theory)
2. การทรุดตัวในช่วง AB เป็นช่วงที่เกิดการวิบัติของมวลดินเป็นจุดๆ (Local Yield) เนื่องจากหน่วยแรงเฉือนในมวลดินที่เกิดจากหน่วยแรงกระทำภายนอกมีค่าเท่ากับกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของมวลดิน ($q_u = s_u$) การเคลื่อนตัวของมวลดินจะเป็นในสภาพ Plastic Flow
3. ในช่วงที่ 3 เป็นช่วงที่มวลดินเกิดการวิบัติ เนื่องจากหน่วยแรงกระทำภายนอกมีค่ามากกว่าค่ากำลังแบกทานของมวลดิน ($q > q_{ult}$) ซึ่งในช่วงนี้จะต้องทำการวิเคราะห์เสถียรภาพ (Stability Analysis)



รูปที่ 2.44 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยน้ำหนักกับการทรุดตัว [D'Appolonia et al., 1971]

1. การคาดคะเนโดยทฤษฎีอีลาสติก (Elastic Theory)

$$\rho_i = \frac{qB(1-\nu_u^2) I_p}{E_u} \quad \dots(2.14)$$

เมื่อ

q = หน่วยแรงที่กระทำที่ทำให้เกิดการทรุดตัว (Net Bearing Stress)

B = ความกว้างด้านสั้นของฐานราก

ν_u = สัดส่วน Poisson

I_p = ค่าคงที่ขึ้นอยู่กับรูปร่างของฐานราก (Influence Factor)

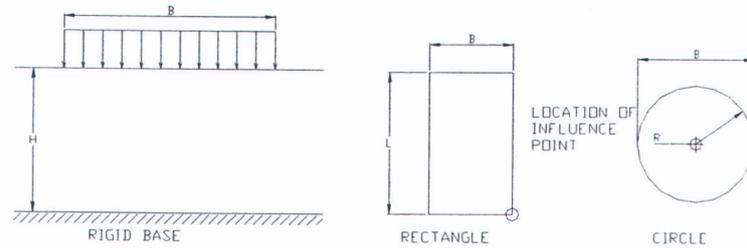
แสดงดังตารางที่ 2.7

E_u = ค่าโมดูลัสของดิน (Undrained Modulus of Elasticity)

ตารางที่ 2.8 ค่า Influence Factor, I_p

H/B	Center of Rigid Circular Area Diameter = B	Corner of Flexible Rectangular Area				
		L/B = 1	L/B = 2	L/B = 5	L/B = 10	(Strip) L/B = 1
$\nu = 0.50$						
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.5	0.14	0.05	0.04	0.04	0.04	0.04
1.0	0.35	0.15	0.12	0.10	0.10	0.10
1.5	0.48	0.23	0.22	0.18	0.18	0.18
2.0	0.54	0.29	0.29	0.27	0.26	0.26
3.0	0.62	0.36	0.40	0.39	0.38	0.37
5.0	0.69	0.44	0.52	0.55	0.54	0.52
10.0	0.74	0.48	0.64	0.76	0.77	0.73
$\nu = 0.33$						
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.5	0.20	0.09	0.08	0.08	0.08	0.08
1.0	0.40	0.19	0.18	0.16	0.16	0.16
1.5	0.51	0.27	0.28	0.25	0.25	0.25
2.0	0.57	0.32	0.34	0.34	0.34	0.34

3.0	0.64	0.38	0.44	0.46	0.45	0.45
5.0	0.70	0.46	0.56	0.60	0.61	0.61
10.0	0.74	0.49	0.66	0.80	0.82	0.81



รูปที่ 2.45 ตำแหน่งที่พิจารณาค่าแฟคเตอร์ I_p [NAFVAC DM-7.1]

2. การประมาณการทรุดตัวโดยวิธี Poulos, H.G. (1967)

Poulos, H.G. (1967) ได้เสนอวิธีการคาดคะเนการเคลื่อนตัวในแนวตั้งและการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง ภายใต้แรงกระทำแบบกระจายสม่ำเสมอ Plain Strain โดยพิจารณากรณีที่มีชั้นดินที่ไม่เกิดการเคลื่อนตัวรองรับอยู่ชั้นล่างดังแสดงในรูปที่ 2.38 การวิเคราะห์การเคลื่อนตัวจะพิจารณาที่ขอบของหน่วยแรงกระทำ โดยสมการที่ 2.47 และ สมการ 2.48

$$\rho_{ev} = \frac{ph}{\pi E} \cdot I_{st} \quad \dots(2.15)$$

$$\rho_{eh} = \frac{ph}{\pi E} \cdot I_{st} \quad \dots(2.16)$$

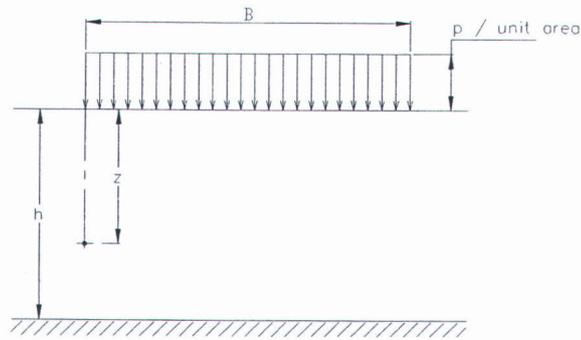
เมื่อ ρ_{ev}, ρ_{eh} = ปริมาณการเคลื่อนตัวในแนวตั้งและการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง

p = ขนาดของหน่วยแรงกระทำที่ผิวดิน

h = ความหนาของชั้นดินที่พิจารณา

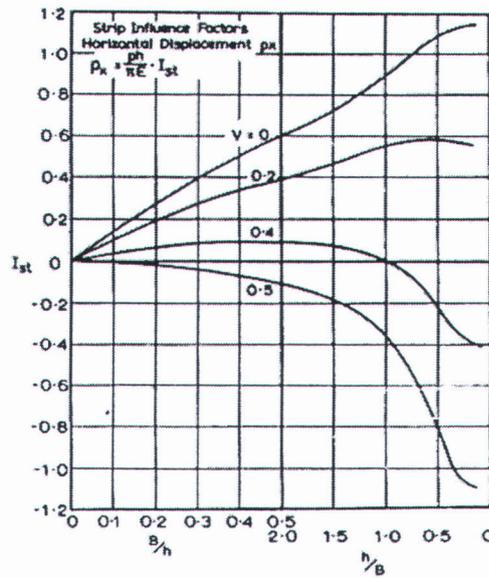
E = ค่าโมดูลัสของมวลดิน

I_{st} = ค่า Influence Factor (แสดงดังรูปที่ 2.39 และ 2.40)

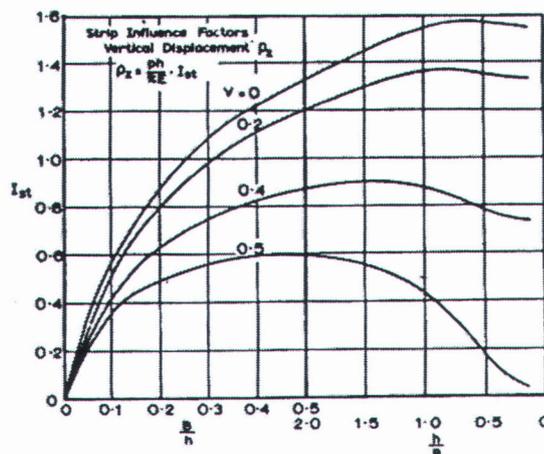


รูปที่ 2.46 ลักษณะของหน่วยแรงและมิติสำหรับการวิเคราะห์การเคลื่อนตัว

[Poulos, H.G. 1967]



รูปที่ 2.47 ค่า Influence Factor สำหรับการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวด้านข้าง [Poulos, H.G.1967]



รูปที่ 2.48 ค่า Influence Factor สำหรับการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวในแนวตั้ง [Poulos, H.G.1967]

3. การประมาณการทรุดตัวโดยวิธี D'Appolonia et al. (1971)

การประมาณการทรุดตัวกรณีเกิดการวิบัติเป็นจุดๆ เป็นการประมาณการทรุดตัวที่พิจารณาผลของการเกิดการวิบัติของมวลดินเป็นจุดๆ ซึ่งสภาพดังกล่าวเกิดขึ้นเนื่องจากสภาพของหน่วยแรงเฉือนในมวลดินที่เกิดจากหน่วยแรงภายนอกมากกระทามีค่าเท่ากับกำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรน (Su) ของมวลดิน ในสภาพดังกล่าวมวลดินจะเกิดการเคลื่อนตัวในลักษณะ Plastic Flow ซึ่งจะเกิดการทรุดตัวที่มากกว่าในสภาพที่มวลดินไม่เกิดการวิบัติเป็นจุดๆ D'Appolonia et al. (1971) ได้เสนอวิธีการประมาณการทรุดตัวที่เกิดขึ้นโดยใช้ค่าปรับแก้ (Settlement Ratio, SR) ผลของการเกิดการวิบัติเป็นจุดๆ ในมวลดิน ดังสมการที่ 2.49

$$\rho_i = \frac{\rho_e}{SR} \quad \dots(2.17)$$

- เมื่อ
- ρ_i = การทรุดตัวที่พิจารณาผลของการเกิดการวิบัติเป็นจุดๆ
 - ρ_e = การทรุดตัวที่เกิดขึ้นทันทีจากทฤษฎีอีลาสติก
 - SR = ค่าปรับแก้ผลของการเกิดการวิบัติเป็นจุดๆ ในมวลดิน

ค่าแฟคเตอร์ SR เป็นค่าแฟคเตอร์ที่ขึ้นอยู่กับ

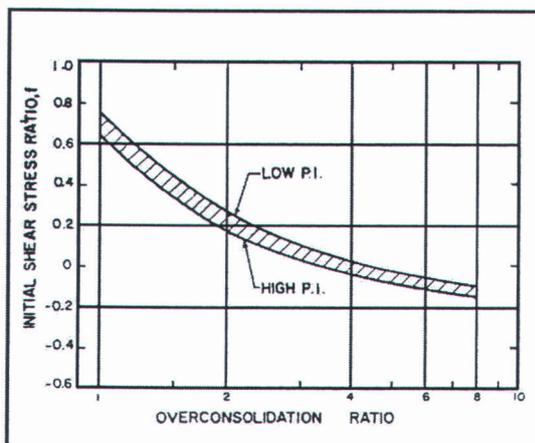
1. อัตราส่วน $\frac{H}{B}$

- เมื่อ
- H = ความหนาของชั้นดิน
 - B = ความกว้างของหน่วยแรงภายนอกที่มากกระทา

2. ค่าอัตราส่วนหน่วยแรงเริ่มต้น (Initial Stress Ratio , f) โดยที่

$$f = \frac{q_o}{S_u} = \frac{(\sigma'_{vo} - \sigma'_{ho})}{2S_u} = \frac{(1 - K_o)\sigma'_{vo}}{2S_u} \quad \dots(2.18)$$

ค่าอัตราส่วนหน่วยแรงเริ่มต้น (f) เป็นค่าที่เป็นฟังก์ชันของค่า K_o และ ค่า OCR ดังแสดงในรูปที่ 2.48



รูปที่ 2.49 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า f กับค่า OCR [NAVFAC DM-7.1]

ข. การคาดคะเนการทรุดตัวที่เกิดขึ้นจากการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Settlement)

การคาดคะเนการทรุดตัวที่เกิดขึ้นจากการอัดตัวคายน้ำ (ρ_{cf}) ที่ใช้กันมาจากผลของการทดสอบการอัดตัวคายน้ำแบบ 1 มิติ แล้วมีการปรับแก้สำหรับผลของความเครียดที่เกิดขึ้นได้ในลักษณะ 2 และ 3 มิติ ในแต่ละวิธีคำนวณได้จาก

$$\rho_{cf} = \sum_{i=1}^{i=n} \epsilon_{vi} H_i \quad \dots(2.19)$$

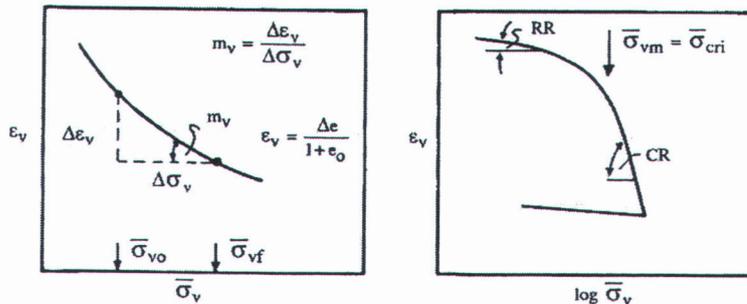
- เมื่อ ρ_{cf} = ค่าการทรุดตัวสุดท้ายเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำ
- ϵ_{vi} = ความเครียดในแนวตั้งที่จุดกึ่งกลางของชั้นดินแต่ละชั้นที่แบ่ง
- H_i = ความหนาของชั้นดินแต่ละชั้นที่แบ่ง
- n = จำนวนชั้นย่อยที่แบ่ง

1. การคาดคะเนโดยวิธีการของ Terzaghi and Peck (1948)

วิธีการของ Terzaghi and Peck (1948) ใช้สมมุติฐานว่า ρ_{cf} ที่เกิดในสนามไม่ว่าจะเกิดในสภาพความเครียดลักษณะใด สามารถคาดคะเนได้โดยคำนวณ ρ_{cf} ที่คิดในสภาพที่ความเครียดเกิดขึ้นในลักษณะเพียง 1 มิติ เช่นเดียวกับการทดสอบการอัดตัวคายน้ำแบบ 1 มิติ

ดังนั้น $\epsilon_{vi} = m_{vi} \Delta \bar{\sigma}_{vi}$

โดยค่า m_{vi} ซึ่งได้จากการทดสอบการอัดตัวคายน้ำแบบ 1 มิติดังแสดงในรูปที่ 2.49 ซึ่งจะหาให้สอดคล้องกับระดับของหน่วยแรงที่เกิดขึ้นจริง นั่นคือจาก $\bar{\sigma}_v = \bar{\sigma}_{vo}$ ไปยัง $\bar{\sigma}_v = \bar{\sigma}_{vf}$ โดย $\bar{\sigma}_{vf} = \bar{\sigma}_{vo} + \Delta \bar{\sigma}_v$ และ $\Delta \bar{\sigma}_v = \Delta \sigma_v$



รูปที่ 2.50 ความสัมพันธ์ระหว่าง Stress กับ Strain จากการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ

สมการที่ใช้สำหรับการประเมินค่าการทรุดตัวของ Terzaghi and Peck (1948)

$$\rho_{cf} = \sum_{i=1}^{i=n} m_{vi} \Delta \bar{\sigma}_{vi} H_i \quad (2.20)$$

Bjerrum (1972) เสนอการปรับปรุงการใช้การคาดคะเน ρ_{cf} โดยใช้ค่า Recompression Ratio, RR ค่า Compression Ratio, CR และค่า $\bar{\sigma}_{vm}$

- ในกรณีที่ดินอยู่ในสภาพอัดแน่นปกติ (Normally Consolidate Clay , OCR = 1.0)

$$\mathcal{E}_{vi} = CR_i \log \frac{\bar{\sigma}_{vo_i} + \Delta \bar{\sigma}_{vi}}{\bar{\sigma}_{vo_i}}$$

$$\text{และ } \rho_{cf} = \sum_{i=1}^{i=n} CR_i \log \frac{\bar{\sigma}_{vo_i} + \Delta \bar{\sigma}_{vi}}{\bar{\sigma}_{vo_i}} H_i \quad (2.21)$$

- ในกรณีที่ดินอยู่ในสภาพอัดแน่นเกินตัว (Over Consolidate Clay) ก่อนที่มีหน่วยแรงมากระทำ

และ $\bar{\sigma}_{vf} = \bar{\sigma}_{vo} + \Delta \bar{\sigma}_v > \bar{\sigma}_{vm}$

$$\mathcal{E}_{vi} = RR_i \log \frac{\bar{\sigma}_{vm_i}}{\bar{\sigma}_{vo_i}} + CR_i \log \frac{\bar{\sigma}_{vf_i}}{vm_i}$$

$$\text{และ } \rho_{cf} = \sum_{i=1}^{i=n} \left(RR_i \log \frac{\bar{\sigma}_{vm_i}}{\bar{\sigma}_{vo_i}} + CR_i \log \frac{\bar{\sigma}'_{vf_i}}{\bar{\sigma}'_{vm_i}} \right) H_i \quad (2.22)$$

- ในกรณีที่ดินอยู่ในสภาพอัดแน่นเกินตัว (Over Consolidate Clay) ก่อนที่มีหน่วยแรงมากระทำ

และ $\bar{\sigma}_{vf} = \bar{\sigma}_{vo} + \Delta \bar{\sigma}_v \leq \bar{\sigma}_{vm}$

$$\mathcal{E}_{vi} = RR_i \log \frac{\bar{\sigma}_{vf_i}}{\bar{\sigma}_{vo_i}}$$

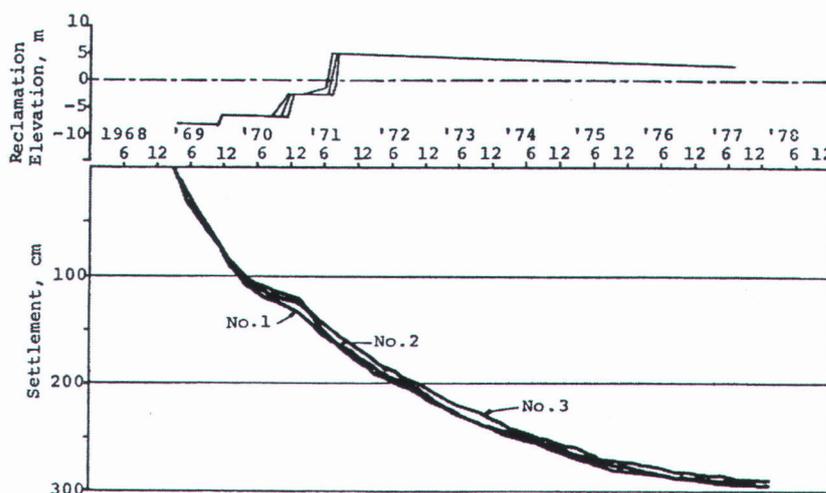
$$\text{และ } \rho_{cf} = \sum_{i=1}^{i=n} \left(RR_i \log \frac{\bar{\sigma}_{vf_i}}{\bar{\sigma}_{vo_i}} \right) H_i \quad (2.23)$$

เมื่อ $\bar{\sigma}_{voj}$, $\bar{\sigma}_{vmj}$, $\bar{\sigma}_{vfj}$ = หน่วยแรงประสิทธิผลที่กึ่งกลางชั้นดินชั้น i

CR_i , RR_i และ m_{vi} = คุณสมบัติของดินชั้น i โดยได้จากการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ

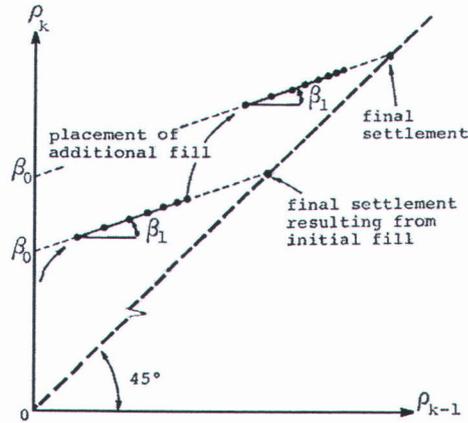
2 การประมาณการทรุดตัวโดยวิธีของ ASAOKA (1978)

Asaoka (1978) ได้เสนอวิธีการประมาณการทรุดตัวในช่วงการอัดตัวคายน้ำ (consolidate) โดยวิธีการใช้กราฟ ซึ่งมีพื้นฐานมาจากการคำนวณการทรุดตัว 1 มิติ โดยที่พิจารณากรณีที่หน่วยแรงกระทำคงที่ การประมาณการทรุดตัวโดยวิธีของ Asaoka (1978) เป็นวิธีการใช้วิธีกราฟซึ่งมีข้อมูลการทรุดตัวที่วัดในสนาม กรณีศึกษาของ Asaoka ได้ทำการศึกษาการทรุดตัวที่โครงการ Kobe Port โดยได้ทำการวัดผลการทรุดตัวที่เกิดขึ้นจริง ซึ่งได้ผลการทรุดตัวดังรูปที่ 2.44 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างการทรุดตัวกับเวลา

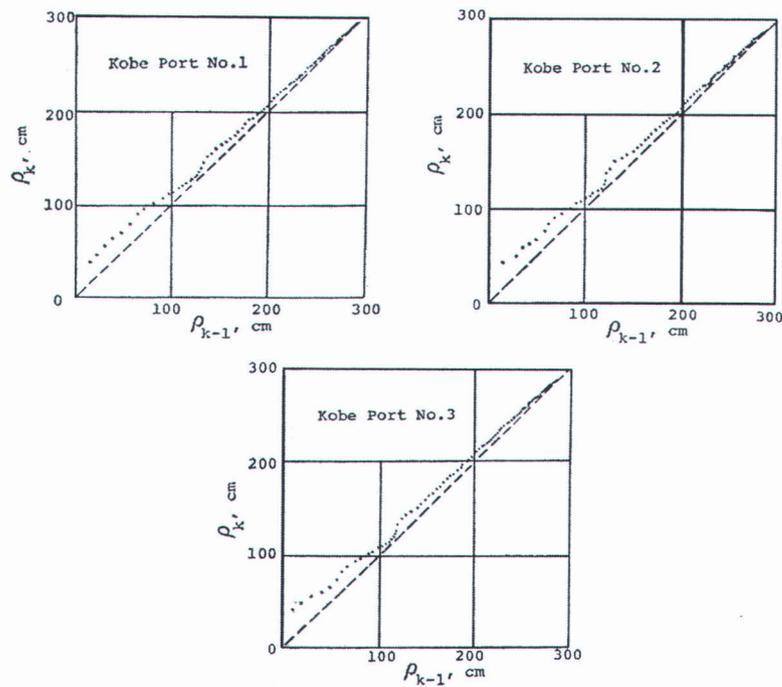


รูปที่ 2.51 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างการทรุดตัว กับ เวลา [Asaoka.,1978]

สำหรับวิธีการประมาณการทรุดตัวของ Asaoka จะใช้วิธีการสร้างกราฟความสัมพันธ์ของการทรุดตัวที่เกิดขึ้นจริง โดยประกอบด้วยข้อมูลที่ได้จากสนามโดยกำหนดให้มีข้อมูลการทรุดตัว k ค่า ($\rho_1, \rho_2, \rho_3, \dots, \rho_{k+1}$) โดยที่ข้อมูลที่วัดได้นี้ต้องมีหน่วยแรงกระทำคงที่ จากนั้นนำข้อมูลมาพล็อตความสัมพันธ์ระหว่างค่า ρ_k กับค่า ρ_{k-1} ($k = 1, 2, 3, \dots, k$) ดังแสดงในรูปที่ 2.45 ซึ่งจะได้กราฟดังแสดงในรูปที่ 2.46 ซึ่งได้แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง ρ_k กับ ρ_{k-1}



รูปที่ 2.52 กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง ρ_K กับ ρ_{K-1} [Asaoka.,1978]



รูปที่ 2.53 กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง ρ_K กับ ρ_{K-1} [Asaoka.,1978]

จากรูปที่ 2.52 Asaoka ได้เสนอความสัมพันธ์ระหว่าง ρ_K กับ ρ_{K-1} ดังนี้

$$\rho_K = \beta_0 + \beta_1 \rho_{K-1} \quad \dots(2.24)$$

เมื่อ β_0 = ค่าการทรุดตัวที่เส้นกราฟตัดกับแกน ρ_k

β_1 = ค่าความลาดชันของเส้นตรงที่ลากผ่านจุดข้อมูลที่พล็อต

ค่าการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำสุดท้าย (ρ_{cf}) สามารถหาได้จากการเขียนเส้นที่ทำมุม 45° ดังแสดงในรูปที่ 2.45 ซึ่งจะได้จุดตัดกับเส้นกราฟค่าการทรุดตัวที่เวลาต่างๆ ซึ่งจุดตัด

ดังกล่าวจะเป็นค่าการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำสุดท้าย (ρ_{cf}) เพราะ ณ จุดสิ้นสุดการทรุดตัวแบบอัดตัวคายน้ำนั้น

$$\rho_k = \rho_{k-1} = \rho_{cf}$$

หรือ
$$\rho_{cf} = \frac{\beta_0}{1 - \beta_1} \quad \dots(2.25)$$

นอกจากนี้ Asaoka และ Magman and Mieussens (1980) ได้เสนอวิธีการหาค่า Coefficient of Consolidation, C_v ได้จาก

$$C_v = -\frac{5}{12} H_d^2 \frac{\ln \beta_1}{\Delta t} \quad \dots(2.26)$$

เมื่อ H_d = ความหนาของชั้นดินที่น้ำซึมผ่าน (Drain Path)
 Δt = ช่วงระยะเวลา

2.3.2.3 การคาดคะเนอัตราการทรุดตัว (Rate of Consolidation)

อัตราความเร็วของการทรุดตัวของดิน คือ เวลาที่ใช้ในการทรุดตัวหรือยุบอัดตัวของดิน จะเร็วหรือช้าขึ้นอยู่กับน้ำหนักที่กระทำ การกระจายตัวของน้ำหนัก ความสามารถในการไหลซึมผ่านได้ของน้ำในมวลดินระยะทางที่น้ำไหลออกจากมวลดิน การคาดคะเนอัตราการทรุดตัวเป็นการหาค่าการทรุดตัวที่เป็นฟังก์ชันกับเวลา การทรุดตัวเนื่องจากกระบวนการอัดตัวคายน้ำเกิดจากการที่น้ำไหลออกจากช่องว่างในมวลดินเหนียว นั่นคือ เมื่อมีหน่วยแรงภายนอกกระทำกับมวลดินจะทำให้เกิดแรงดันน้ำส่วนเกิน (Excess Pore Pressure) เกิดขึ้น ซึ่งมีผลให้ระดับเสดของน้ำในมวลดินในแต่ละจุดมีค่าที่แตกต่างกัน และเมื่อหน่วยแรงภายนอกที่มากกระทำมีค่าคงที่ก็จะทำให้แรงดันส่วนเกินที่เกิดขึ้นนั้นมีการระบายออก โดยที่น้ำจะไหลออกจากมวลดินจากจุดที่มีค่าระดับเสดของน้ำที่สูงไปยังจุดที่มีค่าระดับเสดของน้ำที่ต่ำกว่า การระบายน้ำออกจากมวลดินจะหยุดก็ต่อเมื่อระดับเสดของน้ำในแต่ละจุดมีค่าเท่ากัน นั่นคือแรงดันน้ำส่วนเกินมีค่าเท่ากับศูนย์ ($\Delta u = 0$) และการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำก็จะสิ้นสุด

1 ทฤษฎีการอัดตัวคายน้ำแบบ 1 มิติ

ทฤษฎีของ Terzaghi (1925)

Terzaghi (1925) ได้พิจารณาสภาพของหน่วยแรงที่มากกระทำที่ผิวดินในสภาพที่มวลดินเกิดการเคลื่อนตัวได้เพียง 1 มิติในแนวตั้ง ซึ่งสภาพดังกล่าวจะเกิดขึ้นได้ก็ต่อเมื่อด้านกว้างของพื้นที่หน่วยแรงกระทำมีความกว้างกว่าความลึกของชั้นดินมาก Terzaghi (1925) ได้ตั้งสมมุติฐานสำหรับพฤติกรรมของดินเหนียวดังนี้

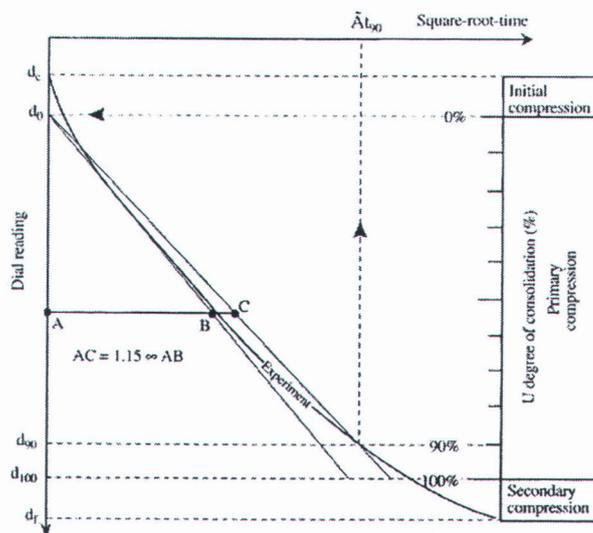
1. ดินเหนียวเป็นดินที่มีเนื้อเดียวกัน (Homogeneous)

2. ดินเหนียวอิ่มตัวด้วยน้ำ (Saturate Clay)
3. การทรุดตัวของดินเหนียวเกิดจากการเปลี่ยนแปลงปริมาตรเนื่องจากน้ำถูกบีบออกจากช่องว่างระหว่างเม็ดดินเพียงอย่างเดียว
4. การทรุดตัวเกิดขึ้นได้เพียง 1 มิติ ในแนวตั้ง
5. กฎของ Darcy นำมาใช้ได้
6. ค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่าน (k) และสัมประสิทธิ์การอัดตัวเชิงปริมาตร (mv) มีค่าคงที่ระหว่างการอัดตัวคายน้ำ

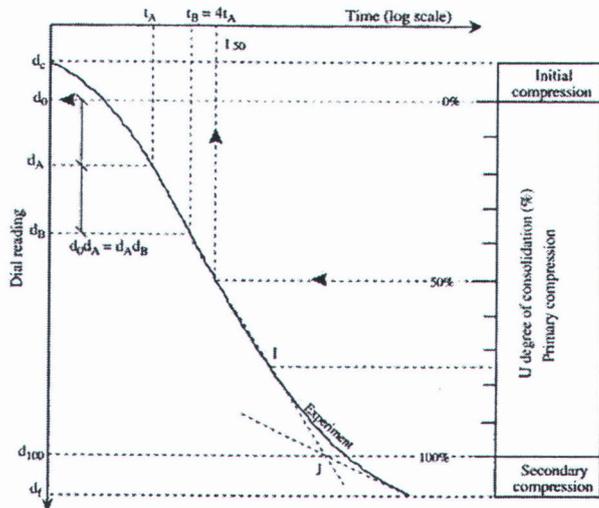
จากสมมุติฐานดังกล่าวข้างต้นสามารถคาดคะเนระดับการอัดตัวคายน้ำ (Degree of Consolidation, U_z) ได้จาก

$$U_z = \frac{\Delta u_o - \Delta u}{\Delta u_o} = 1 - \frac{\Delta u}{\Delta u_o} \quad \dots(2.27)$$

อัตราความสามารถในการยุบอัดตัวจะขึ้นอยู่กับค่าสัมประสิทธิ์การอัดตัวคายน้ำ (Coefficient of Consolidation) ซึ่งเป็นตัวแปรที่มีความสำคัญโดยที่ค่าตัวแปรดังกล่าวสามารถหาได้จากการทดสอบการอัดตัวคายน้ำในห้องปฏิบัติการ (Consolidation Test) โดยวิธีการ \sqrt{t} ของ Taylor (1942) ดังแสดงในรูปที่ 2.47 หรือใช้วิธีการ $\log t$ ดังแสดงในรูปที่ 2.48 หรือหากจากวิธีการของ Asaka (1978) ดังสมการที่ 2.59

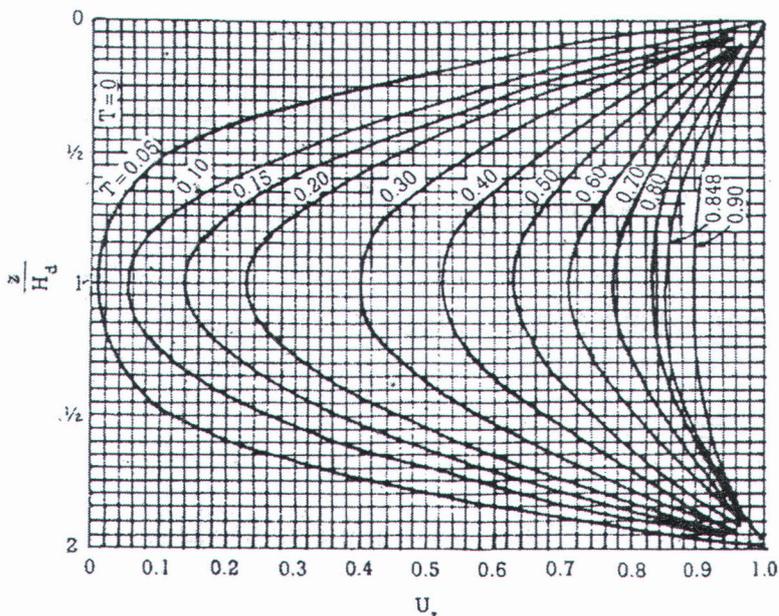


รูปที่ 2.54 การหาค่า C_v โดยวิธีการ [Bardet, J.P., 1997]



รูปที่ 2.55 การหาค่า C_v โดยวิธีการ $\log t$ [Bardet, J.P., 1997]

ระดับการอัดตัวคายน้ำสามารถแสดงได้ดังรูปที่ 2.49 เป็นฟังก์ชันกับค่าตัวประกอบเวลา T_v การใช้รูปที่ 2.49 ได้นั้นต้องทราบค่าสัมประสิทธิ์การอัดตัวคายน้ำ (C_v) และสำหรับค่า U_z ใช้ได้กรณีที่แรงดันน้ำส่วนเกินมีค่าคงที่ กับความลึก



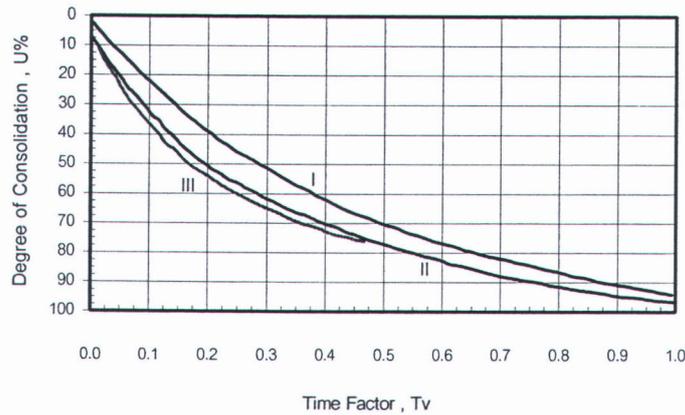
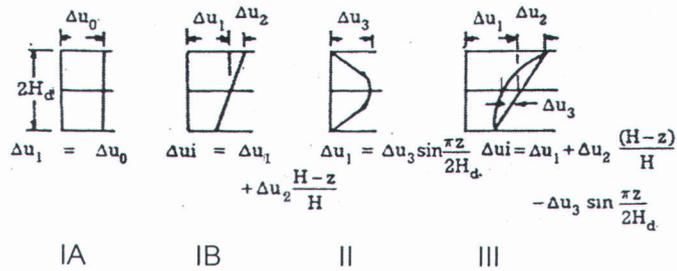
รูปที่ 2.56 ระดับการอัดตัวคายน้ำ U_z กับ $\frac{z}{H_d}$

นอกจากนี้ Terzaghi (1925) ได้เสนอความสัมพันธ์ระหว่าง U_z กับ T_v ดังนี้

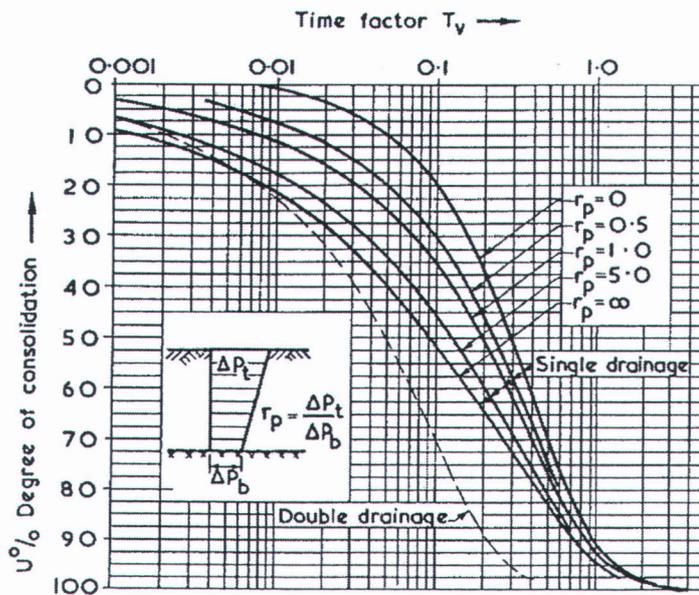
$$0 < U_z < 53\%; \quad T_v = \frac{\pi}{4} \left(\frac{U_z}{100} \right)^2 \quad \dots(2.28)$$

$$53\% \leq U_z \leq 100\%; \quad T_v = 1.781 - 0.933 \log(100 - U_z) \quad \dots(2.29)$$

สำหรับค่า U_z ที่ได้แสดงในรูปที่ 2.49 ใช้ได้กรณีที่แรงดันน้ำส่วนเกิน (Δu) มีค่าคงที่ กับ ความลึก ในกรณีที่แรงดันน้ำส่วนเกินมีค่าแตกต่างกันสามารถหาค่าความสัมพันธ์ระหว่าง U_z กับ T_v ได้จากกราฟที่แสดงในรูปที่ 2.50 และรูปที่ 2.51



รูปที่ 2.57 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า U_z กับ T_v กรณีที่มีลักษณะต่างๆและน้ำไหลซึมสู่ชั้นบน - ล่างได้



รูปที่ 2.58 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า U_z กับ T_v กรณีที่เปลี่ยนแปลงตามความลึกในลักษณะ

เชิงเส้นและน้ำไหลซึมสู่ชั้นบนได้ทิศทางเดียว [Simon,N.E.and
Menzies,B.K.,1977]

ในกรณีที่ต้องการทราบค่าระดับการอัดตัวคายน้ำ ณ เวลาใดเวลาหนึ่ง สามารถคำนวณได้
จาก

$$U_z = \frac{\rho_{ct}}{\rho_{cf}} \dots(2.30)$$

เมื่อ ρ_{ct} = ค่าการทรุดตัวที่เวลาใดเวลาหนึ่ง
 ρ_{cf} = ค่าการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำ

2 ทฤษฎีการอัดตัวคายน้ำแบบ 2 และ 3 มิติ

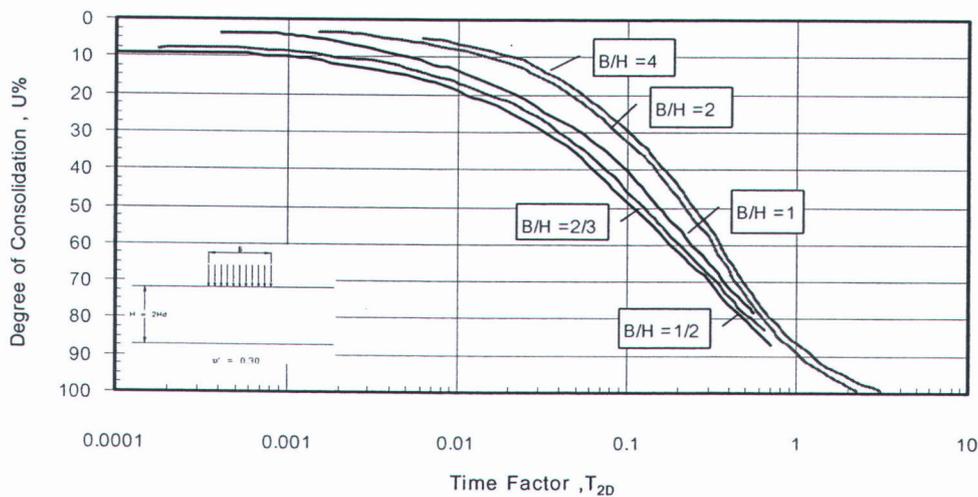
สำหรับการคาดคะเนอัตราการทรุดตัวแบบ 2 และ 3 มิติ ใช้กรณีที่น้ำสามารถไหล
ระบายออกจากมวลดินได้ 2 และ 3 ทิศทาง นั่นคือสามารถระบายได้ในแนวแกน x y หรือ x y z
ตามลำดับ ปัญหาคันดินเป็นปัญหาที่ขบวนการอัดตัวคายน้ำเกิดขึ้นได้ 2 มิติ อัตราการทรุดตัวใน
สภาพ 2 และ 3 มิติจะเร็วกว่าอัตราการทรุดตัวที่เกิดขึ้นในสภาพ 1 มิติ

การคาดคะเนอัตราการทรุดตัวโดยวิธีของ Lacasse et al (1975)

สำหรับการคาดคะเนโดยวิธีของ Lacasse et al (1975) สามารถแยกออกตาม
อัตราส่วนค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านในแนวนอนต่อค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านในแนวตั้ง ได้ 2 กรณี

$$\frac{k_h}{k_v} = 1.00$$

คือ กรณีที่ k_v และน้ำสามารถไหลซึมสู่ชั้นทรายในชั้นบนและชั้นล่างได้ เมื่อ U' ของดิน
เหนียวมีค่าเท่ากับ 0.3 อัตราการทรุดตัวดังแสดงในรูปที่ 2.52



รูปที่ 2.59 ระดับการอัดตัวคายน้ำ U_z เป็นฟังก์ชันของ T_{2D} และ $\frac{B}{H}$ เมื่อ $k_h = k_v$

2. กรณีที่ $\frac{k_h}{k_v} \geq 1.00$ และน้ำสามารถไหลซึมสู่ชั้นทรายในชั้นบนและชั้นล่างได้ เมื่อ u' ของดินเหนียวมีค่าเท่ากับ 0.3 การหาความสัมพันธ์ระหว่าง ρ_c กับ t ที่เวลาใดเวลาหนึ่งได้จาก

$$t = t_v \frac{T_{2D}}{T_v} \cdot \frac{1}{\alpha \sqrt{k_h / k_v}} \quad \dots (2.31)$$

เมื่อ

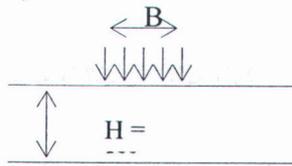
T_v , T_{2D} = ค่าตัวประกอบเวลา (Time factor) ในสภาพ 1 และ 2 มิติ ตามลำดับ

t_v = เวลาที่ใช้ในการระบายออกของน้ำในสภาพ 1 มิติ

α = ค่าแฟคเตอร์ ที่ขึ้นอยู่กับค่า U , อัตราส่วน $\frac{B}{H}$ และอัตราส่วน $\frac{k_h}{k_v}$

ดังแสดงในรูปที่ 2.53

$$t = (t_v) \left(\frac{T_{v2D}}{T_{v1D}} \right) \left(\frac{1}{\alpha \sqrt{k_h / k_v}} \right)$$



รูปที่ 2.60 กราฟแสดงค่าการระบายน้ำเทียบกับพารามิเตอร์เวลา α

ตารางที่ 2.9 สมการสำหรับการหาค่า C_c และ CR สำหรับดินเหนียวกรุงเทพฯ (พรสวัสดิ์, 2549)

สมการ	ลักษณะดินที่ใช้	อ้างอิงจาก
$C_c = 0.000195w_n^2 + 0.00671w_n - 0.014$	All Clays	Muktabhant et al (1966)
$C_c = -0.08 + 0.01w_n$ $C_c = -0.11 + 0.47e_o$	Stiff Clays	Adikari (1977)
$C_c = 0.20 + 0.008w_n$ $C_c = 0.21 + 0.008w_L$ $C_c = 0.22 + 0.29e_o$ $C_c = 0.20 + 0.008w_L + 0.009e_o$	Soft Clays	Adikari (1977)
$C_c = -0.014 + 0.010w_n$ $C_c = -0.015 + 0.38e_o$ $C_c = -0.941 + 1.057e_o$	All Clays	Adikari (1977)
$C_c = 0.027(w_n - 14.86)$ $C_r = 0.005(w_n - 17.75)$	2 nd Stiff Clay Layer	Somsak (1985)
$CR = 0.0043w_n$ $CR = 0.0045w_L$	Soft Marine Clays	Cox (1968)
$CR = -0.037 + 0.00566w_n$ $CR = -0.013 + 0.00463w_L$	All Clays	Tonyagate (1978)
$CR = 0.0057w_n - 0.037$ $CR = 0.0046w_n - 0.013$	Bangkok Clays	Balasubraminium & Branner (1981)
$CR = 0.0050w_n$ for $w_n > 40\%$ $RR = 0.0012 (w_n - 20)$	Soft Clays	A.I.T. (1981)
$CR = 0.0025 w_n$ for $w_n < 40\%$ $RR = 0.0030 (w_n - 10)$	Stiff Clays	A.I.T. (1981)
$CR = 0.012 (w_n - 13.71)$ $RR = 0.0035 (w_n - 22.90)$	1 st Stiff Bangkok Clay Layer	Somsak (1985)

2.4 การวิเคราะห์เสถียรภาพของดิน (Bearing Capacity Analysis)

หลักการแรงเฉือนของ Ladd (1963)

ในปี ค.ศ. 1963 Ladd ได้เสนอหลักการเบื้องต้นของกำลังรับแรงเฉือนไว้ 3 ข้อ ซึ่งได้สรุปมาจากผลงานวิจัยต่างๆ ที่ผ่านมา และได้นำมารวบรวมไว้ดังนี้

ก. หลักการที่ 1

ค่ากำลังแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำกับค่าหน่วยแรงประสิทธิผล ณ จุดวิบัติ (Effective Stress at Failure, σ'_{ff}) มีความสัมพันธ์อันหนึ่งกัน (Unique Relation) ซึ่งมีความสัมพันธ์ขึ้นอยู่กับค่าหน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดที่มวลดินเคยได้รับตามธรรมชาติ (σ'_p) และค่าหน่วยแรงรวมหลัก (Intermediate Principal Stress, σ_2)

ข. หลักการที่ 2

ค่าปริมาณความชื้น (Water Content, W) หน่วยแรงเฉือน (Shear Stress) และหน่วยแรงประสิทธิผล (σ') มีความสัมพันธ์อันหนึ่งกัน (Unique Relation) ซึ่งความสัมพันธ์ขึ้นอยู่กับค่าหน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดที่มวลดินเคยได้รับตามธรรมชาติ (σ'_p) ถ้าดินนั้นมีค่า OCR มากกว่าหนึ่ง และค่าหน่วยแรงรวมหลัก (Intermediate Principal Stress, σ_2) ค่าใดค่าหนึ่ง

ค. หลักการที่ 3

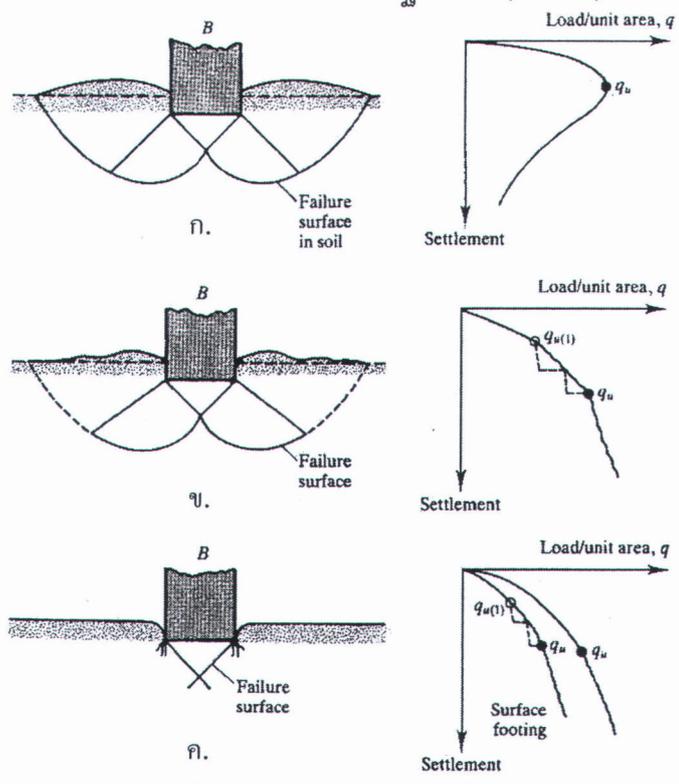
ค่าปริมาณความชื้น ณ จุดวิบัติ (W_f) หน่วยแรงเฉือน (Shear Stress) และหน่วยแรงประสิทธิผล ณ จุดวิบัติ (σ'_{ff}) มีความสัมพันธ์อันหนึ่งกัน ณ ที่ค่าหน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดที่มวลดินเคยได้รับตามธรรมชาติ (σ'_p) และหน่วยแรงรวมหลัก (σ_2) เดียวกัน

การวิเคราะห์ห่ออกแบบฐานรากมีความจำเป็นอย่างยิ่งที่จะต้องทำการวิเคราะห์เสถียรภาพด้านกำลังรับแรงแบกทาน ทั้งนี้เพราะต้องตรวจสอบความสามารถของดินที่รองรับสิ่งก่อสร้างต่างๆ เพื่อให้สิ่งก่อสร้างนั้นสามารถที่จะทำการก่อสร้างและใช้งานได้ตามวัตถุประสงค์ที่ต้องการ ลักษณะพฤติกรรมการวิบัติของฐานรากที่วางอยู่บนชั้นดินต่างชนิดกันหรือชั้นดินที่มีคุณสมบัติทางวิศวกรรมต่างกันย่อมมีลักษณะการวิบัติที่แตกต่างกันไป การวิบัติของฐานรากเนื่องจากกำลังรับแรงแบกทานไม่เพียงพอสามารถแยกออกได้ 3 รูปแบบ ดังแสดงในรูปที่ 2.54 โดยมีดังต่อไปนี้คือ

1. การวิบัติแบบ General Shear Failure การวิบัติในลักษณะนี้เกิดขึ้นในกรณีที่ฐานรากวางอยู่บนชั้นดินที่มีสภาพแน่น เช่น ทรายแน่น (Dense sand) หรือ ดินเหนียวแข็ง (Stiff Clay) ลักษณะการวิบัติแสดงดังรูปที่ 2.54ก. ซึ่งฐานรากที่วางบนชั้นดินดังกล่าว ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงแบกทานกับการทรุดตัวในช่วงแรกมีความชันของ

กราฟต่ำและเมื่อรับน้ำหนักถึงจุดสูงสุด (q_{ult}) จะเกิดการวิบัติทันทีโดยจะมีการเคลื่อนตัวสูงมากในขณะที่กำลังรับแรงแบกทานก็จะลดลง

2. การวิบัติแบบ Local Shear Failure การวิบัติในลักษณะนี้เกิดขึ้นในกรณีที่ฐานรากวางอยู่บนชั้นดินที่มีสภาพแน่นปานกลาง เช่น ทรายแน่นปานกลาง (Medium sand) หรือ ดินเหนียวแข็งปานกลาง (Medium Clay) ลักษณะการวิบัติแสดงดังรูปที่ 2.54ข. ซึ่งฐานรากที่วางบนชั้นดินดังกล่าวความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงแบกทานกับการทรุดตัวในช่วงแรกมีความชันของกราฟจะสูงกว่าการวิบัติแบบแรกและจะไม่ปรากฏจุดสูงสุดที่ชัดเจน และการเคลื่อนตัวของดินด้านข้างฐานราก (Heave) จะมีปริมาณที่ต่ำกว่า
3. การวิบัติแบบ Punching Shear Failure การวิบัติในลักษณะนี้เกิดขึ้นในกรณีที่ฐานรากวางอยู่บนชั้นดินที่มีสภาพหลวมหรือดินอ่อน เช่น ทรายหลวม (Loose sand) หรือ ดินเหนียวอ่อน (Soft Clay) ลักษณะการวิบัติแสดงดังรูปที่ 2.54ค. ซึ่งฐานรากที่วางบนชั้นดินดังกล่าวความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงแบกทานกับการทรุดตัวในช่วงแรกมีความชันของกราฟจะสูงกว่าการวิบัติแบบแรกและจะไม่ปรากฏจุดสูงสุดที่ชัดเจน และการเคลื่อนตัวของดินด้านข้างฐานราก (Heave) จะไม่ปรากฏ

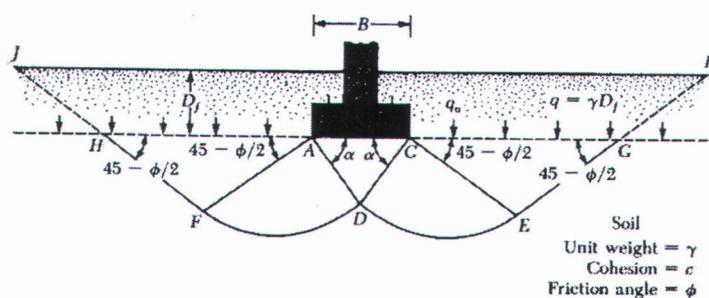


รูปที่ 2.61 รูปแบบการวิบัติของวิบัติ ของฐานรากเนื่องจากกำลังรับแรงแบกทาน (Bearing Capacity Failure) [Vesic, 1973]

ทฤษฎีกำลังรับแรงแบกทานของ Terzaghi (1943)

Terzaghi (1943) ได้ทำการศึกษากำลังรับแรงแบกทานของฐานรากดิน โดยมีลักษณะดังรูปที่ 2.55 โดยมีสมมุติฐานดังต่อไปนี้ คือ

1. มวลดินมีสมบัติเป็น Rigid Plastic Material
2. $\frac{D_f}{B} < 1.0$
3. พื้นผิวฐานรากมีสภาพขรุขระหรือผิวหยาบ (Rough Base)
4. ฐานรากมีลักษณะเป็นฐานรากชนิดต่อเนื่องหรือ Plain Strain
5. ไม่พิจารณากำลังของมวลดินที่อยู่เหนือฐานราก
6. ลักษณะการวิบัติสามารถแยกออกเป็น 3 ส่วนคือ
 - ส่วน Radial Zone
 - ส่วน Triangular Zone
 - ส่วน Two Triangular Rankine Passive



รูปที่ 2.62 ลักษณะ Bearing Capacity Failure ของ Terzaghi (1943)

จากการศึกษาของ Terzaghi โดยอาศัยหลักการสมดุล พบว่ากำลังรับแรงแบกทานสูงสุด (q_{ult}) มีค่าเท่ากับ

$$q_{ult} = cN_c + qN_q + 0.5\gamma BN_\gamma \quad \dots(2.65)$$

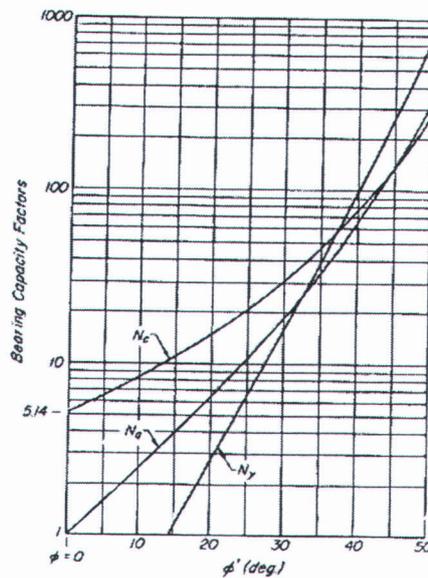
เมื่อ

c คือ กำลังรับแรงเฉือนของดินฐานราก

q คือ น้ำหนักของมวลดินเหนือฐานรากเท่ากับ γD_f

γ คือ หน่วยน้ำหนักของมวลดิน
 B คือ ความกว้างของฐานราก
 N_c, N_q, N_γ คือ Bearing Capacity Factor ขึ้นอยู่กับค่ามุมเสียดทานภายใน (ϕ)

ดังแสดงในรูปที่ 2.56



รูปที่ 2.63 Bearing Capacity Factor [Meyerhof, 1955]

ในการออกแบบฐานรากของสิ่งก่อสร้างจำเป็นที่จะต้องวิเคราะห์ความสามารถด้านกำลังรับแรงแบกทานที่มวลดินจะรองรับได้ โดยการตรวจสอบด้านเสถียรภาพของกำลังรับแรงแบกทานพิจารณาจาก

$$F.S. = \frac{q_{ult}}{q_{allow}} \quad \dots(2.66)$$

เมื่อ

q_{ult} คือ กำลังรับแรงแบกทานสูงสุด

q_{allow} คือ กำลังรับแรงแบกทานที่ยอมให้

$F.S.$ คือ ค่าความปลอดภัย โดยทั่วไปมีค่าเท่ากับ 2.5 – 3.0

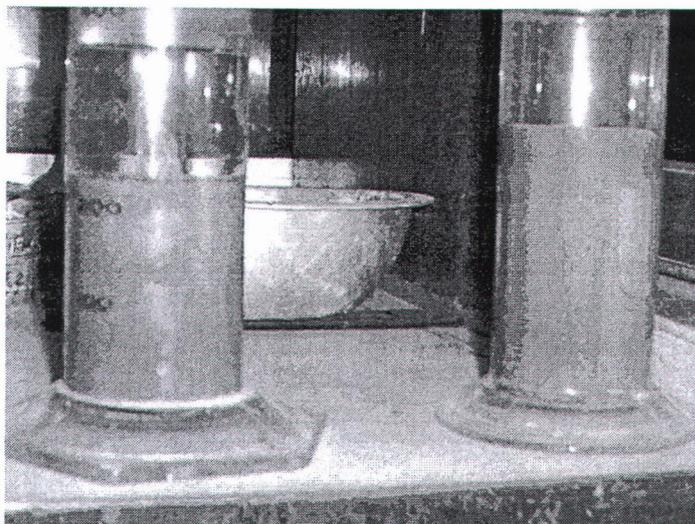
2.5 คุณสมบัติทางเคมี

โดยทั่วไปอาจแบ่งโครงสร้างของดินที่เกิดตามธรรมชาติ ตลอดจนถึงดินที่ถูกบดอัดแบ่งออกเป็น 2 รูปแบบ คือโครงสร้างแบบที่เป็นระเบียบ (dispersed) และโครงสร้างที่ไม่เป็นระเบียบ (flocculate) ซึ่งคุณสมบัติทั้งสองมีคุณสมบัติแตกต่างกันไป

ในโครงสร้างที่มีช่องว่างเดียวกัน ดินที่มีโครงสร้างแบบระเกะระกะ จะให้ค่า strength และค่า permeability ที่สูงกว่า แต่ความสามารถในการอัดตัวน้อยกว่า

ดินที่เกิดจากการตกตะกอนในทะเลส่วนใหญ่ จะมีโครงสร้างแบบระเกะระกะ ยังผลให้มีช่องว่างและปริมาณน้ำมากกว่า ดินที่ตกตะกอนในน้ำจืด ทั้งนี้เพราะความเข้มข้นของประจุในน้ำทะเลมากกว่าน้ำจืด ทำให้ double layer มีค่าลดลง ค่าแรงผลักรกิดลดลงด้วย

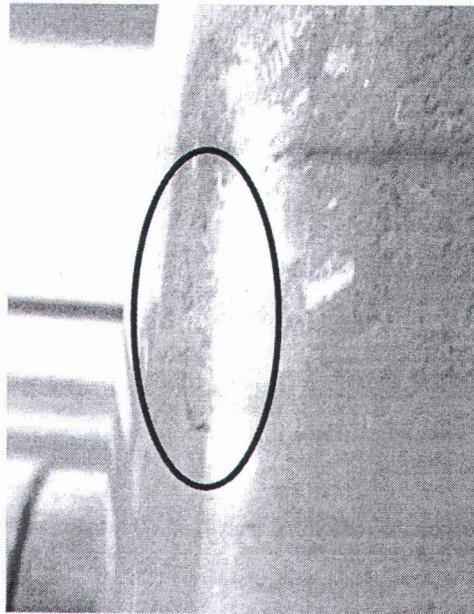
ดังนั้นดินที่ตกตะกอนในทะเลส่วนใหญ่จึงมีการ swell มากกว่าดินที่ตกตะกอนบนบก ทั้งนี้เพราะความเข้มข้นของประจุในน้ำทะเล



รูปที่ 2.64 แสดงความแตกต่างจากการใส่น้ำทะเลลงไป โดยรูปด้านขวาใส่น้ำทะเลลงไป

รูปตัวอย่างแสดงความแตกต่างถึงดินเหนียวที่นำมาจากบริเวณอ่อนนุช ที่ระดับความลึก 5 เมตร ทำการคนจนเหลวแสดงถึงการให้ OCR มีค่าใกล้เคียงกับ 1 โดยถือว่ามีความชื้นของเม็ดดินและส่วนประกอบต่าง ๆ คล้ายคลึงดินปากแม่น้ำ แล้วแบ่งปริมาณของดินให้เท่าเท่ากัน อันหนึ่งให้ตกตะกอนในน้ำจืดธรรมดา อีกอันให้ตกตะกอนในน้ำทะเล ดูการเปลี่ยนแปลงปริมาตรและลักษณะเปรียบเทียบกันโดย ให้ความเข้มข้นของเกลือ ประมาณ 3 กรัม ต่อน้ำ 100 CC จากรูปจะแสดงถึงการพองตัวของดินได้ชัดเจน

ปกติแล้วที่ทะเลบริเวณลึกๆนั้นจะมีความเข้มข้นของเกลือมากกว่าบริเวณชายฝั่ง และบริเวณปากแม่น้ำก็จะมีมีความเข้มข้นของเกลือน้อยที่สุด



รูปที่ 2.65 แสดงสภาพหลังการพองตัว มีรอยแตกร้าวสามารถสังเกตเห็นได้

Ion	Grams per Liter	Percent by weight of Total Solids
Sodium, Na +	10.56	30.61
Magnesium, Mg 2+	1.27	3.69
Calcium, Ca 2+	0.4	1.16
Potassium, K +	0.38	1.1
Strontium, Sr 2+	0.013	0.04
Chloride, Cl -	18.98	55.04
Sulfate, SO ₄ 2-	2.65	7.68
Bicarbonate, HCO ₃ -	0.14	0.41
Bromide, Br -	0.065	0.19
Fluoride, F -	0.001	-
Boric Acid, H ₃ Bo ₃	0.026	0.08

ตารางที่ 2.9 แสดงปริมาณสารต่างๆ ในทะเลทั่วไป

การรับน้ำหนักของมวลดินนั้นจะยุบตัวและทรุดลง แต่ปกติดินเหนียวหรือดินที่มีขนาดเล็กมากจะมีการไหลซึมผ่านที่ช้า ดังนั้นการอัดตัวคายน้ำดังนั้นก็เกิดการ (consolidation) ช้าตาม และการทรุดตัวก็ช้าเช่นกัน ถ้ามีความหนาของชั้นดินมากก็จะสามารถวัดการทรุดตัวได้ง่ายขึ้น

การเก็บข้อมูลการทรุดตัวจาก marine clay โดยปกติแล้วไม่ค่อยได้มีการบันทึกไว้เท่าใดนัก เพราะไม่ค่อยมีการรวบรวมข้อมูลด้านนี้เท่าใด แต่จากการใช้ค่าของดิน marine clay ที่อยู่บนบกนั้นมีค่าพารามิเตอร์ที่แตกต่างกัน

การเปรียบเทียบในตัวอย่างจากดินกรุงเทพฯและดินบางนา

ส่วนประกอบทางเคมีในดินที่ทำการทดสอบในงานวิจัยครั้งนี้คือ NaCl และ Fe_2O_3 เนื่องจากดินกรุงเทพฯ เป็นดินที่ตกตะกอนในทะเล (Marine Deposit) โครงสร้างของดินจึงมีแนวโน้มที่จะจัดเรียงกันแบบระเกะระกะ (Flocculated Structure) ดังนั้น NaCl จึงเป็นตัวบ่งชี้เสถียรภาพของโครงสร้างดิน ถ้าดินผ่านกระบวนการ Leaching จะทำให้ปริมาณ NaCl น้อยลงเมื่อเทียบกับปริมาณ NaCl ในน้ำทะเล จะส่งผลให้โครงสร้างของดินขาดเสถียรภาพและดินจะมีพฤติกรรมที่มีความไว ในขณะที่ Fe_2O_3 เป็นสารเคมีชนิดเชื่อมแน่นในมวลดิน (Chemical Cementing Agent) หากมีมากจะทำให้ดินมีพฤติกรรมเปราะบาง (Brittle) อันเป็นอีกสาเหตุหนึ่งที่ทำให้ดินมีความไว นอกจากนี้ดินที่มีสารเคมีเชื่อมแน่นยังทำให้ดินมีค่าหน่วยแรงสูงสุดในอดีตเพิ่มมากขึ้นด้วย ดังนั้นปริมาณของส่วนประกอบทางเคมีทั้ง 2 ชนิดนี้มีผลต่อโครงสร้างของมวลดิน ซึ่งจะส่งผลกระทบต่อพฤติกรรมทรุดตัวและพฤติกรรมทางด้านกำลังรับน้ำหนักของดินด้วย

สำหรับตัวอย่างดินที่จะนำไปทดสอบเลือกมาจากกระบอกตรงกลางของดินทดสอบที่ใช้ในงานวิจัยครั้งนี้ เพื่อใช้เป็นตัวแทนของตัวอย่างดินที่ใช้ในงานวิจัยโดยแบ่งออกเป็น 3 กลุ่ม ดังนี้คือ ดินบริเวณจุฬาฯ เลือกตัวอย่างจากกระบอก CST-4 เพื่อใช้เป็นตัวแทนของตัวอย่างดินซึ่งมี PI ประมาณ 40-45 % ที่ใช้ในงานวิจัย ส่วนดินบริเวณ ถ. บางนา-บางปะกง กม. 29-800 เลือกตัวอย่างดินจาก 2 กระบอกคือ กระบอก BST-5 เพื่อใช้เป็นตัวแทนของตัวอย่างดินซึ่งมี PI ประมาณ 70-75 % (2-16 ม.) ที่ใช้ในงานวิจัยและกระบอก BST-11 ซึ่งมี PI ประมาณ 55 % (ตั้งแต่ 16 ม. ลงไป) เพื่อใช้เปรียบเทียบอายุการเกิดกับตัวอย่างดินเหนียวอ่อนบริเวณจุฬาฯ

ก. ผลการทดสอบหาปริมาณ NaCl ในตัวอย่างดิน

พบว่าตัวอย่างดินบริเวณบางนา ซึ่งมี PI ประมาณ 70-75 % (2-16 ม. แรก) มีปริมาณ NaCl อยู่มากที่สุดคือ 26.4 กรัม/ลิตร ตัวอย่างดินบริเวณบางนาซึ่งมี PI ประมาณ 55 % (ตั้งแต่ 16 ม. ลงไป) มีปริมาณ NaCl อยู่ 18.0 กรัม/ลิตร และตัวอย่างดินบริเวณจุฬาฯ ซึ่งมี PI ประมาณ 40-45 % มีปริมาณ NaCl อยู่ น้อยที่สุดคือ 12.3 กรัม/ลิตร เรียงตามลำดับจากมากไปหาน้อย จะเห็น

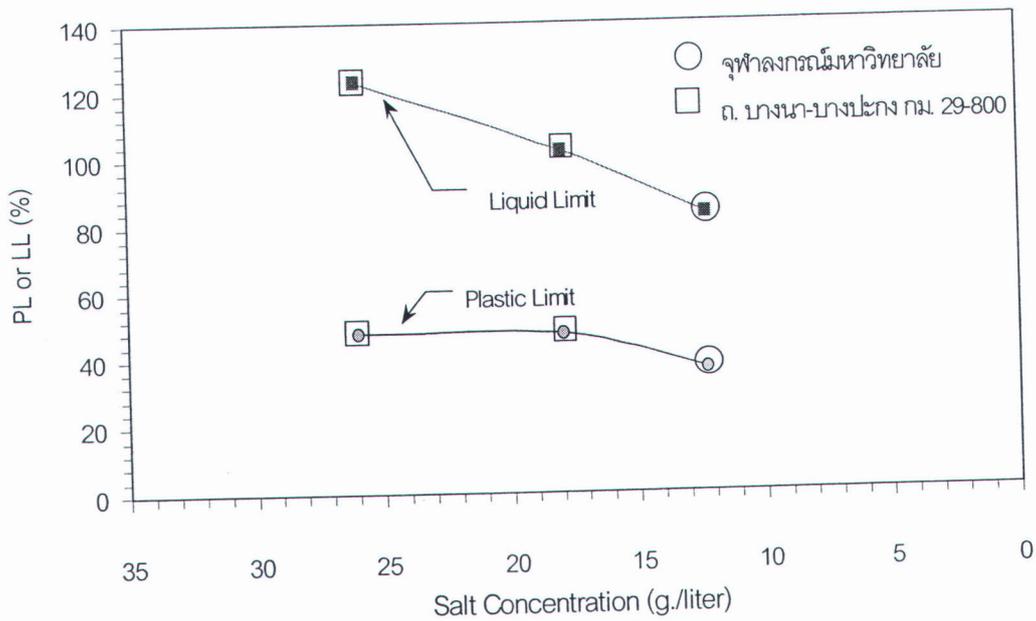
ว่ากระบวนการ Leaching เกิดขึ้นกับดินบริเวณบางนา ประมาณ 25 % และ 49 % ตามลำดับ และเกิดขึ้นกับดินบริเวณจุฬาฯ มากที่สุดคือประมาณ 65 % เมื่อเทียบกับปริมาณ NaCl ในน้ำทะเล (35 กรัม/ลิตร) ทั้งนี้เนื่องจากดินบริเวณจุฬาฯ มีอายุมากที่สุดจึงผ่านกระบวนการ Leaching มามากที่สุด ในขณะที่บริเวณบางนา ที่ระดับความลึกตั้งแต่ 16 ม.เป็นต้นไปมีอายุรองลงมา และดินบริเวณบางนา ที่ระดับความลึก 2-16 ม.มีอายุน้อยที่สุด ซึ่งสอดคล้องกับความเป็นจริง เนื่องจากดินบริเวณจุฬาฯ อยู่ห่างไกลจากทะเลมากกว่าดินบริเวณบางนา จึงน่าจะเกิดการตกตะกอนเป็นดินเหนียวขึ้นก่อน

ตารางที่ 2.10 ผลการทดสอบส่วนประกอบทางเคมี

Location	Tube No.	Depth	PI	NaCl	Fe ₂ O ₃
		m.	%	g./litre.	%/Dry wt.
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย	CST-4	6.0-7.0	40-45	12.3	5.9
ถ.บางนา-บางปะกง กม.29-800	BST-5	9.0-10.0	70-75	26.4	5.8
	BST-11	18.0-19.0	55	18.0	3.5
น้ำทะเล	-	-	-	35.0	-

ความสัมพันธ์ระหว่างค่า PL, LL และปริมาณเกลือในดินของดินทั้ง 3 กลุ่ม จะพบว่าค่า PL มีแนวโน้มที่จะลดลงเล็กน้อยเมื่อปริมาณเกลือในดินมีค่าลดลง ในขณะที่ LL ลดลงอย่างมากเมื่อปริมาณเกลือในดินลดลง ซึ่งมีผลทำให้ค่า PI มีค่าลดลงเมื่อปริมาณเกลือในดินลดลง ผลที่ได้สอดคล้องกับผลการทดสอบผลกระทบของกระบวนการ Leaching ต่อค่า Atterberg Limit ของ Bjerrum (1954)

หากพิจารณาจากปริมาณเกลือในมวลดินแล้ว ดินบริเวณจุฬาฯ ควรจะมีความไวมากกว่าดินบริเวณบางนาเนื่องจากถูก Leaching มากกว่า แต่อย่างไรก็ดีสาเหตุของความไวของมวลดินมิได้มาจากกระบวนการ Leaching เพียงอย่างเดียวแต่เกิดเนื่องหลายสาเหตุประกอบกัน เช่น ชนิดของ Clay Mineral, Cementation, Weathering และ Thixotropic Hardening (Mitchell, 1993) ดังนั้นผลของกระบวนการ Leaching เพียงอย่างเดียวไม่สามารถบอกได้ว่าดินบริเวณใดมีความไวมากกว่ากัน ซึ่งค่า LI จะเป็นตัวบ่งชี้ที่ดีกว่า



รูปที่ 2.66 การเปลี่ยนแปลงค่า Atterberg Limit เนื่องจากกระบวนการ Leaching

ข. ผลการทดสอบหาปริมาณ Fe_2O_3 และ CaCO_3 ในตัวอย่างดิน

พบว่าตัวอย่างดินเหนียวอ่อนทั้ง 2 บริเวณมีปริมาณ Fe_2O_3 ใกล้เคียงกันคือประมาณ 5.8-6.0 %/Dry wt. แต่ที่ระดับความลึก 18.0-19.0 ม.ของตัวอย่างดินบริเวณบางนาซึ่งอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งปานกลางปริมาณ Fe_2O_3 มีค่าประมาณ 3.5 %/Dry wt. นอกจากนี้ได้มีการตรวจหาปริมาณ CaCO_3 พบว่ามีปริมาณอยู่น้อยมากจนไม่สามารถวัดออกมาในเชิงปริมาณได้จากข้อมูลดังกล่าวข้างต้นแสดงว่าดินทั้ง 3 กลุ่มมีสารเคมีเชื่อมแน่น แต่อย่างไรก็ตามไม่สามารถระบุได้ว่าดินบริเวณใดมีปริมาณสารเชื่อมแน่นมากกว่ากันเนื่องจากสารเคมีเชื่อมแน่นในดินอาจมีอยู่หลายชนิด ซึ่งการที่ตัวอย่างดินมีสารเคมีเชื่อมแน่นทำให้ดินไม่สามารถ Normalize ได้ในช่วงที่ดินอยู่ในสภาพอัดแน่นปกติ ($c' \neq 0$)

4.1.3 ผลการทดสอบหาค่าหน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดในอดีต

ขั้นตอนการทดสอบอัดตัวคายน้ำเพื่อหาค่าหน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดในอดีตอ้างอิงตามมาตรฐาน ASTM D2435-90 Method B โดยใช้อัตราส่วนการเพิ่มน้ำหนัก (Load Increment Ratio, LIR) 0.5 และทำการเพิ่มน้ำหนักทันทีหลังจากการสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำ ซึ่งค่าหน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดในอดีตและอัตราส่วนความอัดแน่นเกินตัว สำหรับดินบริเวณ ถ.สายบางนา-บางปะกง กม. 29-800

ก. ผลการทดสอบดินบริเวณจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

จะพบว่าดินบริเวณจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ในช่วงบน (Crust Soil) อยู่ในสภาพอัดแน่นเกินตัวอย่างมาก (Heavily Overconsolidated Clay: $OCR \approx 8.0$) ส่วนในชั้นดินเหนียวอ่อนและดินเหนียวแข็งปานกลางอยู่ในสภาพอัดแน่นเกินตัวเล็กน้อย (Slightly Overconsolidated Clay: $OCR = 1.6-2.0$) และมีแนวโน้มสภาพอัดแน่นเกินตัวมากขึ้น ($OCR = 4.0$) ในชั้นดินแข็งมาก

ส่วนความสัมพันธ์ระหว่าง ϵ_a และ $LOG \sigma'_v$ ของดินบริเวณจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย พบว่าตัวอย่างดิน ซึ่งเป็นดินในชั้นดินเหนียวอ่อน ความสัมพันธ์ระหว่าง ϵ_a และ $LOG \sigma'_v$ ในช่วงสภาพอัดแน่นปกติ เมื่อ σ'_v / σ'_p มีค่าอยู่ระหว่าง 1.0-2.0 ไม่เป็นเส้นตรง (Non-Linearity Consolidation Curve) ดังนั้นค่า CR จะมีค่าไม่คงที่ในช่วงดังกล่าว ซึ่งจะมีค่าสูงสุดเมื่อ $\sigma'_v / \sigma'_p \approx 1.40$ โดย CR มีค่าประมาณ 0.40-0.55 แต่เมื่อ $\sigma'_v / \sigma'_p > 2.00$ ความสัมพันธ์ระหว่าง ϵ_a และ $LOG \sigma'_v$ มีแนวโน้มที่จะเป็นเส้นตรง โดย CR มีค่าประมาณ 0.25-0.30 ส่วนตัวอย่างดินในกระบอกอื่นๆ ความสัมพันธ์ระหว่าง ϵ_a และ $LOG \sigma'_v$ ในช่วงสภาพอัดแน่นปกติมีลักษณะเป็นเส้นตรง CR มีค่าประมาณ 0.20-0.30 สำหรับค่า RR ของดินทุกกระบอกมีค่าใกล้เคียงกันคือประมาณ 0.03-0.04 ดังนั้นตัวอย่างดินที่แสดงพฤติกรรมแบบ Non-Linearity ค่า CR/RR มีค่าประมาณ 12-17 ซึ่งสูงกว่าค่าที่มีการรวบรวมไว้ในอดีต ($CR/RR \approx 5-10$) ในขณะที่ตัวอย่างดินที่ความสัมพันธ์ระหว่าง ϵ_a และ $LOG \sigma'_v$ ในช่วงสภาพอัดแน่นปกติเป็นเส้นตรงค่า CR/RR มีค่าประมาณ 6-10 และจากผลการทดสอบจะเห็นได้ว่าดินที่แสดงพฤติกรรมแบบ Non-Linearity จะมีเฉพาะในชั้นดินเหนียวอ่อนที่ความลึกประมาณ 4.50-8.50 ม.เท่านั้น ซึ่งจะไม่พบดินที่แสดงพฤติกรรมแบบ Non-Linearity ในชั้นดินอื่น

สำหรับดินที่แสดงพฤติกรรมแบบ Non-Linearity ยังไม่เคยมีการศึกษาพบมาก่อน สำหรับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ บริเวณใจกลางเมือง ซึ่งอาจมาจาก 2 สาเหตุด้วยกัน คือ ตัวอย่างดินที่ใช้ในการทดสอบในครั้งนี้มีคุณภาพดี (เก็บด้วย Piston Sampling ขนาด $\phi 3"$) เพราะถ้าตัวอย่างที่เก็บมาถูกรบกวนจะทำให้ค่า CR มีค่าต่ำลงซึ่งอาจจะทำให้ไม่เห็นพฤติกรรมแบบ Non-Linearity และสาเหตุอีกประการหนึ่งคือในงานวิจัยนี้ใช้ $LIR = 0.5$ และค่า OCR โดยประมาณจากการทำการทดสอบ Field Vane ซึ่งทำให้สามารถเห็นพฤติกรรมในช่วง Non-Linear ได้ซึ่งโดยปกติตามมาตรฐาน ASTM D2435-90 แนะนำให้ใช้ $LIR = 1.0$ ซึ่งอาจจะทำให้ความสัมพันธ์ระหว่าง ϵ_a และ $LOG \sigma'_v$ ไม่ละเอียดพอซึ่งข้ามช่วงที่แสดงพฤติกรรมแบบ Non-Linear ไป

ข. ผลการทดสอบดินบริเวณ ถ. บางนา-บางปะกง กม. 29-800

จะพบว่าดินบริเวณ ถ.สายบางนา-บางปะกง กม. 29-800 อยู่ในสภาพอัดแน่นปกติ (Normally Consolidated Soil) ถึงสภาพอัดแน่นเกินตัวเล็กน้อย (Slightly Overconsolidated Clay: $OCR = 1.0-1.4$)

ส่วนความสัมพันธ์ระหว่าง ε_a และ $\text{LOG } \sigma'_v$ ของดินบริเวณ ถ. บางนา-บางปะกง กม. 29-800 แสดงพฤติกรรมแบบ Non-Linear เกือบทุกความลึก ซึ่งค่า CR มีค่าสูงสุดเมื่อ $\sigma'_v / \sigma'_p \approx 1.40$ โดย CR มีค่าประมาณ 0.5-0.7 ซึ่งจัดว่าอยู่ในเกณฑ์ที่สูง แต่เมื่อ $\sigma'_v / \sigma'_p > 2.0$ ความสัมพันธ์ระหว่าง ε_a และ $\text{LOG } \sigma'_v$ มีแนวโน้มที่จะเป็นเส้นตรงโดย CR มีค่าประมาณ 0.25-0.30 ซึ่งมีค่าใกล้เคียงกับดินบริเวณจุฬาฯ สำหรับค่า RR ของดินทุกระบอบมีค่าใกล้เคียงกันคือประมาณ 0.03-0.04 ดังนั้นค่า CR/RR มีค่าประมาณ 15-24 ซึ่งมีค่ามากกว่าดินจุฬาฯ แสดงให้เห็นว่าดินบริเวณ ถ. บางนา-บางปะกง กม. 29-800 แสดงพฤติกรรมแบบ Non-Linearity มากกว่าดินจุฬาฯ เนื่องจากดินบริเวณบางนามี Clay Mineral ที่ Active มากกว่าบริเวณจุฬาฯ นอกจากนี้การที่ดินบริเวณบางนาฯ มีค่า OCR น้อยกว่าดินบริเวณจุฬาฯ เป็นการยืนยันว่าอายุของดินบริเวณบางนาฯ มีอายุน้อยกว่าดินบริเวณจุฬาฯ

สำหรับตัวอย่างดิน ความสัมพันธ์ระหว่าง ε_a และ $\text{LOG } \sigma'_v$ แสดงพฤติกรรมแบบ Non-Linearity ไม่ชัดเจนและค่า CR มีค่าค่อนข้างต่ำเมื่อเทียบกับตัวอย่างที่อยู่ลึกกว่า เชื่อว่าเป็นผลมาจากตัวอย่างดินใน 3 กระบอบดังกล่าวมีค่าหน่วยแรงประสิทธิผลต่ำทำให้ตัวอย่างมีโอกาสถูกรบกวนในขณะที่เก็บตัวอย่างและขนย้ายได้ง่ายกว่าตัวอย่างดินที่อยู่ในระดับลึกกว่าซึ่งมีค่าหน่วยแรงประสิทธิผลสูงกว่า

จากการทดสอบอัดตัวคายน้ำตัวอย่างดินทั้ง 2 บริเวณพบว่า ดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ทั้ง 2 บริเวณมีสภาพอัดแน่นเกินตัวเล็กน้อย (Slightly Overconsolidated Clay) สำหรับสาเหตุของการเกิดสภาพอัดแน่นเกินตัวเชื่อว่าส่วนใหญ่มาจาก Aging โดยดินบริเวณชานเมือง (ถ.สายบางนา-บางปะกง กม. 29-800) มีอายุน้อยกว่าดินบริเวณใจกลางเมือง (จุฬาฯ) ซึ่งสอดคล้องกับผลการทดสอบหาส่วนประกอบทางเคมีแสดงให้เห็นว่าดินบริเวณชานเมืองมีปริมาณเกลือ (NaCl) ในมวลดินมากกว่าดินบริเวณใจกลางเมืองถึง 2 เท่า ดังนั้นจึงแสดงให้เห็นว่าดินบริเวณใจกลางเมืองเกิดกระบวนการ Leaching มากกว่าดินบริเวณชานเมือง นั่นหมายความว่าดินบริเวณใจกลางเมืองมีอายุมากกว่าดินบริเวณชานเมือง ดังนั้นดินบริเวณชานเมืองจึงมีอัตราส่วนการอัดแน่นเกินตัวที่น้อยกว่าดินบริเวณใจกลางเมือง นอกจากนี้ยังพบว่าดินบริเวณชานเมืองแสดงพฤติกรรมแบบ Non-Linearity มากกว่าดินบริเวณใจกลางเมืองอีกด้วย ทั้งนี้เนื่องจากมี PI สูงกว่าซึ่งแสดงว่ามี Clay Mineral ที่ Active มากกว่า

ผลกระทบโครงสร้างของมวลดินและการรบกวนต่อตัวอย่าง

(Influence of Soil Structure and Sample Disturbance)

โดยปกติดินเหนียวจะเกิดจาก Clay Particles ที่มีลักษณะเป็นแผ่นบางจำนวนมากมาเกาะตัวกันเป็นกลุ่มจนเกิดโครงสร้างของดิน ซึ่งสามารถจำแนกได้ 2 ชนิด คือ Dispersed Structure และ Flocculated Structure ดังแสดงในรูปที่ 2.48 ซึ่งแรงที่เกิดขึ้นระหว่าง Clay Particles สามารถจำแนกออกได้หลายชนิด ดังต่อไปนี้

F_m = force where contacts is mineral-mineral

F_a = force where contacts is air-mineral

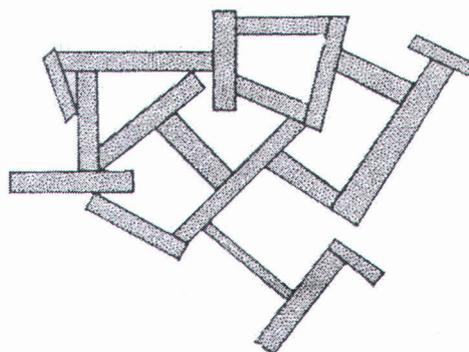
F_w = force where contacts is water-mineral or water-water

R' = electrical repulsion between particles

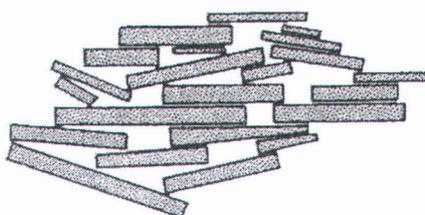
A' = electrical attraction between particles

โครงสร้างแบบ Flocculated Structure จะมีโครงสร้างที่เกิดจากแรงดึงดูดระหว่าง Particle ($R'-A'$) และ F_m เป็นส่วนใหญ่ โครงสร้างแบบนี้สามารถรับน้ำหนักบรรทุกได้ดีกว่าโครงสร้างแบบ Dispersed Structure เนื่องจากจัดเรียงตัวกันแบบขัดกันไปมา แต่เนื่องจากการจัดเรียงตัวไม่ค่อยเป็นระเบียบจึงทำให้มีช่องว่างในโครงสร้างค่อนข้างมากจึงทำให้ดินที่จัดเรียงตัวแบบนี้จะมีปริมาตรสูงและเกิดการยุบตัวได้มากจากการรับน้ำหนักบรรทุก ดังนั้นถึงแม้ว่าจะมีโครงสร้างที่สามารถรับน้ำหนักได้ดีแต่โครงสร้างมักไม่ค่อยมีเสถียรภาพ โดยเมื่อรับแรงจนถึงระดับหนึ่งที่ทำให้โครงสร้างสามารถพังทลายแล้วจะทำให้เกิดการยุบตัวได้มากและกำลังรับน้ำหนักของดินลดลงได้อย่างรวดเร็ว

โครงสร้างแบบ Disperse Structure มักจะมีโครงสร้างที่จัดเรียงตัวอย่างเป็นระเบียบ แรงระหว่าง Particle ของดินเกิดจาก $R'-A'$ เป็นส่วนใหญ่ ส่วนแรงจาก F_m มักไม่ค่อยมี เนื่องจากโครงสร้างจัดเรียงกันอย่างเป็นระเบียบและแต่ละ Particle ต่างล้อมรอบด้วย Double Layer ที่เป็นวงน้ำ ดังนั้นจุดสัมผัสกันระหว่าง Particle จะมีน้อยมาก โครงสร้างแบบนี้สามารถรับน้ำหนักได้น้อยกว่าแบบ Flocculated Structure แต่มีเสถียรภาพมากกว่า และเมื่อรับแรงจนถึงจุดวิบัติแล้วกำลังรับน้ำหนักจะไม่ลดลงเร็วเหมือนดังเช่นโครงสร้างแบบ Flocculated Structure เนื่องจากโครงสร้างมีระเบียบมากการพังทลายแบบยุบตัวทันทีจึงมีน้อย



(a) Flocculated Structure



(b) Dispersed Structure

รูปที่ 2.67 ชนิดของโครงสร้างของดินเหนียวที่เกิดจากการตกตะกอน

ผลของการเกิด Secondary Compression (Delayed Compression) หรือ Aging และ Cementation ก็เป็นสาเหตุหนึ่งที่ทำให้โครงสร้างของมวลดินซึ่งตกตะกอนตามธรรมชาติสามารถรับน้ำหนักได้มากขึ้นเช่นกัน โดย Aging คือการที่ดินเกิดการทรุดตัวในขณะที่หน่วยแรงประสิทธิผลคงที่โดยน้ำจะค่อยๆ ไหลออกจากช่องว่างในดิน ผลของ Aging นี้จะทำให้ดินเหนียวเกิดการทรุดตัวมากขึ้น นอกจากนั้นยังทำให้ดินเหนียวเกิดสภาพ Overconsolidated ด้วย โดยทำให้ σ'_0 ในมวลดินมีค่าสูงขึ้น ซึ่งขบวนการดังกล่าวอาจต้องใช้เวลาานานมากถึงพันๆ ปี ดังแสดงจากจุด A ไปยังจุด C ในรูปที่ 2.49 ซึ่งหลักการนี้เสนอโดย Bjerrum (1967)

รูปที่ 2.50 แสดงการเปรียบเทียบ Consolidation Curve ของ Natural Aged Clay และ Reconstituted Young Clay จะเห็นว่า Aged Clay จะให้ Consolidation Curve ที่เห็น Maximum Curvature ชัดเจนและความสัมพันธ์ค่อนข้างลาดชันมาก ในขณะที่ Young Clay จะให้ Consolidation Curve ที่ค่อนข้างราบแบน อย่างไรก็ตามการเปลี่ยนแปลงของ Consolidation Curve ดังกล่าวมิได้เกิดจากผลของ Aging เพียงอย่างเดียว ยังต้องพิจารณาถึงผลของ Cementation หรือ Chemical Bonding ด้วย

รูปที่ 2.51 อธิบายความแตกต่างของผลของ Secondary Compression หรือ Aging กับ Cementation ได้อย่างชัดเจน ซึ่งจากรูปจะเห็นว่าเมื่อ σ'_{vc} มีค่ามากจนถึง ค่า σ'_{p1} แล้วรักษา

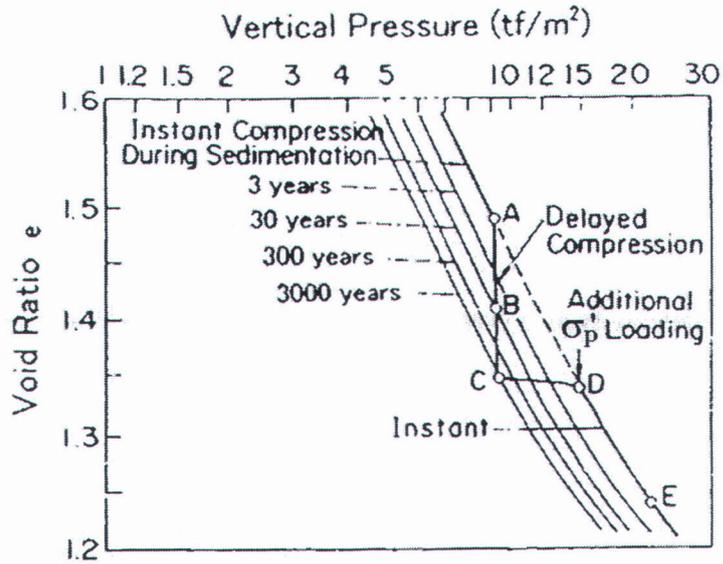
ระดับของหน่วยแรงไว้เป็นเวลานาน Void Ratio จะค่อยลดลงเรื่อยๆ จาก A ไปยัง B ซึ่งก็คือผลจาก Aging ดังที่ได้แสดงในรูปที่ 2.49 นั้นเอง ในขณะที่เดียวกันผลของโครงสร้างและปฏิกิริยาเคมีในมวลดินจะทำให้เกิดความเชื่อมแน่น (Cementation) ระหว่างเม็ดดินและยังทำให้ผลของ Interlocking มีมากขึ้นด้วย

ผลดังกล่าวจะทำให้ดินสามารถรับน้ำหนักบรรทุกได้มากขึ้นและทำให้ σ'_p ในมวลดินมีค่ามากขึ้น โดยแทบจะไม่มี การยุบตัว (Volumetric Compression) เกิดขึ้นเลย ดังนั้นสำหรับดินเหนียวที่ตกตะกอนที่มีอายุมากพอสมควร (Aged Clay หรือ Natural Clay) เมื่อดินได้รับน้ำหนักกระทำจากจุด B จึงจะแสดงความสัมพันธ์ดังเส้น BCDE ตามรูปที่ 2.51 ซึ่งค่า $(\sigma'_{p2} - \sigma'_{p1})$ จึงเป็นผลเนื่องจาก Secondary Compression หรือ Aging ส่วนค่า $(\sigma'_{p3} - \sigma'_{p2})$ เป็นผลจาก Mechanical และ Chemical Cementation

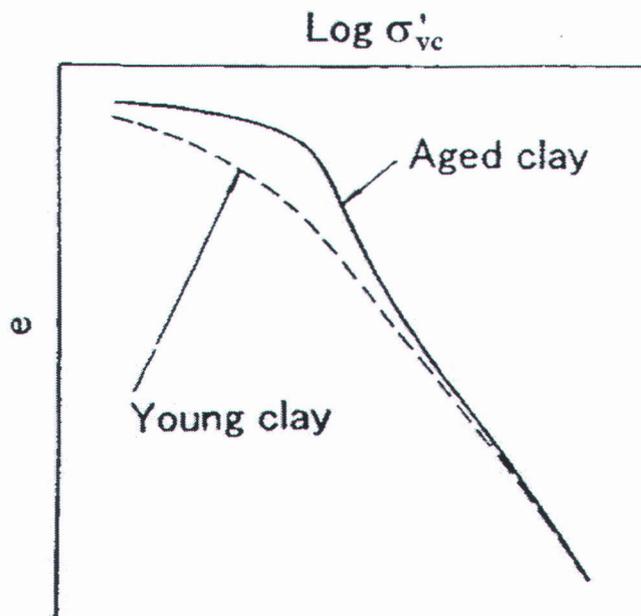
ซึ่งผลของ Cementation นี้สามารถเกิดขึ้นได้จากหลายสาเหตุ เช่น สารเคมีเชื่อมแน่นในดิน (Cementing Agent) พวก Carbonated หรือ Ferric Oxide , Flocculation , Thixotropy , Leaching และอื่นๆ โดยรายละเอียดสามารถศึกษาได้จาก Tsuchida (2001)

อย่างไรก็ดีถึงแม้ว่าผลของโครงสร้างและ Cementation ในมวลดินจะทำให้โครงสร้างสามารถรับน้ำหนักบรรทุกได้มากขึ้น โครงสร้างมักมีเสถียรภาพต่ำพร้อมจะพังทลายได้ตลอดเวลา ส่วนใหญ่จะเกิดในดินเหนียวประเภท Marine Clay ดังนั้นการรบกวนต่อตัวอย่างอาจทำให้โครงสร้างของตัวอย่างเปลี่ยนแปลงไปได้จนทำให้กำลังรับน้ำหนักลดลงอย่างรวดเร็วและเกิดการยุบตัวได้ค่อนข้างมาก

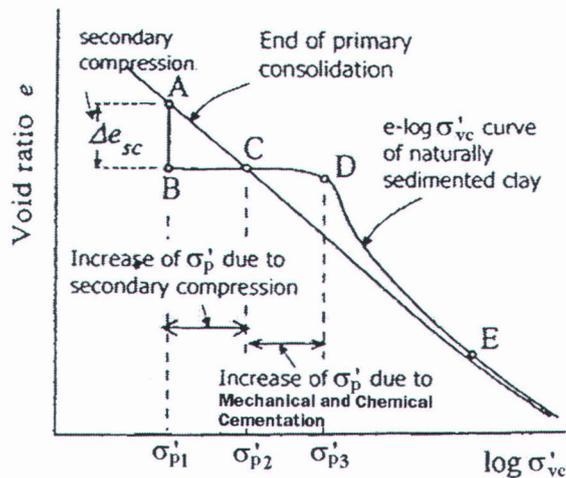
Skempton and Sowa (1963) กล่าวว่า ในการเก็บตัวอย่างเป็นการยากที่จะไม่ให้ตัวอย่างดินถูกรบกวน (Disturbance) เนื่องจากการเก็บตัวอย่างดินขึ้นมาเพื่อทำการทดลองหรือขณะทำการทดลอง ถึงแม้ว่าจะใช้เทคนิคในการเก็บตัวอย่างที่ดีที่สุดเพียงไรก็ยังมี การรบกวนต่อตัวอย่างดินอย่างหลีกเลี่ยงไม่ได้ สาเหตุเพราะว่าการเก็บตัวอย่างดินขึ้นมาทำให้เกิดการลดค่าหน่วยแรงประสิทธิผลในมวลดินเนื่องจากการลดค่าหน่วยแรงประสิทธิผลทับถมในมวลดิน (σ'_{vo}) อาจ



รูปที่ 2.68 ผลของ Aging ที่ทำให้ NC Clay แปรสภาพกลายเป็น OC Clay (Bjerrum , 1967)



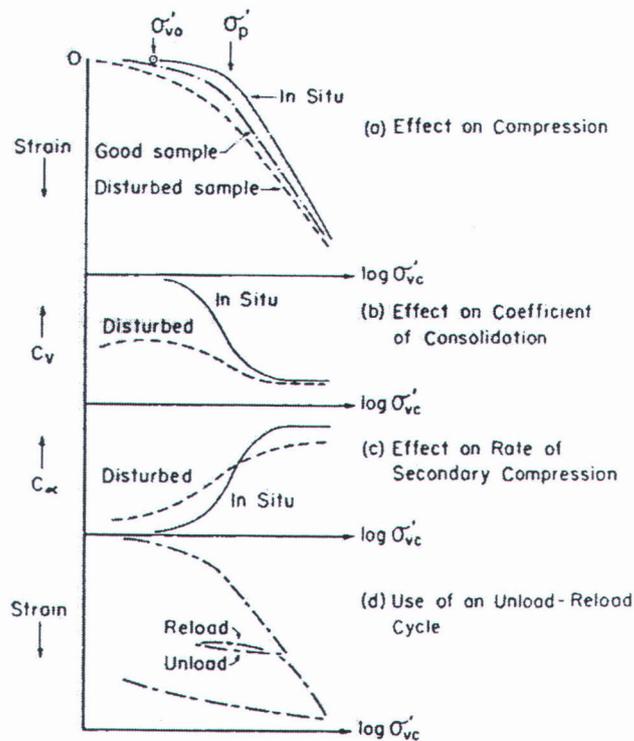
รูปที่ 2.69 ผลของ Aging และ Cementation ที่มีต่อ Consolidation Curve (Tsuchida , 2001)



รูปที่ 2.70 แสดงการเปรียบเทียบ Consolidation Curve ของ Natural Aged Clay และ Reconstituted Young Clay (Tsuchida , 2001)

ทำให้โครงสร้างของมวลดินเปลี่ยนแปลงไปเนื่องจากการรบกวนต่อตัวอย่างดิน และผลของการที่หน่วยแรงประสิทธิผลลดลงอาจเกิดจากสาเหตุที่ดินมีปริมาณความชื้น (w) สูงไปภายหลังจากการเก็บตัวอย่างดินแล้ว ซึ่งผลเหล่านี้ทำให้ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (S_u) ของดินที่วัดได้มีค่าต่ำลง ถ้าไม่มีการปรับขนาดของหน่วยแรงประสิทธิผลโดยการ Reconsolidated เสียก่อนให้มีลักษณะเหมือนตามธรรมชาติ อนึ่งการทำ Reconsolidated ในห้องทดลองก็มีข้อเสียคือดินจะมีความชื้นต่ำกว่าในธรรมชาติ ซึ่งเหตุนี้ทำให้ค่าแรงเฉือนที่วัดได้มีค่าสูงเกินไป โดยเฉพาะอย่างยิ่งในดินที่มีค่า OCR ต่ำ ๆ

นอกจากนี้ผลของการรบกวนต่อตัวอย่างดินยังทำให้ค่าหน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดที่มวลดินเคยได้รับตามธรรมชาติ (σ'_p) จากการทดสอบ 1-D Consolidation มีค่าต่ำกว่าที่เป็นจริงตามธรรมชาติ เนื่องจากการเปลี่ยนแปลงการจัดเรียงตัวและโครงสร้างของเม็ดดิน (Soil Structure) จากการเก็บตัวอย่างดินขึ้นมา ดังแสดงในรูปที่ 2.52 ทำให้ประวัติของหน่วยแรง (Stress History) ที่ได้จากการทดสอบในห้องทดลองผิดไปจากที่เป็นจริงตามธรรมชาติ



รูปที่ 2.71 ผลของประวัติของหน่วยแรงและการรบกวนตัวอย่าง

ดังนั้นผลของการทดลองที่ได้ี้จะมีค่าใกล้เคียงกับที่เป็นจริงตามธรรมชาติเพียงใดขึ้นอยู่กับคุณภาพของตัวอย่างดินว่าถูกรบกวนมากน้อยเพียงใด และค่า σ'_p ที่ได้จากการทดลองจึงอาจมีใช้ค่าที่ถูกต้องเลยทีเดียวแต่ประมาณใกล้เคียงกับค่าที่เป็นจริงตามธรรมชาติ

สุรฉัตร (2540) ได้สรุปสาเหตุใหญ่ 3 ประการในการเกิดการรบกวนตัวอย่างดินไว้ดังนี้

ก. การเจาะเอาดินออก ทำให้สภาพของหน่วยแรงประสิทธิผลเปลี่ยนไปอยู่ในสภาพไม่มีหน่วยแรงเฉือน (นั่นคือ $\sigma'_1 = \sigma'_2 = \sigma'_3$) และขนาดของหน่วยแรงนี้อาจลดลงมากเมื่อมีดินเม็ดหยาบปนอยู่ด้วย

ข. วิธีการเจาะและหลักการที่ใช้ในเจาะเก็บตัวอย่างดิน อาจทำให้ตัวอย่างถูกรบกวนสาเหตุใหญ่มาจากแรงเสียดทานระหว่างตัวอย่างกับกระบอกใส่ตัวอย่าง และการปล่อยให้มวลดินเกิดปัญหาทางด้าน Upheave ระหว่างเจาะดินจนเกิดการวิบัติ ทำให้คุณภาพของตัวอย่างที่เก็บขึ้นมาไม่ดี การไม่ทำความสะอาดหลุมให้ดีก่อนเก็บตัวอย่าง ความพยายามกดกระบอกตัวอย่างให้เกินความยาวของกระบอกเพื่อให้เก็บตัวอย่างได้เต็มกระบอกก็เป็นผลทำให้ตัวอย่างถูกรบกวน

ค. วิธีการปฏิบัติต่อตัวอย่างหลังจากเก็บขึ้นมาแล้ว การขนส่ง การเก็บ และการเอาตัวอย่างออกจากกระบอก ล้วนมีผลทำให้ตัวอย่างถูกรบกวนได้ทั้งสิ้น