



การปรับปรุงวิธีการคำนวณการทรุดตัวของแบบอัดตัวคาน้ำของดินเหนียว

วิทยานิพนธ์  
ของ  
นพคุณ พลขำนิ

พหุ ภัณฑิโต สีเว

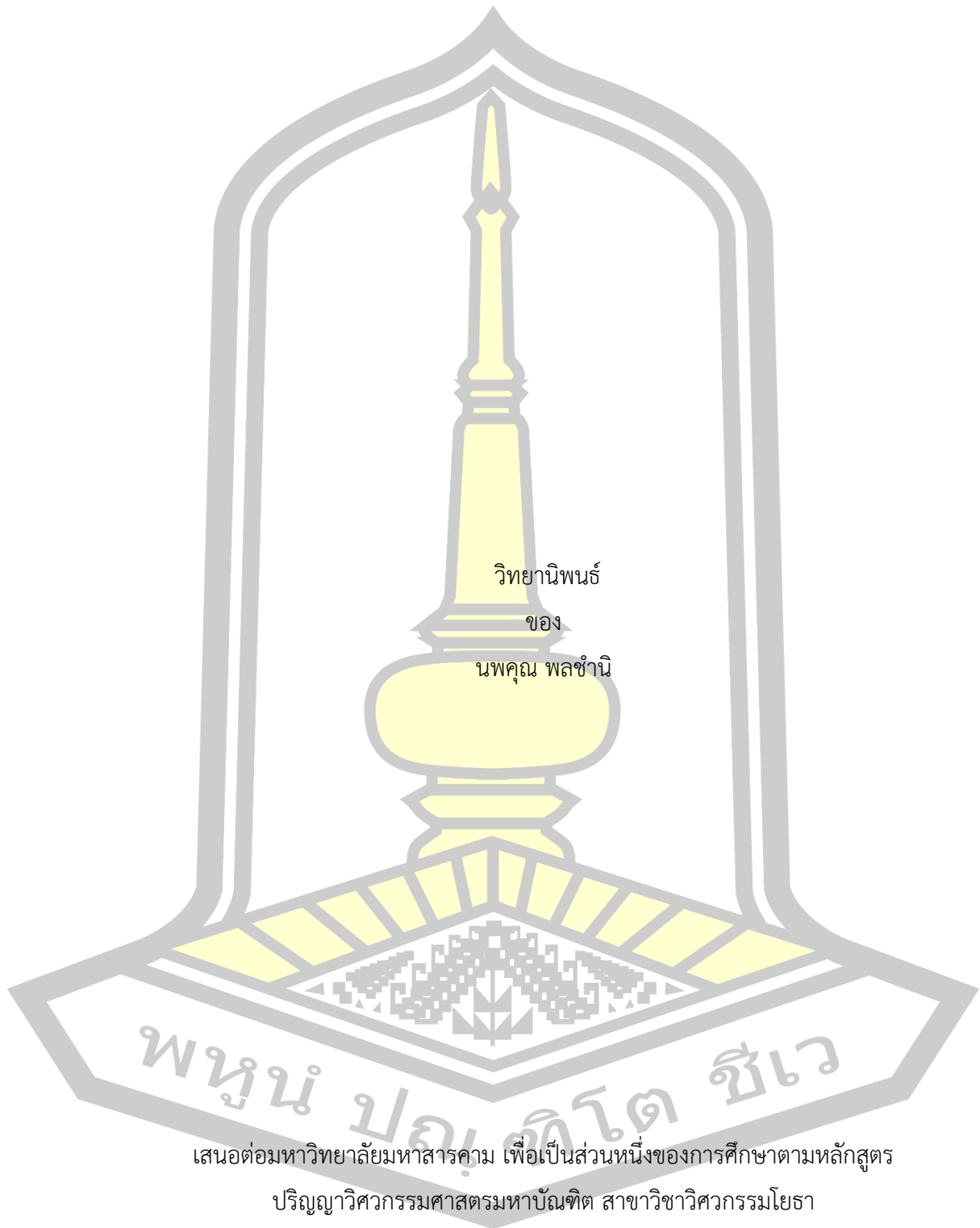
เสนอต่อมหาวิทยาลัยมหาสารคาม เพื่อเป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตร

ปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา

พฤษภาคม 2568

ลิขสิทธิ์เป็นของมหาวิทยาลัยมหาสารคาม

การปรับปรุงวิธีการคำนวณการทรุดตัวแบบอัดตัวคายน้ำของดินเหนียว



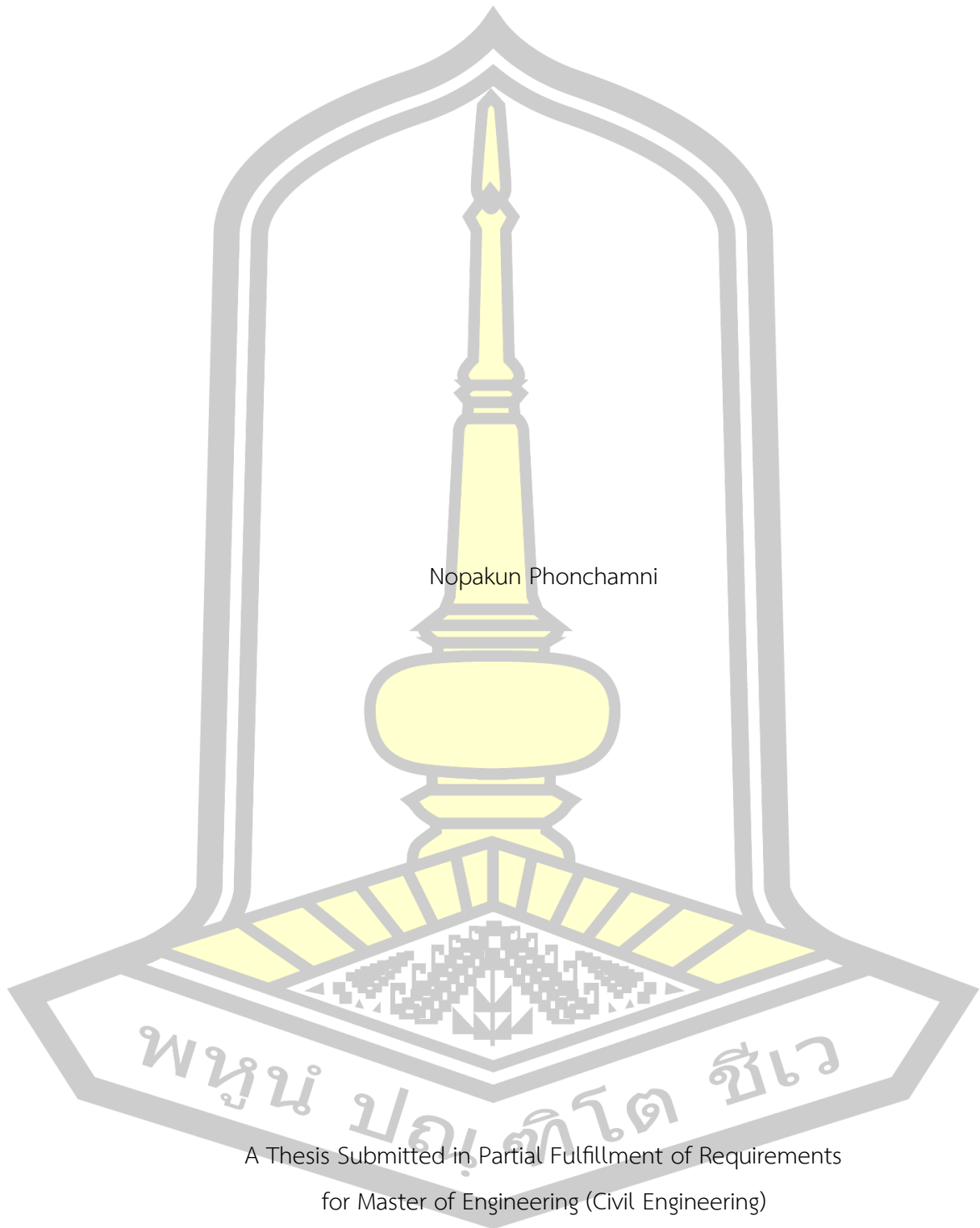
เสนอต่อมหาวิทยาลัยมหาสารคาม เพื่อเป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตร

ปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา

พฤษภาคม 2568

ลิขสิทธิ์เป็นของมหาวิทยาลัยมหาสารคาม

Improvement of the Consolidation Settlement Calculation of Clay



Nopakun Phonchamni

A Thesis Submitted in Partial Fulfillment of Requirements  
for Master of Engineering (Civil Engineering)

May 2025

Copyright of Maharakham University



คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์ ได้พิจารณาวิทยานิพนธ์ของนายณพคุณ พลขำนิ แล้ว เห็นสมควรรับเป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ของมหาวิทยาลัยมหาสารคาม

คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์

ประธานกรรมการ

(รศ. ดร. รัตมณี นันทสาร )

อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก

(ผศ. ดร. นบปนม แก้วหานาม )

อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ร่วม

(ผศ. ดร. นพปฏิล เสงี่ยมศักดิ์ )

กรรมการ

(ผศ. ดร. ศีวา แก้วปลั่ง )

กรรมการ

(ผศ. ดร. ชัยชาญ โชติถนอม )

มหาวิทยาลัยขอนแก่นให้รับวิทยานิพนธ์ฉบับนี้ เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญา วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ของมหาวิทยาลัยมหาสารคาม

(รศ. ดร. จักรมาส เล้าหวณิช)

(ผศ. ดร. พลเดช เขารัตน์ )

คณบดีคณะวิศวกรรมศาสตร์

คณบดีบัณฑิตวิทยาลัย

พูน บุญเกิด ชีว

ชื่อเรื่อง	การปรับปรุงวิธีการคำนวณการทรุดตัวแบบอัดตัวคายน้ำของดินเหนียว		
ผู้วิจัย	นพคุณ พลขำนิ		
อาจารย์ที่ปรึกษา	ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. นบปนม แก้วหานาม ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. นพปฎล เสี่ยงยศศักดิ์		
ปริญญา	วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต	สาขาวิชา	วิศวกรรมโยธา
มหาวิทยาลัย	มหาวิทยาลัยมหาสารคาม	ปีที่พิมพ์	2568

### บทคัดย่อ

งานวิจัยนี้นำเสนอวิธีการวิเคราะห์ที่ใช้สมการแม่นยำตรง สำหรับการทรุดตัวอัดตัวคายน้ำของดินเหนียวในแนวราบหนึ่งมิติ โดยใช้สมการ AJOP (Arc Joint via Optimum Parameters) ที่ปรับปรุงใหม่ ซึ่งผสานทั้งส่วนโค้งและส่วนเชิงเส้นภายในกรอบเดียวกัน เพื่อเพิ่มความแม่นยำในการคำนวณภายใต้ระดับความเค้นที่แตกต่างกันสำหรับดินเหนียวอัดตัวคายน้ำตามปกติ นอกจากนี้ฟังก์ชัน AJOP ที่ปรับปรุงใหม่ร่วมกับสมการที่นำเสนอสำหรับ Hysteresis แบบสมมาตรและไม่สมมาตรยังช่วยเพิ่มความสามารถในการจำลองพฤติกรรมของดินเหนียวอัดตัวคายน้ำมากกว่าปกติ การวิเคราะห์เปรียบเทียบกับวิธีการแบบดั้งเดิม รวมถึงฟังก์ชันเชิงเส้น และฟังก์ชันโค้ง แสดงให้เห็นว่าประเมินค่าการทรุดตัวสูงเกินไป ในขณะที่ ฟังก์ชันโค้ง ให้ความแม่นยำที่ดีขึ้นที่ระดับความลึกตื้น แต่เกิดข้อผิดพลาดที่ระดับความลึกมากขึ้น อย่างไรก็ตาม สมการ AJOP ที่ปรับปรุงใหม่สามารถขจัดปัญหาเหล่านี้ได้สำเร็จ นอกจากนี้ ผลลัพธ์ยังแสดงให้เห็นว่าปัจจัยที่มีผลต่อการทำนายการทรุดตัวของดินไม่ได้ขึ้นอยู่กับสมการที่ใช้ในการวิเคราะห์เพียงอย่างเดียว แต่ยังรวมถึงเทคนิคการแบ่งชั้นของดินด้วย โดยแบบจำลองที่ไม่แบ่งชั้นให้ค่าการทรุดตัวต่ำกว่าแบบจำลองที่ใช้วิธีแบ่งชั้นหลายชั้น งานวิจัยนี้เน้นย้ำถึงความสำคัญของความสัมพันธ์ และเทคนิคการแบ่งชั้นในการเพิ่มความน่าเชื่อถือของการพยากรณ์การทรุดตัวของดินเหนียว

คำสำคัญ : ไม่เชิงเส้น, การอัดตัวคายน้ำ, ฟังก์ชัน AJOP, การทรุดตัว, ดินเหนียว

**TITLE** Improvement of the Consolidation Settlement Calculation of Clay

**AUTHOR** Nopakun Phonchamni

**ADVISORS** Assistant Professor Nopanom Kaewhanam , Ph.D.  
Assistant Professor Noppadol Sa-ngiamsak , Ph.D.

**DEGREE** Master of Engineering      **MAJOR** Civil Engineering

**UNIVERSITY** Mahasarakham      **YEAR** 2025  
University

### ABSTRACT

This study presents an analytical solution for one-dimensional consolidation settlement by introducing a revised AJOP (Arc Joint via Optimum Parameters) equation which integrates both curved and linear segments within a single framework, improving accuracy across varying stress levels for normally consolidated clay. Additionally, the revised AJOP function, combined with the proposed equations for both symmetrical and asymmetrical hysteresis enhances the modeling of over consolidated clay. Comparative analyses with conventional methods, including the linear function (LF) and the curved function (CF), demonstrate that LF significantly overestimates settlement, while CF provides better accuracy at shallow depths but introduces errors at greater depths. The revised AJOP equation successfully eliminates these issues. Furthermore, the results indicate that not only the equations applied in the analyses, but also clay layering techniques significantly impact consolidation settlement predictions. Non-layered models yield lower settlement estimates than multilayer approaches. This research emphasizes the importance of  $e$ -log relationship and layering techniques in enhancing the reliability for settlement predictions of clays.

Keyword : Non-Linear, Consolidation, AJOP Function, Settlement, Clay

## กิตติกรรมประกาศ

ในความสำเร็จในการดำเนินงานวิทยานิพนธ์ในครั้งนี้ ผู้วิจัยขอขอบคุณคณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยมหาสารคาม ที่สนับสนุนด้านสถานที่

ข้าพเจ้าขอแสดงความขอบคุณอย่างสูงต่อ และ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.นบปณม แก้วหานาม และ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.นพภูถ เสี่ยมศักดิ์ ที่ได้ให้คำแนะนำ ถ่ายทอดความรู้ ประสบการณ์อันล้ำค่า และสนับสนุนข้าพเจ้าตลอดการดำเนินงานวิจัยนี้ ด้วยความเมตตา อุตุน และเสียสละ ซึ่งเป็นปัจจัยสำคัญที่ทำให้ข้าพเจ้าสามารถทำวิทยานิพนธ์ฉบับนี้จนสำเร็จ

ข้าพเจ้าขอขอบคุณ นายธรรมนุญ ชาติวงศ์ และ นายจิรวุฒน์ โชคเกิด ที่ได้ให้ความช่วยเหลืออย่างเต็มที่ และมีส่วนร่วมในทุกกระบวนการทำงาน และงานที่เกี่ยวข้องกับการวิจัย ความทุ่มเทและความร่วมมือของเขามีส่วนช่วยให้การศึกษานี้ดำเนินไปอย่างราบรื่น

ข้าพเจ้าขอขอบคุณคณาจารย์ทุกท่านในภาควิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยมหาสารคาม ที่ได้ให้ความรู้ คำแนะนำ และข้อเสนอแนะที่เป็นประโยชน์ รวมถึงเจ้าหน้าที่ห้องปฏิบัติการทุกท่านที่ให้ความช่วยเหลือในด้านอุปกรณ์และการทดลอง

นอกจากนี้ ข้าพเจ้าขอขอบคุณเพื่อนร่วมรุ่นและผู้ร่วมงานทุกท่าน ที่ให้กำลังใจ แลกเปลี่ยนความคิดเห็น และคอยสนับสนุนในช่วงเวลาที่ยากลำบากของการทำวิจัย

สุดท้ายนี้ ข้าพเจ้าขอแสดงความขอบคุณจากใจต่อครอบครัว ที่เป็นแรงผลักดันและเป็นกำลังใจสำคัญมาโดยตลอด ความรักและความเข้าใจจากครอบครัวเป็นสิ่งที่ทำให้ข้าพเจ้ามีแรงบันดาลใจ และสามารถก้าวผ่านอุปสรรคต่างๆ ไปได้

นพคุณ พลขำนิ

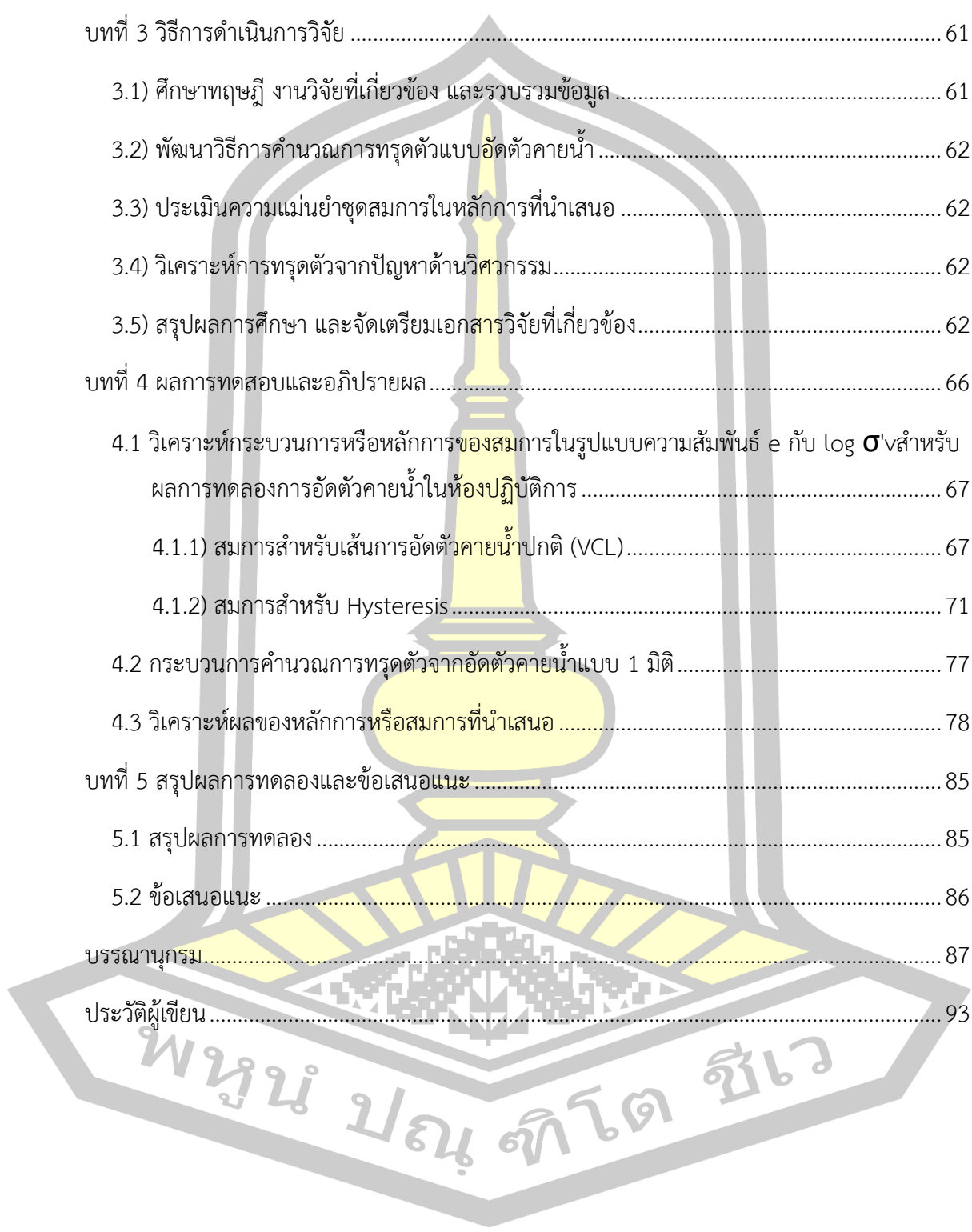
พูน ปณ ทิโต ชีเว

## สารบัญ

	หน้า
บทคัดย่อภาษาไทย.....	ง
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ.....	จ
กิตติกรรมประกาศ.....	ฉ
สารบัญ.....	ช
บทที่ 1 บทนำ .....	1
1.1) ที่มาและความสำคัญ.....	1
1.2) วัตถุประสงค์ของการวิจัย .....	5
1.3) ขอบเขตของงานวิจัย .....	5
1.4) ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ.....	5
บทที่ 2 ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง .....	6
2.1) ความเค้น (Stress).....	6
2.1.1) ความเค้นในระบบพิกัด 3 มิติ (Cartesian Stress) .....	6
2.1.2) ความเค้นรวมและความเค้นประสิทธิผล (Total stress and effective stress) .....	8
2.1.3) ความเค้นในแนวตั้งเนื่องจากน้ำหนักของดินด้านบนที่กดทับ (Overburden pressure) .....	9
2.1.4) ความเค้นที่เกิดจากน้ำหนักกระทำที่ผิวดิน .....	11
2.1.4.1) ความเค้นเนื่องจากน้ำหนักกระทำเป็นจุด .....	12
2.1.4.2) ความเค้นเนื่องจากน้ำหนักกระทำเป็นเส้นตรงยาว .....	14
2.1.4.3) ความเค้นเนื่องจากน้ำหนักกระทำเป็นแถบสี่เหลี่ยมยาว (Uniformly loaded rectangular area).....	15
2.1.4.4) ความเค้นเนื่องจากน้ำหนักกระทำสม่ำเสมอรูปวงกลม (Uniformly loaded circular area).....	16

2.1.4.5) ความเค้นเนื่องจากน้ำหนักกระทำเป็นรูปสี่เหลี่ยม (Uniformly loaded rectangular area).....	19
2.1.4.6) การหาความเค้นเนื่องจากน้ำหนักกระทำเนื่องจากดินถม (Embankment load).....	21
2.2) การยุบตัว (Compressibility) .....	23
2.3) การทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำของดิน (Consolidation Settlement).....	25
2.3.1) การสร้างสมการการไหลทิศทางเดียว (Derivation of governing equation).....	27
2.3.2) อัตราการอัดตัวการคายน้ำเฉลี่ย (Average degree of consolidation).....	28
2.3.3) ระดับชั้นการอัดตัวคายน้ำ (Degree of consolidation) .....	31
2.3.4) การคำนวณค่าการทรุดตัวแบบอัดตัวคายน้ำ .....	32
2.3.4.1) การหาค่าแรงดันก่ดทับประสิทธิผลสูงสุดที่เคยเกิดขึ้นกับดินในอดีต (Pre-consolidation pressure or maximum past pressure).....	32
2.3.4.2) ดัชนีการอัดตัวและดัชนีการอัดตัวซ้ำ (Compression index and recompression index) .....	33
2.3.4.3) การหาขนาดการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำ .....	35
2.3.5) การคำนวณหาค่าสัมประสิทธิ์การอัดตัวคายน้ำ (Coefficient of consolidation)...	37
2.3.6) การหาค่าสัมประสิทธิ์การยุบตัว (Coefficient of compressibility) .....	40
2.3.7) การหาค่าสัมประสิทธิ์เปลี่ยนแปลงปริมาตร (Coefficient of Volume compressibility) .....	40
2.3.8) การหาค่าสัมประสิทธิ์การซึมได้ของน้ำในดิน (Coefficient of permeability) .....	40
2.4) ทฤษฎีสถานะวิกฤต.....	41
2.4.1) เส้นอัดตัวคายน้ำ (Consolidation lines).....	41
2.4.2) เส้นสถานะวิกฤต (Critical state line) .....	41
2.5) การประยุกต์ใช้ทฤษฎีสถานะวิกฤต .....	42
2.6) การทบทวนวรรณกรรม.....	43

2.7) งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง .....	52
บทที่ 3 วิธีการดำเนินการวิจัย .....	61
3.1) ศึกษาทฤษฎี งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง และรวบรวมข้อมูล .....	61
3.2) พัฒนาวิธีการคำนวณการทรุดตัวแบบอัดตัวคายน้ำ .....	62
3.3) ประเมินความแม่นยำชุดสมการในหลักการที่นำเสนอ .....	62
3.4) วิเคราะห์การทรุดตัวจากปัญหาด้านวิศวกรรม .....	62
3.5) สรุปผลการศึกษา และจัดเตรียมเอกสารวิจัยที่เกี่ยวข้อง .....	62
บทที่ 4 ผลการทดสอบและอภิปรายผล .....	66
4.1) วิเคราะห์กระบวนการหรือหลักการของสมการในรูปแบบความสัมพันธ์ $e$ กับ $\log \sigma'_v$ สำหรับ ผลการทดลองการอัดตัวคายน้ำในห้องปฏิบัติการ .....	67
4.1.1) สมการสำหรับเส้นการอัดตัวคายน้ำปกติ (VCL) .....	67
4.1.2) สมการสำหรับ Hysteresis .....	71
4.2) กระบวนการคำนวณการทรุดตัวจากอัดตัวคายน้ำแบบ 1 มิติ .....	77
4.3) วิเคราะห์ผลของหลักการหรือสมการที่นำเสนอ .....	78
บทที่ 5 สรุปผลการทดลองและข้อเสนอแนะ .....	85
5.1) สรุปผลการทดลอง .....	85
5.2) ข้อเสนอแนะ .....	86
บรรณานุกรม .....	87
ประวัติผู้เขียน .....	93



พูนน์ ปณ กิตโต ชีเว

## บทที่ 1 บทนำ

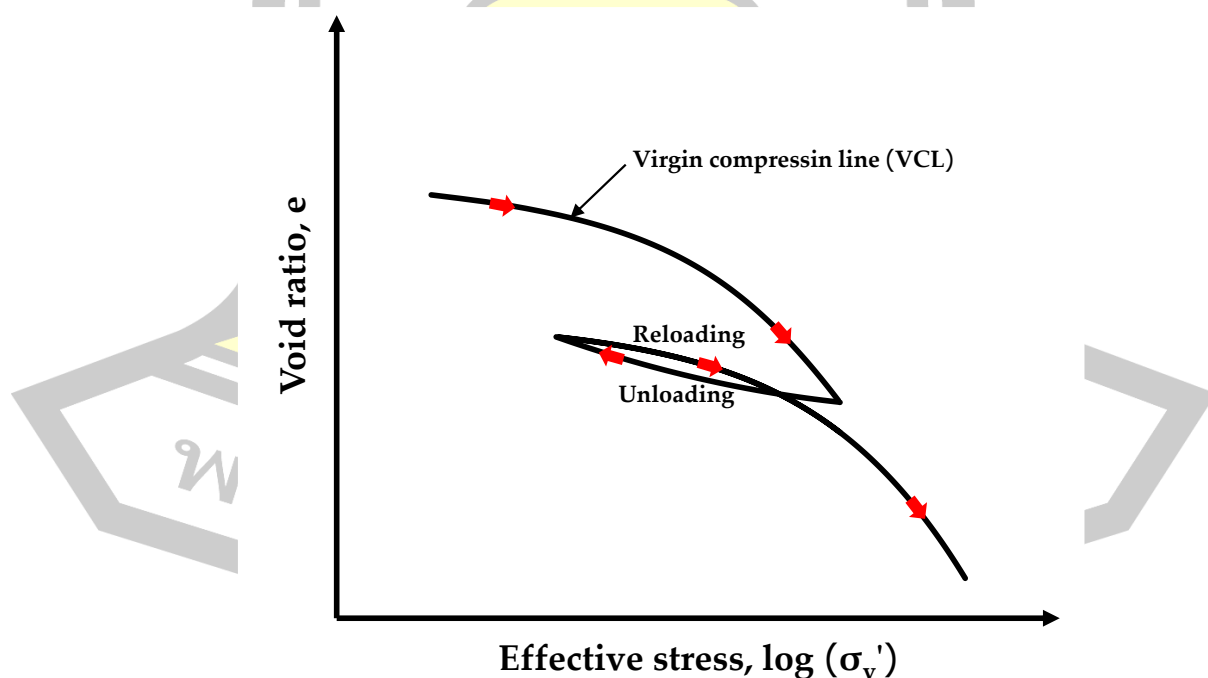
### 1.1) ที่มาและความสำคัญ

การก่อสร้างบนดินเหนียวอาจทำให้เกิดการทรุดตัวอย่างมีนัยสำคัญเนื่องจากกระบวนการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation) การทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำเกิดขึ้นจากการสลายตัวของน้ำในรูพรุนของดินอย่างค่อยเป็นค่อยไปภายใต้แรงที่กระทำ ซึ่งนำไปสู่การเปลี่ยนรูปตามเวลาที่ผ่านไป ดังนั้น การทำนายการทรุดตัวจากการอัดตัวคายน้ำจึงต้องมีความแม่นยำสูง มิฉะนั้นข้อผิดพลาดในการคำนวณอาจทำให้เกิดการทรุดตัวหลังการก่อสร้างอย่างมากและมีค่าใช้จ่ายในการบำรุงรักษาสูง ในเอกสารทางวิชาการกล่าวว่า วิธีการคำนวณการทรุดตัวจากการอัดตัวคายน้ำของดินเหนียวในช่วงเวลาใดก็ตามหลังจากมีการกระทำของแรงสามารถคำนวณได้โดยใช้สูตร  $\rho = \rho_t \cdot U$  โดยที่  $\rho$  แทนการทรุดตัวจากการอัดตัวแบบคายน้ำในช่วงเวลา  $t$  หลังจากที่มีการกระทำของแรง,  $\rho_t$  คือการทรุดตัวจากการอัดตัวคายน้ำทั้งหมด, และ  $U$  คือระดับของการอัดตัวคายน้ำ ในการคำนวณ  $\rho$  อย่างแม่นยำจำเป็นต้องใช้ค่าที่แม่นยำของทั้ง  $\rho_t$  และ  $U$

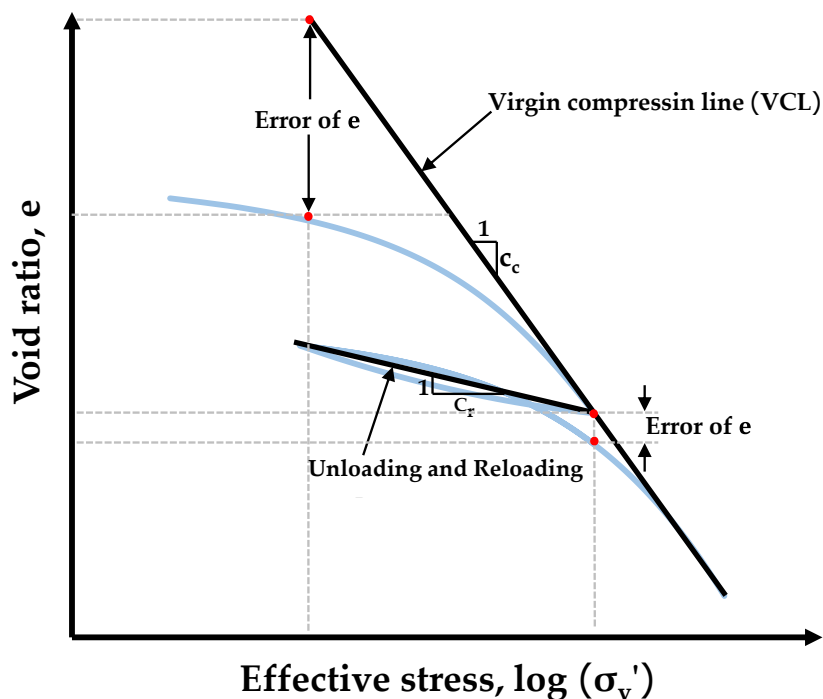
สำหรับการคำนวณค่า  $U$  ทฤษฎีการอัดตัวคายน้ำแบบไม่เชิงเส้น (Nonlinear) ถูกเสนอครั้งแรกโดย (Davis, 1965) โดยตั้งอยู่บนแนวคิดที่ว่า ความเค้นประสิทธิผลเริ่มต้น (initial effective stress) ยังคงที่ตามความลึก และความชื้นผ่านของดินลดลงตามสัดส่วนกับการลดลงของความสามารถในการอัดตัวในระหว่างกระบวนการอัดตัวคายน้ำ (Barden & Berry Peter, 1965; Gibson et al., 1967) มีความพยายามมากมายในการสร้างแบบจำลองการอัดตัวคายน้ำแบบหนึ่งมิติต่าง ๆ ที่พิจารณาถึงการเปลี่ยนแปลงแบบไม่เชิงเส้นของความชื้นผ่านและความสามารถในการอัดตัว (Abbasi et al., 2007; Carrera & Brischetto, 2008; Chen et al., 2005; Conte & Troncone, 2007; Gray, 1945; Hu et al., 2021; Kim et al., 2020; Lee et al., 1992; Lekha et al., 2003; Li et al., 2018; Mesri & Rokhsar, 1974; Poskitt, 1969; Schiffman & Stein, 1970; Xie et al., 2002; Xie & Pan, 1995; Ying-chun et al., 2005; Zheng et al., 2013) เมื่อไม่นานมานี้ (Kim et al., 2021) ได้พัฒนาและประสบความสำเร็จในการหาคำตอบเชิงวิเคราะห์สำหรับค่า  $U$  ของดินหลายชั้นภายใต้แรงกระทำที่เปลี่ยนแปลงตามเวลา จากข้อมูลนี้ทำให้การคำนวณค่า  $U$  มีความแม่นยำสูง

อย่างไรก็ตาม ในเอกสารวิชาการ การคำนวณค่า  $\rho_t$  ยังคงอิงอยู่กับวิธีประมาณ วิธีนี้อิงกับความสัมพันธ์เชิงเส้นระหว่างอัตราส่วนช่องว่าง ( $e$ ) และความเค้นแนวตั้งประสิทธิผล ( $\log \sigma'_v$ ) ที่ได้มาจากการทดสอบการอัดตัวคายน้ำแบบหนึ่งมิติที่ทำในห้องปฏิบัติการ ดังภาพประกอบที่ 1a แสดงรูปแบบทั่วไปของ  $e - \log \sigma'_v$  จากการทดสอบการอัดตัวคายน้ำแบบหนึ่งมิติและกลศาสตร์ดิน

ดินเหนียวถูกแบ่งออกเป็นสองประเภท ได้แก่ ดินเหนียวอัดตัวคายน้ำปกติ (Normally Consolidated Clay – NC) ซึ่งเป็นดินที่ความเค้นปัจจุบันเป็นค่ามากที่สุดที่เคยได้รับ และดินเหนียวอัดตัวคายน้ำมากกว่าปกติ (Over consolidated Clay – OC) ซึ่งเป็นดินที่เคยได้รับความเค้นสูงกว่าค่าความเค้นปัจจุบันในอดีต เช่น (Oliveira et al., 2021; Trani et al., 2010; Whittle et al., 1994) จากกราฟจะเห็นได้ชัดเจนว่าผลการทดสอบไม่ได้เรียงตัวเป็นเส้นตรงเสมอไป แต่จะแสดงลักษณะเป็นเส้นโค้งในทั้งส่วนของเส้นการอัดตัว (Virgin Compression Line - VCL) โดยเส้นการอัดตัว VCL ถูกกำหนดให้เป็นช่วงของกราฟที่แสดงพฤติกรรมของดินเหนียว (NC) และการทดลองบางช่วงของกราฟที่แสดงถึงการคลายโหลดและการโหลดซ้ำ (Unloading – Reloading) ซึ่งเรียกว่า ฮิสเทรีซิส (hysteresis) ทั้งสองส่วนนี้แสดงถึงพฤติกรรมของดินเหนียวอัดตัวมากกว่าปกติ (OC) แม้ว่าผลการทดสอบจะแสดงพฤติกรรมที่ไม่เป็นเชิงเส้น (non-linear) แต่ในวิธีการคำนวณจะใช้การประมาณค่าแบบเชิงเส้น (linear approximation) ทั้งสำหรับ VCL และ hysteresis เพื่อความเรียบง่าย ดังที่แสดงในรูปที่ 2b สมการที่ใช้ในการคำนวณการทรุดตัวจากการอัดตัวคายน้ำโดยอิงจากการประมาณนี้ ซึ่งใช้ความแตกต่างของอัตราส่วนช่องว่าง ( $\Delta e$ ) จากกราฟผลการทดลอง ถูกนำเสนอในสมการที่ 1-2 เช่น (Aysen, 2002) การประมาณนี้เป็นปัจจัยที่ส่งผลให้เกิดความไม่แม่นยำอย่างต่อเนื่องในการคำนวณการทรุดตัวจากการอัดตัวคายน้ำ ( $\rho_c$  และ  $\rho$ )



ภาพประกอบที่ 1.1 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนช่องว่างและความเค้นแนวตั้งประสิทธิผลจากการทดสอบการอัดตัวคายน้ำแบบหนึ่งมิติ: รูปแบบทั่วไปของ  $e - \log \sigma'_v$  สำหรับดินทั่วไป; (b)



ภาพประกอบที่ 1.1 การประมาณเชิงเส้นของผลการทดสอบสำหรับการคำนวณการทรุดตัวจากการอัดตัวแบบคายน้ำ

ดินเหนียวที่มีการอัดตัวคายน้ำปกติ:

$$\rho = H \left[ \frac{\Delta e}{1+e_0} \right] = \frac{H}{1+e_0} \left[ C_c \cdot \log \left( \frac{\sigma'_{v0} + \Delta \sigma}{\sigma'_{v0}} \right) \right] \quad (1)$$

ดินเหนียวที่มีการอัดตัวคายน้ำมากกว่าปกติ:

$$\rho = H \left[ \frac{\Delta e}{1+e_0} \right] = \frac{H}{1+e_0} \left[ C_r \log \left( \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} \right) + C_c \log \left( \frac{\sigma'_{v0} + \Delta \sigma}{\sigma'_p} \right) \right] \quad (2)$$

ในสมการที่ 1-2  $H$  คือ ความหนาของชั้นดิน,  $e_0$  คือ อัตราส่วนช่องว่างเริ่มต้น,  $\log \sigma'_{v0}$  คือ ความเค้นประสิทธิผลของน้ำหนักดินทับอยู่,  $\sigma'_p$  คือ ความเค้นสูงสุดในอดีตที่ดินเคยรับ และ  $\Delta \sigma$  คือ การเพิ่มขึ้นของความเค้นเนื่องจากน้ำหนักที่กระทำบนผิวดินเพื่อแก้ไขความไม่แม่นยำในการคำนวณการทรุดตัวอัดตัวคายน้ำ จำเป็นต้องใช้สมการที่เหมาะสมสำหรับกราฟ  $e - \log \sigma'_v$  แทนการพึ่งพาการประมาณเชิงเส้น ในเอกสารวิชาการ ความสัมพันธ์ระหว่าง  $e$  และ  $\log(p)$  ซึ่ง  $p$  แทนความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ย จากการทดสอบการอัดตัวคายน้ำแบบหนึ่งมิติมักถูกใช้ในการจำลองพฤติกรรมของดิน เช่น ดินเหนียว เช่น (Cao et al., 2001; Grimstad et al., 2010b; Matsuoka et al., 1999b; C.-Y. Ou et al., 2011; Y. Yao et al., 2004; Y. Yao et al., 2008; Yin et al., 2013)

และทราย เช่น (Duriez & Vincens, 2015; Li & Wang, 1998; Murthy et al., 2007; Rahman et al., 2011; Yang, 2015; Z. Yang et al., 2008) จากการทบทวนอย่างละเอียดโดย (Kaewhanam & Chaimoon, 2023b) พบว่าสมการเชิงเส้นมีความแม่นยำในระดับความเค้นสูง แต่มีแนวโน้มที่จะไม่แม่นยำในระดับความเค้นต่ำ เนื่องจากลักษณะโค้งของผลการทดลอง ในทางตรงกันข้าม สมการเชิงโค้งในรูปของฟังก์ชันยกกำลัง ซึ่งมักใช้กับดินที่มีลักษณะเป็นเม็ด เช่น ทราย มีความแม่นยำในระดับความเค้นต่ำ เพราะผลการทดลองมีแนวโน้มที่คล้ายกัน

อย่างไรก็ตาม ฟังก์ชันยกกำลังอาจไม่แม่นยำอย่างมากในระดับความเค้นสูง เนื่องจากไม่สามารถแสดงเส้นตรงได้อย่างถูกต้อง นอกจากนี้ (Kaewhanam & Chaimoon, 2023b) เป็นผู้เสนอสมการที่รวมระหว่างเส้นโค้งและเส้นตรงในสมการเดียวบนกราฟกึ่งลอการิทึม โดยใช้เพียงพารามิเตอร์การปรับสมการสี่ตัว ซึ่งแนวทางนี้สามารถลดความคลาดเคลื่อนในการคำนวณการเปลี่ยนแปลงของอัตราส่วนช่องว่าง ( $\Delta e$ ) สำหรับดินเหนียวที่มีการอัดตัวปกติ (NC) ได้อย่างมาก อย่างไรก็ตาม สำหรับการคำนวณที่เกี่ยวข้องกับดินเหนียวที่มีการอัดตัวคายนํ้ามากกว่าปกติ (OC) ยังคงจำเป็นต้องใช้สมการ hysteresis แบบไม่เชิงเส้นแม้ว่างานวิจัยในอดีตบางฉบับจะรายงานว่าการคืบ (Creep) เกิดขึ้นหลังจากกระบวนการอัดตัวคายนํ้าเสร็จสิ้น (Huang et al., 2023; Nishimura, 2019; Zhu et al., 2016) แต่การศึกษาล่าสุด (Yin, 1999; Yin & Graham, 1994; Yin & Graham, 1996) ชี้ให้เห็นว่าการคืบและการอัดตัวคายนํ้าสามารถเกิดขึ้นพร้อมกันได้ นอกจากนี้ งานวิจัยเหล่านี้อาศัยหลักการของการอัดตัวคายนํ้าที่ใช้การประมาณค่าแบบเชิงเส้น ดังนั้น เพื่อพัฒนาแนวทางที่สามารถอธิบายกระบวนการคืบและอัดตัวคายนํ้าที่เกิดขึ้นพร้อมกันได้อย่างถูกต้อง จำเป็นต้องปรับปรุงหลักการของการอัดตัวคายนํ้าให้มีความแม่นยำสูงโดยไม่ขึ้นอยู่กับกระบวนการคืบ ก่อนที่จะนำไปบูรณาการเข้ากับกรอบแนวคิดคืบ-อัดตัวคายนํ้าที่ครอบคลุมต่อไป

ดังนั้นในการศึกษานี้ได้พัฒนาวิธีการหาค่าตอบของปัญหาหรือสมการโดยใช้วิธีการคำนวณทางคณิตศาสตร์ที่ชัดเจนเชิงวิเคราะห์ (Analytical solution) สำหรับการหาค่าการอัดตัวแบบคายนํ้า ( $p_r$ ) สำหรับทั้งดินเหนียวที่มีการอัดตัวคายนํ้าปกติ (NC) และดินเหนียวที่มีการอัดตัวคายนํ้ามากกว่าปกติ (OC) เพื่อให้บรรลุเป้าหมายนี้ ได้มีการพิจารณาสองปัจจัยหลัก คือ 1) การปรับปรุงสมการที่เสนอโดย (Kaewhanam & Chaimoon, 2023b) เพื่อจำลองความสัมพันธ์  $e - \log \sigma'_v$  จากการทดสอบ Oedometer สำหรับ NC ให้แม่นยำ และ 2) การแนะนำชุดสมการใหม่ที่สามารถจำลองทั้ง hysteresis แบบสมมาตรและไม่สมมาตร ซึ่งมีความสำคัญสำหรับ OC โดยการใช้สมการเหล่านี้ร่วมกัน ทำให้สามารถสร้างสมการเชิงวิเคราะห์ที่มีรูปแบบปิดสำหรับ  $\Delta e$  ในระหว่างแรงที่กระทำ วิธีนี้ช่วยขจัดความคลาดเคลื่อนในการคำนวณการหาค่าการอัดตัวคายนํ้าโดยการใช้  $\Delta e$  ที่ได้รับการปรับปรุงในสมการที่ 1-2

## 1.2 วัตถุประสงค์ของการวิจัย

การศึกษานี้มุ่งวิธีการหาคำตอบของปัญหาหรือสมการโดยใช้วิธีการคำนวณทางคณิตศาสตร์ที่ชัดเจนเชิงวิเคราะห์ (Analytical solution) สำหรับการหลุดตัวจากการอัดตัวแบบคายน้ำสำหรับทั้งดินเหนียวที่มีการอัดตัวคายน้ำปกติ (NC) และดินเหนียวที่มีการอัดตัวคายน้ำมากกว่าปกติ (OC)

- 1) เพื่อปรับปรุงการคำนวณการหลุดตัวกรณีของดินเหนียวอัดตัวคายน้ำตามปกติ (NC) โดยการดัดแปลงสมการ  $e - \ln p'$  ของ Kaewhanam & chaimoon, 2023
- 2) เพื่อปรับปรุงการคำนวณการหลุดตัวกรณีของดินเหนียวอัดตัวคายน้ำมากกว่าปกติ (OC) โดยการนำเสนอวิธีการใหม่ร่วมกับสมการที่ปรับปรุงแล้วสำหรับ ดินเหนียวอัดตัวคายน้ำตามปกติ (NC)

## 1.3 ขอบเขตของงานวิจัย

ทฤษฎีและหลักการที่ใช้ในการพัฒนาการคำนวณการหลุดตัวแบบอัดตัวคายน้ำ

- 1) พัฒนาปรับปรุงสมการเชิงเส้น และไม่เชิงเส้นของความสัมพันธ์  $e - \log \sigma'_v$  โดยประยุกต์ใช้สมการ AJOP สำหรับคำนวณค่าการหลุดตัวอัดตัวคายน้ำของดินเหนียวปกติและในส่วนของการอัดตัวคายน้ำมากกว่าปกติได้มีการนำเสนอวิธีการใหม่แทนวิธีเดิมเพื่อให้มีความสอดคล้องกับข้อมูลผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำในห้องปฏิบัติการ
- 2) ประเมินชุดสมการที่นำมาประยุกต์ใช้และนำเสนอในการปรับปรุงวิธีการคำนวณการหลุดตัวแบบอัดตัวคายน้ำในกรณี NC และ OC จากข้อมูลของดินเหนียว 3 ประเภท ได้แก่ ดินเหนียวบอสตันบลู (Boston Blue Clay), ดินเหนียวลอนดอน (London Clay), และดินเหนียวกรุงเทพ (Bangkok Clay) โดยแบ่งชั้นดินออกเป็น 3 กรณี คือ การแบ่งความหนาเดียว, การแบ่งความหนาเท่ากัน, ความหนาที่ไม่สม่ำเสมอ

## 1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

- 1) สามารถประยุกต์สมการ AJOP ร่วมกับพัฒนาหลักการใหม่ในการคำนวณค่าการหลุดตัวแบบอัดตัวแบบคายน้ำปกติและมากกว่าปกติได้ถูกต้องและแม่นยำ

## บทที่ 2 ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

ในบทนี้จะกล่าวถึงความรู้พื้นฐานที่เกี่ยวข้องในทฤษฎีการอัดตัวคายนํ้าของดินเหนียวและการพัฒนาสมการการทรุดตัวแบบอัดตัวแบบคายนํ้า โดยทำการค้นคว้าศึกษา และสรุปบทความรวมถึงข้อมูลที่เกี่ยวข้องกับการศึกษาการทรุดตัวแบบอัดตัวคายนํ้า เพื่อให้เข้าใจถึงกระบวนการและองค์ประกอบสำคัญที่เป็นสาเหตุทำให้การคำนวณการทรุดตัวมีความคลาดเคลื่อน รวมไปถึงหลักการหรือวิธีการคำนวณ และการวิเคราะห์ด้วยหลักการหรือแนวทางใหม่ที่ใช้สำหรับการคำนวณวิเคราะห์การทรุดตัวแบบอัดตัวคายนํ้าที่มีความแม่นยำสูง โดยอยู่ในรูปของสมการแม่นยำตรง (Analytical Closed Form)

### 2.1) ความเค้น (Stress)

#### 2.1.1) ความเค้นในระบบพิกัด 3 มิติ (Cartesian Stress)

ความเค้น หรือ หน่วยแรง (Stress) ซึ่งนิยามมาจากแรงที่กระทำต่อหนึ่งหน่วยพื้นที่ ดังแสดงในสมการที่ 2.1

$$\sigma = \frac{P}{A} \quad (2.1)$$

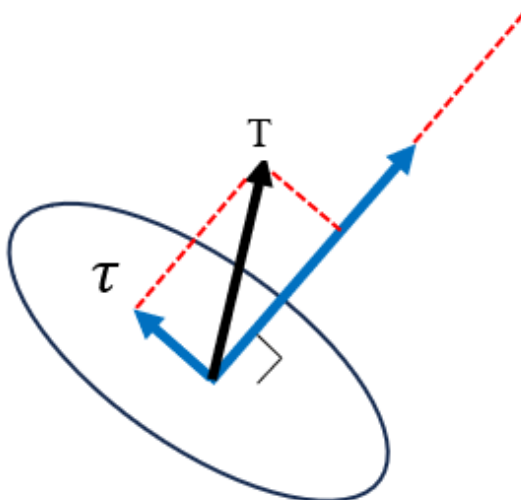
เมื่อ

$\sigma$  คือ ความเค้น หรือ หน่วยแรง

$P$  คือ แรงที่กระทำต่อพื้นที่

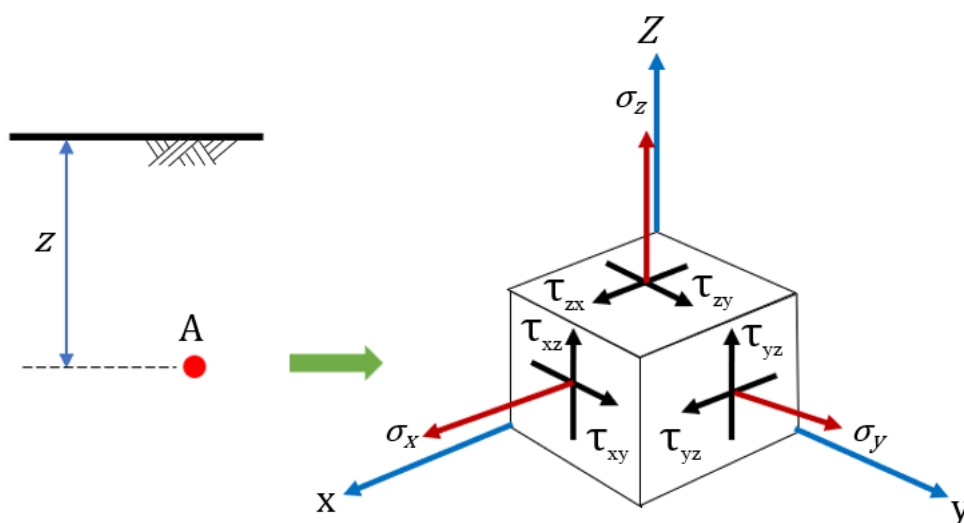
$A$  คือ พื้นที่ที่แรงกระทำ

สำหรับหน้าตัดหนึ่ง ๆ ที่มีความเค้นเกิดขึ้น ตามหลักการทางกลศาสตร์ก็มักจะนิยามความเค้นที่อยู่บนพื้นผิวนั้นเป็น 2 ลักษณะคือ ความเค้นที่ตั้งฉากกับพื้นผิว (Normal Stress,  $\sigma$ ) และความเค้นที่อยู่บนผิวสัมผัส (Shear Stress,  $\tau$ ) ดังแสดงในภาพประกอบที่ 2.1



ภาพประกอบที่ 2.1 ความเค้นบนพื้นที่หน้าตัด ความเค้นตั้งฉาก และความเค้นเฉือน

สำหรับหน่วยแรงในดินที่จุดหนึ่งๆ ที่โดยทั่วไปจะแสดงด้วยชุดของหน่วยแรงที่อยู่บนพื้นผิวที่ตั้งฉากกันใน 3 มิติดังแสดงในภาพประกอบที่ 2.2



ภาพประกอบที่ 2.2 หน่วยแรงในดินระบบ 3 มิติ

จากภาพประกอบที่ 2.2 จะได้ว่าหน่วยแรงที่สมบูรณ์แบบของดินจุดหนึ่งจะประกอบไปด้วยหน่วยแรงถึง 9 ค่า คือหน่วยแรงตั้งฉาก 3 ค่า ( $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  และ  $\sigma_z$ ) และหน่วยแรงเฉือน 6 ค่า ( $\tau_{xy}$ ,  $\tau_{yx}$ ,  $\tau_{yz}$ ,  $\tau_{zy}$ ,  $\tau_{zx}$  และ  $\tau_{xz}$ ) ซึ่งสามารถเขียนปริมาณทั้ง 9 รวมกันเป็นหน่วยแรงเดียวในลักษณะที่เรียกว่าเทนเซอร์ได้ดังแสดงในสมการที่ 2.2

$$\{\sigma\} = \begin{Bmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_y & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_z \end{Bmatrix} \quad (2.2)$$

จากสมการที่ 2.2 ถ้าดินอยู่ในสภาวะสมดุลต่อการเลื่อน ( $\sum F_x = 0, \sum F_y = 0$  และ  $\sum F_z = 0$ ) และสมดุลต่อการหมุน ( $\sum M_x = 0, \sum M_y = 0$  และ  $\sum M_z = 0$ ) ซึ่งจะทำให้  $\tau_{xy} = \tau_{yz}$ ,  $\tau_{yz} = \tau_{zy}$  และ  $\tau_{zx} = \tau_{xz}$  ดังนั้นจะสามารถแทนที่ความเค้นของดิน ณ จุด ๆ หนึ่งด้วยเทนเซอร์  $\{\sigma\}$  ที่ประกอบด้วยหน่วยแรงที่แตกต่างกันเพียง 6 ค่าดังสมการที่ 2.3

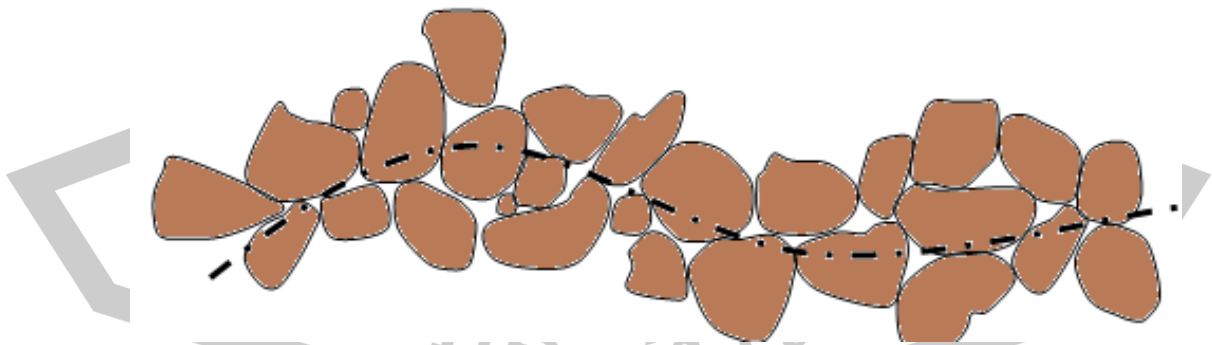
$$\{\sigma\} = \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{xy} \\ \tau_{yz} \\ \tau_{zx} \end{Bmatrix} \quad (2.3)$$

และความเครียด (Strain) ที่สอดคล้องกับหน่วยแรงในสมการที่ 2.3 สามารถเขียนได้ดังสมการที่ 2.4

$$\{\varepsilon\} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \end{Bmatrix} \quad (2.4)$$

### 2.1.2) ความเค้นรวมและความเค้นประสิทธิภาพ (Total stress and effective stress)

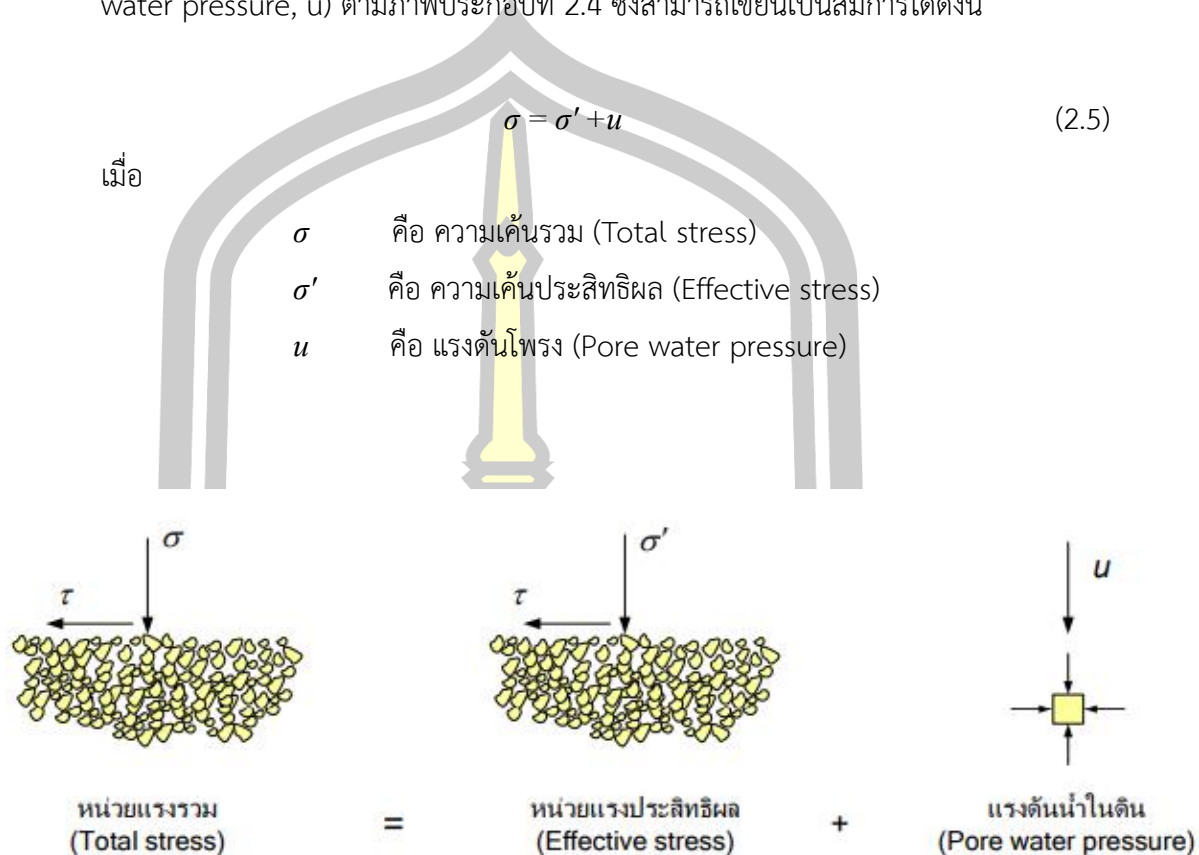
เนื่องจากดินเป็นวัสดุที่มีลักษณะเป็นเม็ด (Grain) ซึ่งโดยธรรมชาติจะมีช่องว่าง (Void) หรือโพรง ดินได้ด้วย สำหรับหน้าตัดหนึ่งในมวลดินจะต้องประกอบด้วยส่วนที่เป็นเนื้อดิน (Solid) และส่วนที่เป็นโพรง ดังแสดงในภาพประกอบที่ 2.3



ภาพประกอบที่ 2.3 ช่องว่างที่แทรกอยู่ระหว่างเม็ดดิน

นอกจากนี้ หากดินมีการอิ่มตัวด้วยน้ำ (โพรงเต็มไปด้วยน้ำและไม่มีอากาศอยู่ในโพรง) ก็จะทำให้ความเค้นที่เกิดขึ้นทั้งหมด (Total Stress,  $\sigma$ ) ต่อหน้าตัดดินหนึ่ง ๆ แบ่งออกเป็นสองส่วนตามสมการของ Terzaghi คือหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในเนื้อเม็ดดิน ซึ่งเรียกว่า

หน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress,  $\sigma'$ ) และหน่วยแรงที่เกิดขึ้นของน้ำในโพรง (Pore water pressure,  $u$ ) ตามภาพประกอบที่ 2.4 ซึ่งสามารถเขียนเป็นสมการได้ดังนี้

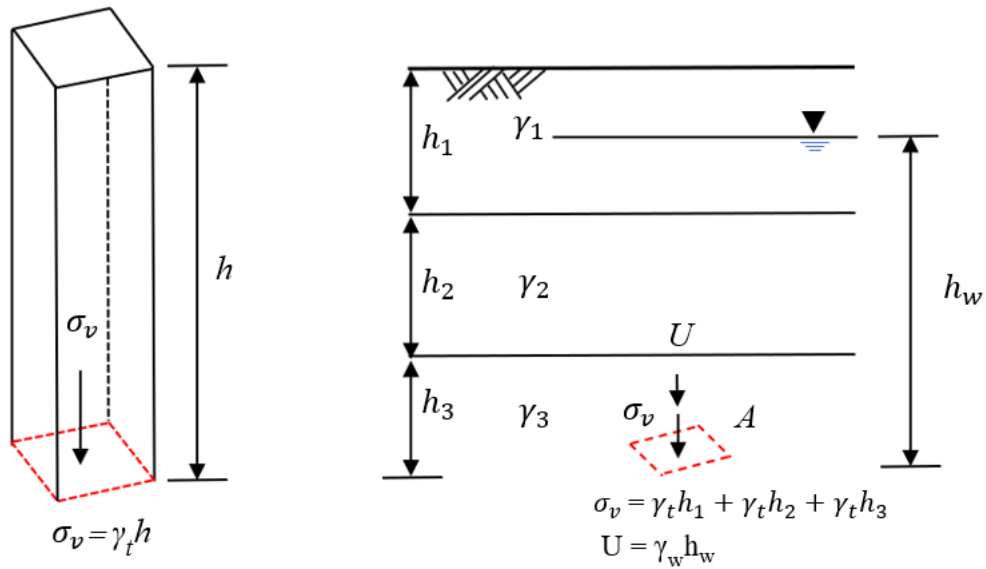


ภาพประกอบที่ 2.4 หลักการความเค้นประสิทธิผล

2.1.3) ความเค้นในแนวตั้งเนื่องจากน้ำหนักของดินด้านบนที่กดทับ (Overburden pressure)

ดินที่อยู่ลึกลงไปจะแบกรับน้ำหนักของดินส่วนที่อยู่ด้านบน ทำให้มีความเค้นเกิดขึ้นทั้งในแนวตั้งแนวนอนสามารถคำนวณหาหน่วยแรงในดินเนื่องจากน้ำหนักกดทับได้จากภาพประกอบที่ 2.5

พหุ ประถม โท ชีวะ



ภาพประกอบที่ 2.5 การคำนวณหาหน่วยแรงในดินเนื่องจากน้ำหนักกดทับ Overburden pressure

ความเค้นตั้งฉากในแนวตั้ง ณ จุด A ในภาพประกอบที่ 2.5 คำนวณได้จากสมการที่ 2.6

$$\sigma = \gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \gamma_3 h_3 \quad (2.6)$$

สมการทั่วไปของความเค้นรวมในแนวตั้งตั้งสมการที่ 2.7

$$\sigma_v = \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i \quad (2.7)$$

เมื่อ

$\gamma_i$  คือ หน่วยน้ำหนักรวมของดิน ณ ชั้นที่  $i$

$h_i$  คือ ความหนาของชั้นดิน ณ ชั้นที่  $i$

$n$  คือ จำนวนชั้นดินเหนือจุดที่พิจารณาแรงดันน้ำในช่องว่างเม็ดดิน

(Porewater pressure,  $u$ ) จะเท่ากับความดันน้ำ Hydrostatic

เมื่อ

$$u = \gamma_w h_w \quad (2.8)$$

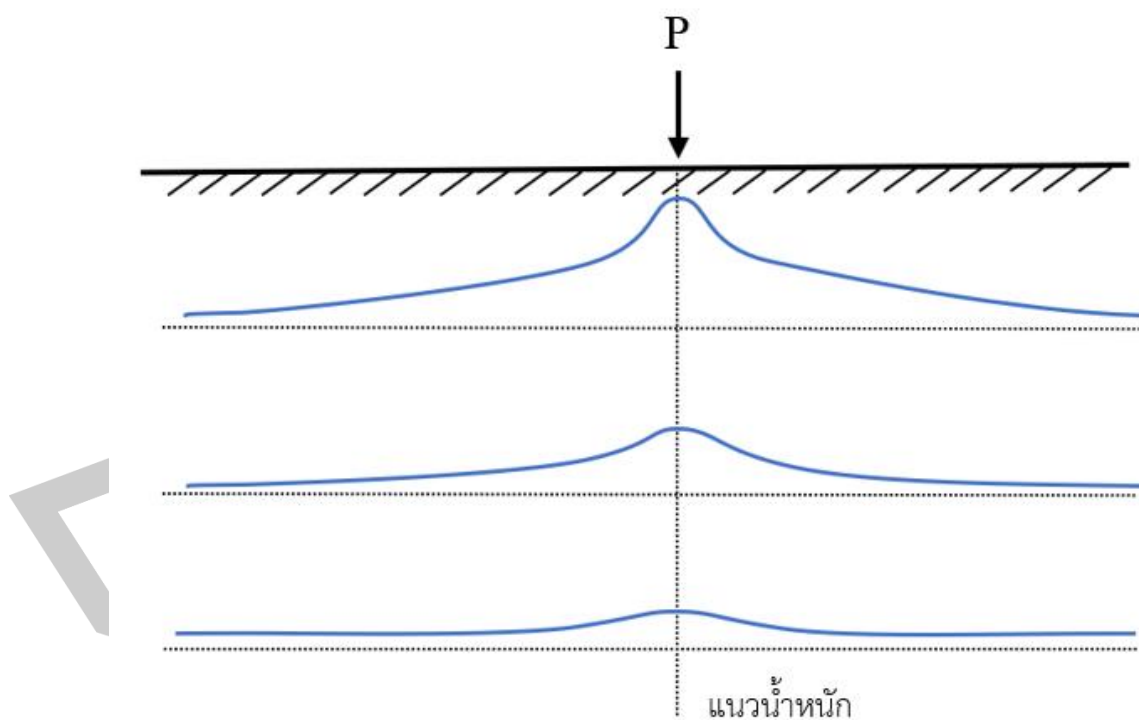
$\gamma_w$  คือ หน่วยน้ำหนักของน้ำ

$h_w$  คือ ระยะจากผิวน้ำใต้ดินถึงจุดที่พิจารณา

#### 2.1.4) ความเค้นที่เกิดจากน้ำหนักกระทำที่ผิวดิน

เมื่อน้ำหนักกระทำที่ผิวดิน เช่น น้ำหนักจาก อาคาร ถนน กำแพงท่อ เป็นต้น จะทำให้เกิดความเค้นขึ้นในดินโดยมีค่าแตกต่างกันไปในแต่ละตำแหน่ง (ถึงจะมีระดับความลึกเดียวกันก็ตาม) ความเค้นที่เกิดจากน้ำหนักของสิ่งก่อสร้างจะมีค่ามากในบริเวณที่อยู่ใกล้ๆ กับตำแหน่งที่น้ำหนักกระทำและจะค่อย ๆ ลดลงเมื่อระดับความลึกเพิ่มขึ้นและระยะห่างทางด้านข้างเพิ่มขึ้น

เมื่อน้ำหนัก  $P$  กระทำที่ผิวดิน ดังภาพประกอบที่ 2.6 จะมีการกระจายของน้ำหนักไปยังตำแหน่งต่าง ๆ ได้ผิวดินขนาดของความเค้นจะขึ้นอยู่กับขนาดของน้ำหนักและตำแหน่งที่พิจารณา เพื่อพิจารณาที่ระดับใดระดับหนึ่งใต้ผิวดินความเค้นจะมีค่าสูงสุดที่ตำแหน่งใต้แนวน้ำหนักและจะลดลงเรื่อย ๆ เมื่อมีระยะห่างด้านข้างเพิ่มขึ้นที่ความลึกน้อย ๆ (แนว  $a-a$ ) ความเค้นบริเวณใกล้ ๆ กับแนวน้ำหนักจะมีค่าสูงกว่าบริเวณอื่น ๆ เป็นอย่างมาก กล่าวคือ ความเค้นมีค่าลดลงอย่างรวดเร็วเมื่อระยะห่างทางด้านข้างจากแนวน้ำหนักเพิ่มขึ้น แต่เมื่อความลึกเพิ่มขึ้น (แนว  $b-b$  และ  $c-c$ ) ความเค้นมีการกระจายออกทางด้านข้างได้มากขึ้น ทำให้ความแตกต่างของความเค้นบริเวณใกล้ ๆ กับแนวน้ำหนักกับบริเวณอื่น ๆ ลดลง



ภาพประกอบที่ 2.6 การกระจายความเค้นเมื่อน้ำหนักกระทำที่ผิวดิน

ความเค้นที่เกิดจากน้ำหนักของสิ่งก่อสร้างมีทั้งความเค้นในแนวราบและความเค้นในแนวตั้ง แต่ความเค้นที่สำคัญคือความเค้นในแนวตั้ง ในที่นี้ จะกล่าวถึงการวิเคราะห์หาความเค้นในแนวตั้ง

เท่านั้น โดยทั่วไป จะกำหนดให้แกนที่อยู่ในแนวตั้งเป็นแกน  $z$  ดังนั้นความเค้นในแนวตั้งจะใช้สัญลักษณ์  $\sigma_z$  การหาความเค้นในแนวตั้งที่เกิดจากน้ำหนักสิ่งก่อสร้างจะแยกเป็นกรณีต่าง ๆ ตามลักษณะของน้ำ หนักที่กระทำ เช่น น้ำหนักกระทำเป็นจุด น้ำหนักกระทำเป็นแนวยาว น้ำหนักกระทำเป็นพื้นที่สี่เหลี่ยมยาว พื้นที่วงกลม น้ำหนักกระทำจากดินถม เป็นต้น วิธีการวิเคราะห์การหาความเค้นในแต่ละกรณีมีดังนี้

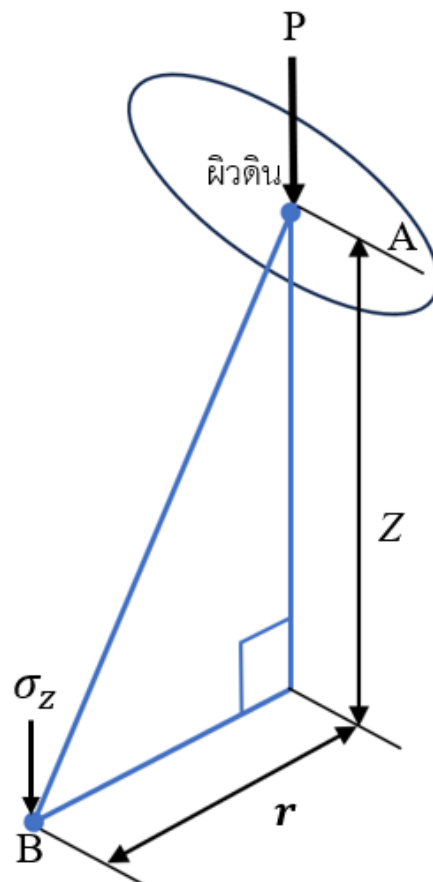
#### 2.1.4.1) ความเค้นเนื่องจากน้ำหนักกระทำเป็นจุด

จากภาพประกอบที่ 2.7 น้ำหนัก  $P$  กระทำที่จุด  $A$  ซึ่งอยู่บนผิวดินความเค้นในแนวตั้งที่จุด  $B$  ( $\sigma_z$ ) อยู่ลึกลงไปเป็นระยะ  $z$  และห่างออกไปทางด้านข้างของแนวน้ำหนักเป็นระยะ  $r$  สามารถหาได้ ดังนี้

$$\sigma_z = \frac{3Pz^3}{2\pi(r^2+z^2)^{\frac{5}{2}}} \quad (2.9)$$

เมื่อ

$\Delta\sigma_z$  = ค่าความเค้นในแนวตั้ง

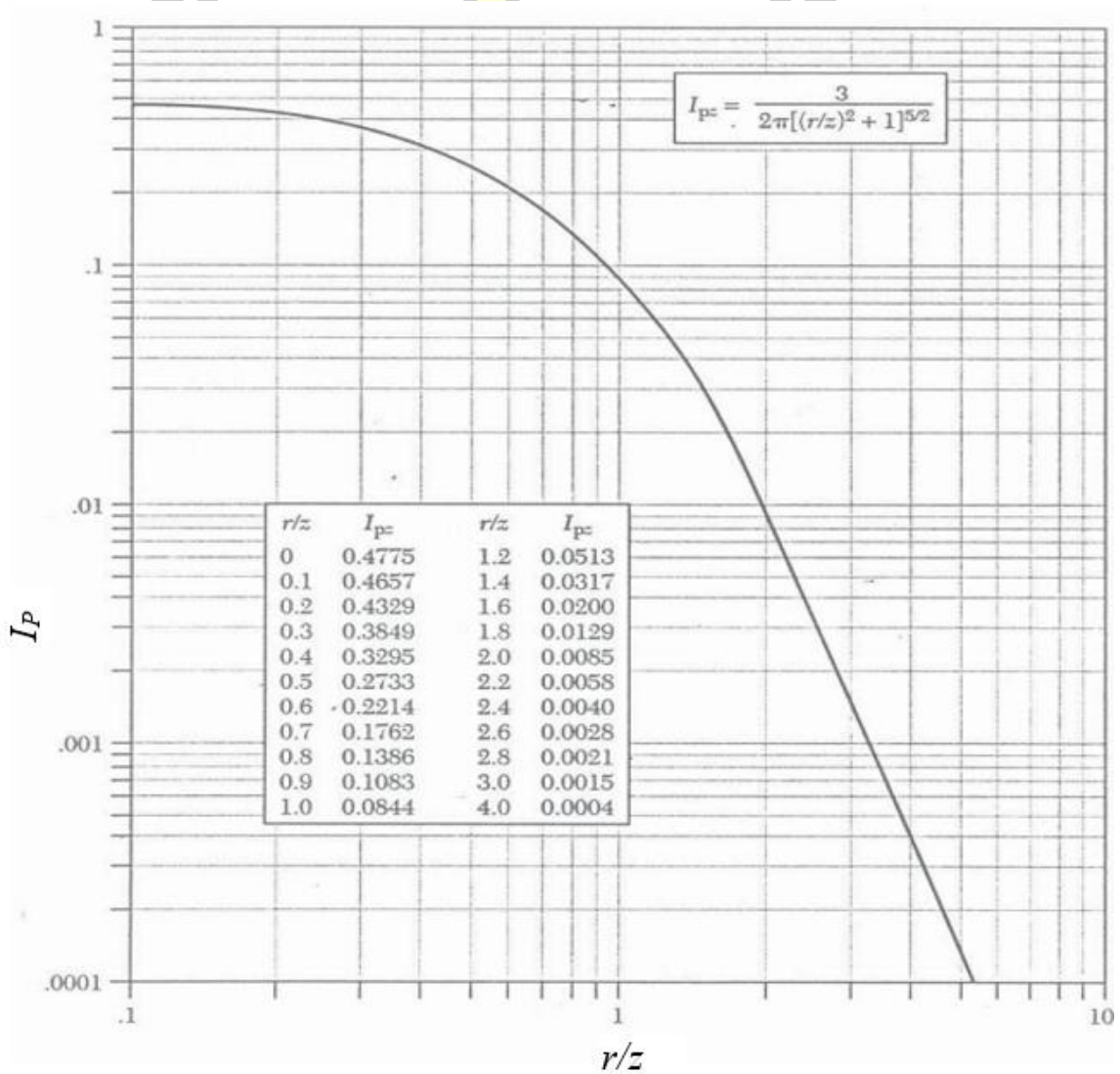
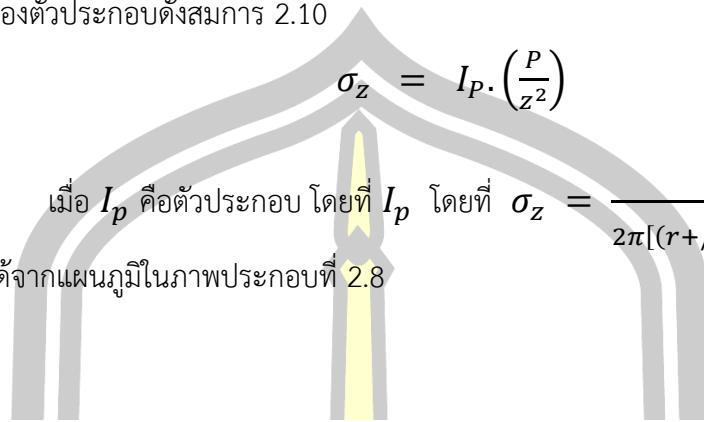


ภาพประกอบ 2.7 น้ำหนักกระทำเป็นจุด

สำหรับสมการที่ 2.9 เพื่อความสะดวกและง่ายที่จะหาค่า  $\sigma_z$  สามารถเขียนให้อยู่ในรูปของตัวประกอบดังสมการ 2.10

$$\sigma_z = I_p \cdot \left(\frac{P}{z^2}\right) \tag{2.10}$$

เมื่อ  $I_p$  คือตัวประกอบ โดยที่  $I_p$  โดยที่  $\sigma_z = \frac{3}{2\pi[(r+z)^2+1]^{\frac{5}{2}}}$  สามารถหาได้จากแผนภูมิในภาพประกอบที่ 2.8



ภาพประกอบที่ 2.8 กราฟค่าตัวประกอบของความเค้นในแนวดิ่ง

### 2.1.4.2) ความเค้นเนื่องจากน้ำหนักกระทำเป็นเส้นตรงยาว

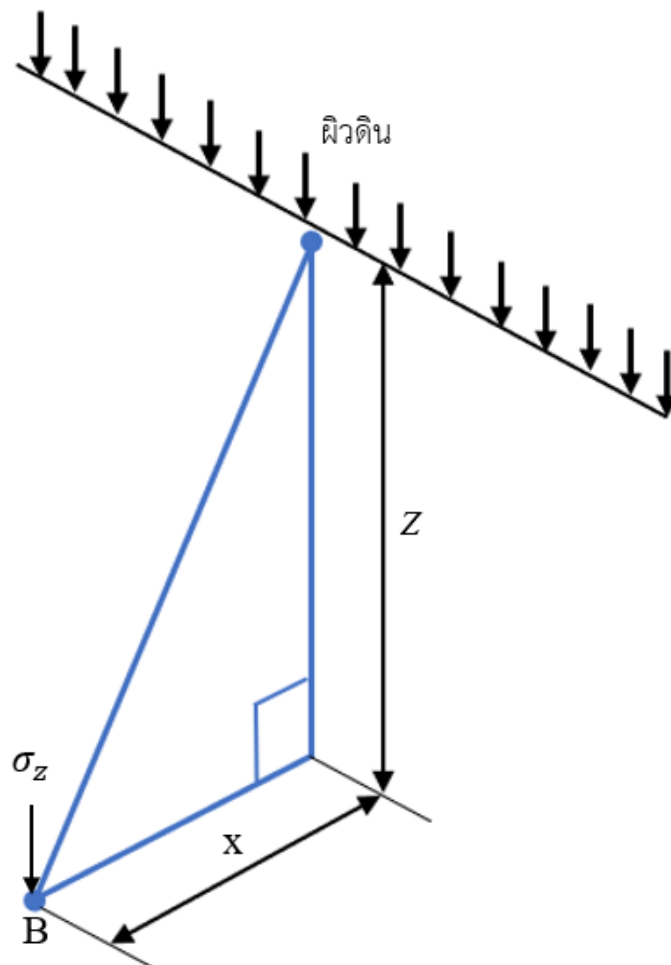
ลักษณะของวัตถุที่ทำให้เกิดน้ำหนักแบบนี้ ได้แก่ ท่อส่งน้ำมัน เป็นต้น จากภาพประกอบที่ 2.9 มีน้ำหนักกระทำที่ผิวดินเป็นเส้นยาวขนาด  $Q$  (หน่วยเป็นแรงต่อระยะทาง) เช่น ความเค้นที่จุด B ( $\sigma_z$ ) ซึ่งอยู่ลึกจากผิวดินเป็นระยะ  $Z$  และห่างจากแนวน้ำหนักไปด้านข้างเป็นระยะ  $x$  หาได้ดังสมการที่ 2.11

$$\sigma_z = \frac{2qz^3}{\pi(x^2+y^2)^2} \quad (2.11)$$

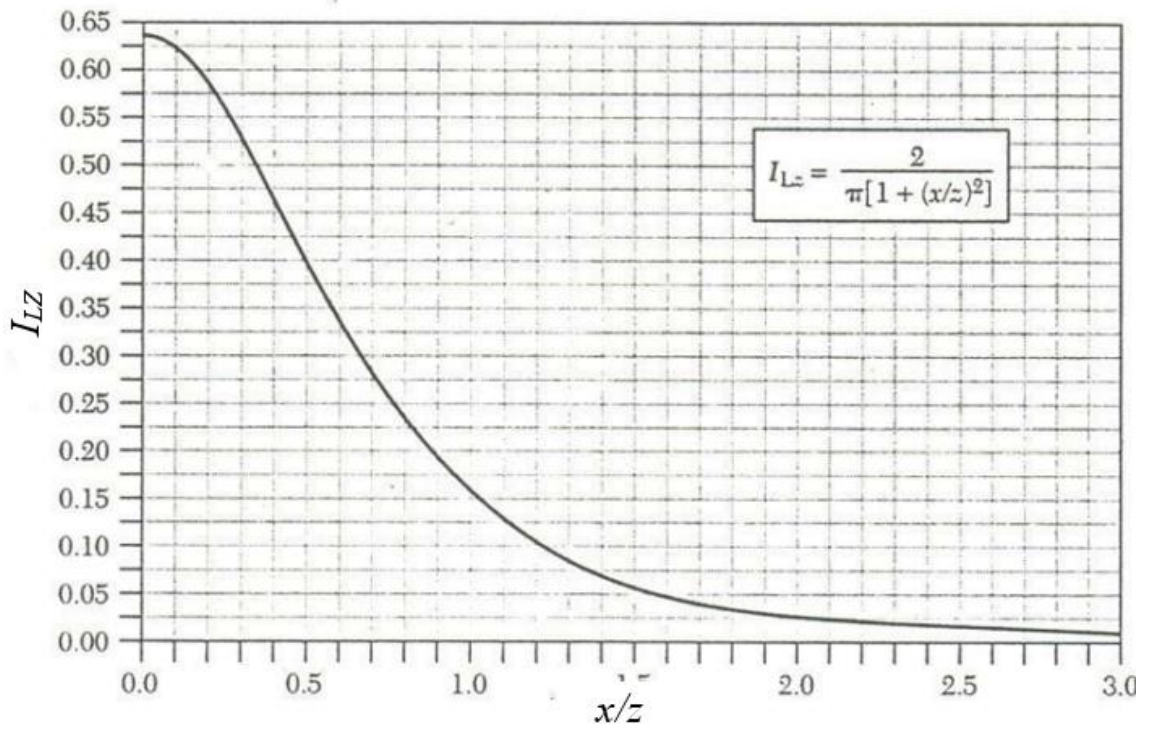
เมื่อ  $P$  = น้ำหนักที่กระทำ มีหน่วยเป็นแรงต่อความยาวเช่นนิวตันต่อเมตร

หรือ 
$$\sigma_z = I_{Lz} \cdot \left(\frac{P}{z^2}\right) \quad (2.12)$$

เมื่อ  $I_{Lz}$  คือ ตัวประกอบ โดยที่ 
$$I_{Lz} = \frac{2}{\pi(1+(x/y)^2)^2}$$



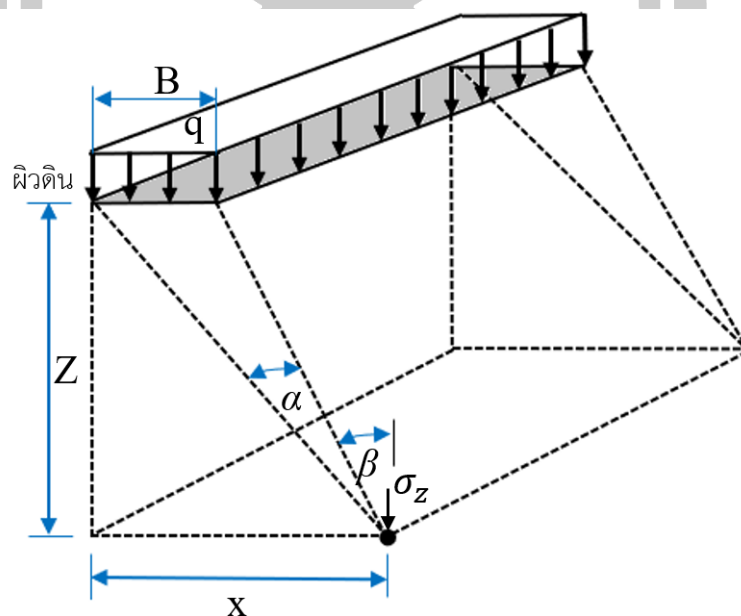
ภาพประกอบที่ 2.9 ลักษณะน้ำหนักกระทำเป็นเส้นตรงยาว



ภาพประกอบที่ 2.10 กราฟค่าตัวประกอบของความเค้นในแนวดิ่ง

2.1.4.3) ความเค้นเนื่องจากน้ำหนักกระทำเป็นแถบสี่เหลี่ยมยาว (Uniformly loaded rectangular area)

โดยลักษณะของวัตถุที่ทำให้เกิดน้ำหนักลักษณะเช่นนี้ คือ ฐานรากของกำแพง เป็นต้น



ภาพประกอบที่ 2.11 น้ำหนักกระทำเป็นแถบสี่เหลี่ยมยาว

จากภาพประกอบที่ 2.11 เมื่อมีน้ำหนักเป็นแถบสี่เหลี่ยมยาวกระทำที่ผิวดินขนาด  $q$  (หน่วยเป็นแรงต่อพื้นที่ เช่น N/m) ความเค้นที่จุด B ( $\sigma_z$ ) ซึ่งอยู่ลึกจากผิวดินเป็นระยะ  $z$  และห่างออกไปทางด้านข้างเป็นระยะที่ทำให้เกิดมุม  $\alpha$  และ  $\beta$  ดังภาพประกอบสามารถหาได้ดังสมการที่ 2.13

$$\sigma_z = \frac{q}{\pi} \{ \alpha + \sin \alpha \cos(\alpha + 2\beta) \} \quad (2.13)$$

มุม  $\alpha$  และ  $\beta$  มีหน่วยเป็นเรเดียน สามารถหาค่าได้ดังสมการที่ 2.14 – 2.15

$$\alpha = \tan^{-1} \left( \frac{x}{z} \right) - \tan^{-1} \left( \frac{x-B}{z} \right) \quad (2.14)$$

$$\beta = \tan^{-1} \left( \frac{x-B}{z} \right) \quad (2.15)$$

2.1.4.4) ความเค้นเนื่องจากน้ำหนักกระทำสม่ำเสมอรูปวงกลม (Uniformly loaded circular area)

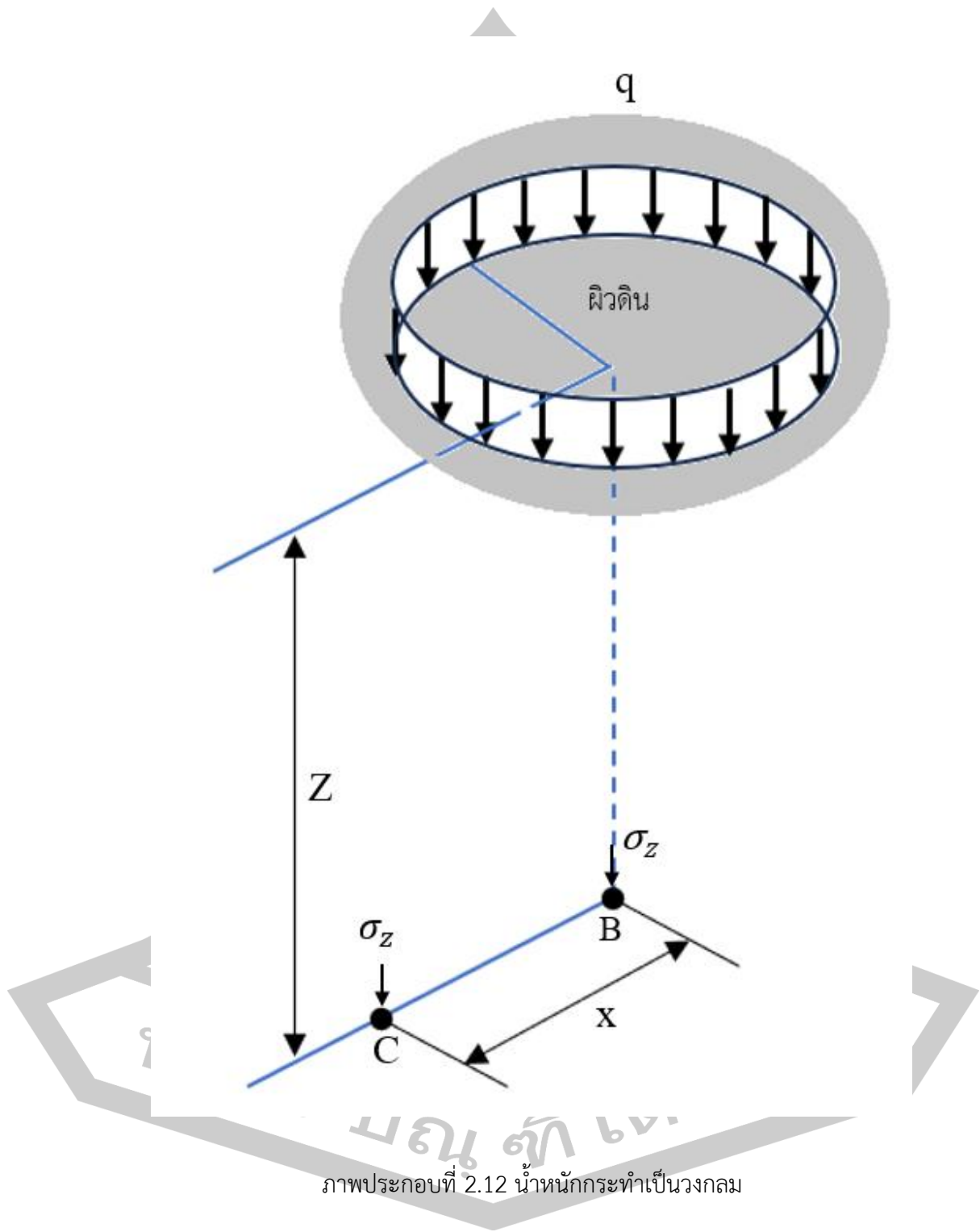
ลักษณะของวัตถุที่ทำให้เกิดน้ำหนักแบบนี้ ได้แก่ ถังเก็บน้ำมัน เป็นต้น แสดงดังภาพประกอบที่ 2.12 หน่วยของน้ำหนักที่กระทำจะเป็นแรงต่อพื้นที่ สามารถคำนวณดังสมการที่ 2.16

$$\sigma_z = q [1 - 1/[1 + (r/z)^2]^{3/2}] \quad (2.16)$$

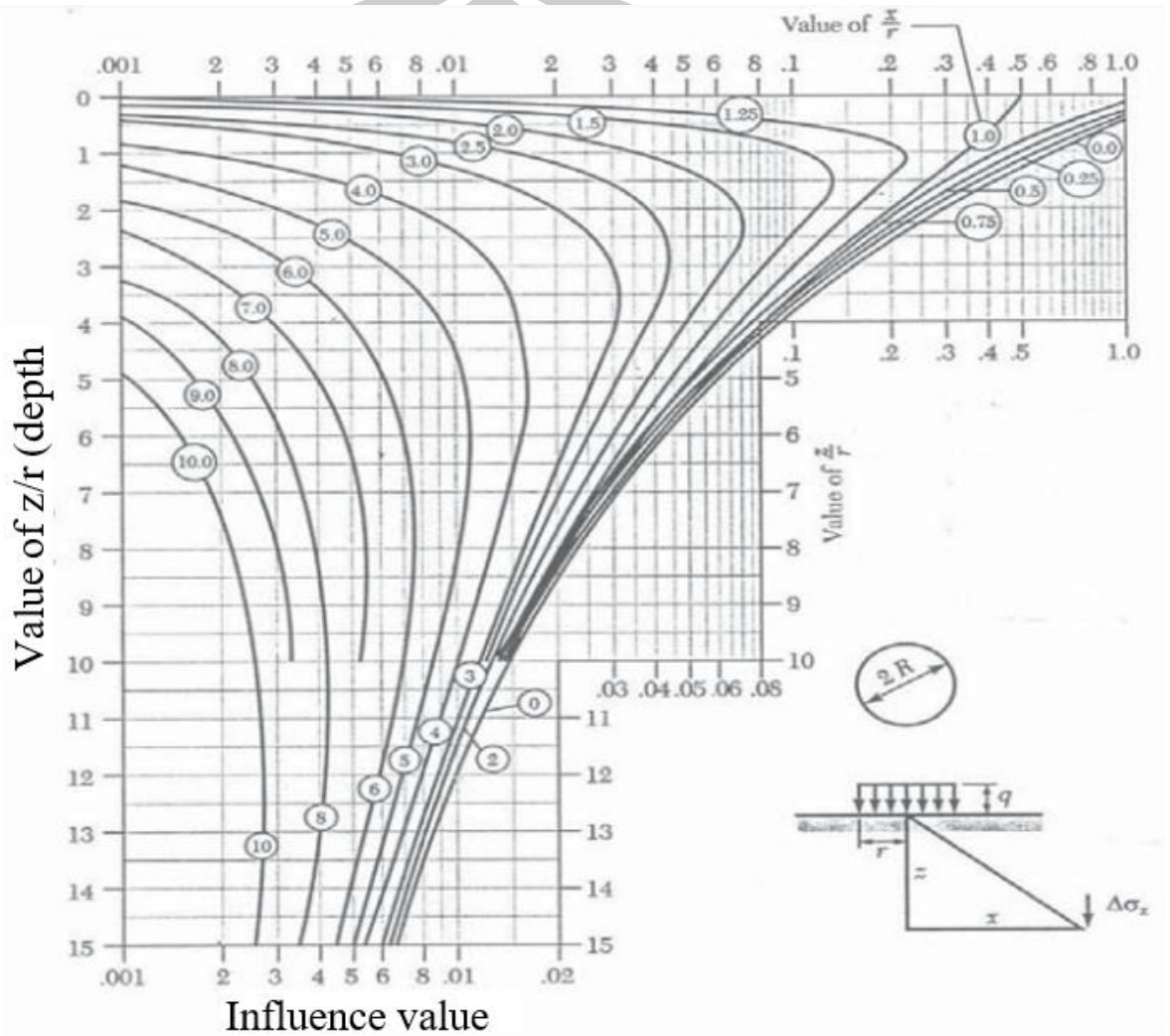
ซึ่งสมการที่ 2.16 สามารถหาค่าความเค้นในแนวตั้งที่จุดกึ่งกลางใต้น้ำหนักเท่านั้น สำหรับความเค้นที่จุดอื่น ๆ ซึ่งอยู่ลึกจากผิวดินเป็นระยะ  $z$  และห่างจากแนวศูนย์กลางไปทางด้านข้างเป็นระยะ  $x$  (จุด c) สามารถหาได้ดังสมการที่ 2.17

$$\Delta\sigma_z = I_c \cdot q \quad (2.17)$$

เมื่อ  $I_c$  เป็นค่าอิทธิพลหาได้จากกราฟในภาพประกอบที่ 2.13



ภาพประกอบที่ 2.12 น้ำหนักกระทำเป็นวงกลม



ภาพประกอบที่ 2.13 กราฟสำหรับหาค่าอิทธิพล  $I_c$  ของน้ำหนักกระทำเป็นวงกลม

พหุพันธ์ ปณ. ที. โตะ ชีเว

2.1.4.5) ความเค้นเนื่องจากน้ำหนักกระทำเป็นรูปสี่เหลี่ยม (Uniformly loaded rectangular area)

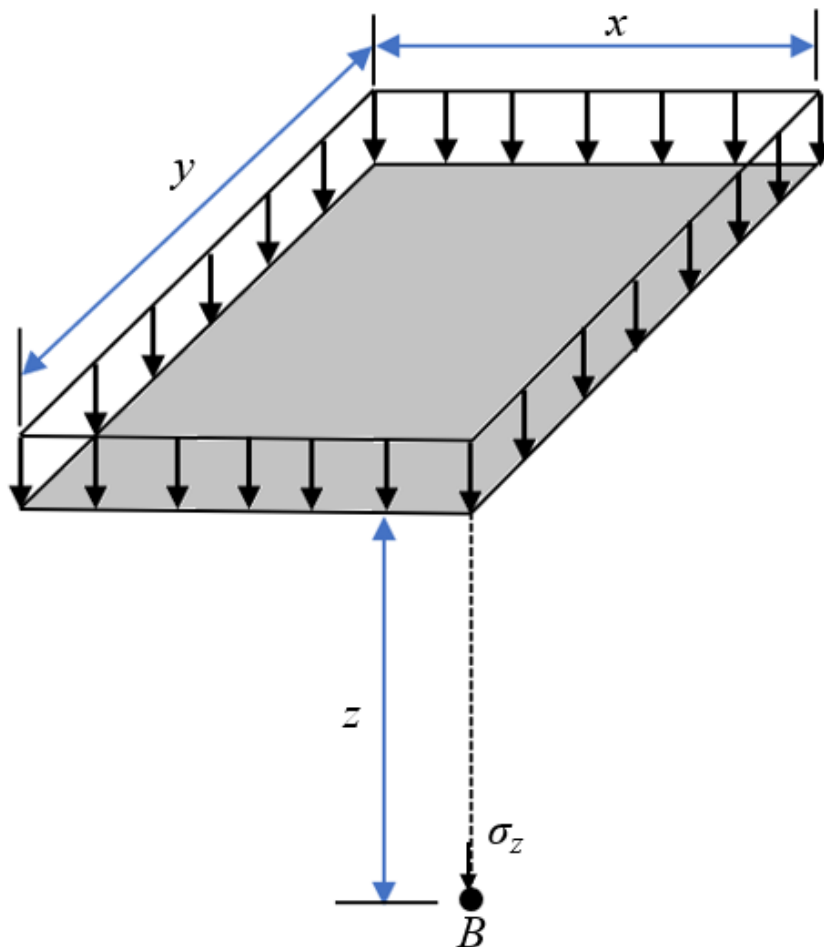
ในการวิเคราะห์การหาค่าความเค้นในแนวดิ่งจากภาพประกอบที่ 2.14 น้ำหนักแผ่กระจายสม่ำเสมอ  $q$  กระทำเป็นรูปสี่เหลี่ยมกว้าง  $x$  ยาว  $y$  ความเค้นที่จุด  $B$  ซึ่งอยู่ลึกลงไปเป็นระยะ  $z$  ตรงมุมใดมุมหนึ่งของน้ำหนักสามารถหาได้ดังนี้

$$\sigma_z = \frac{q}{4\pi} \left[ \frac{2mn(m^2+n^2+1)^{1/2}}{m^2+n^2+m^2n^2+1} \left( \frac{m^2+n^2+2}{m^2n^2+1} \right) + \tan^{-1} \frac{2mn(m^2+n^2+1)^{1/2}}{m^2+n^2+m^2n^2+1} \right] \quad (2.18)$$

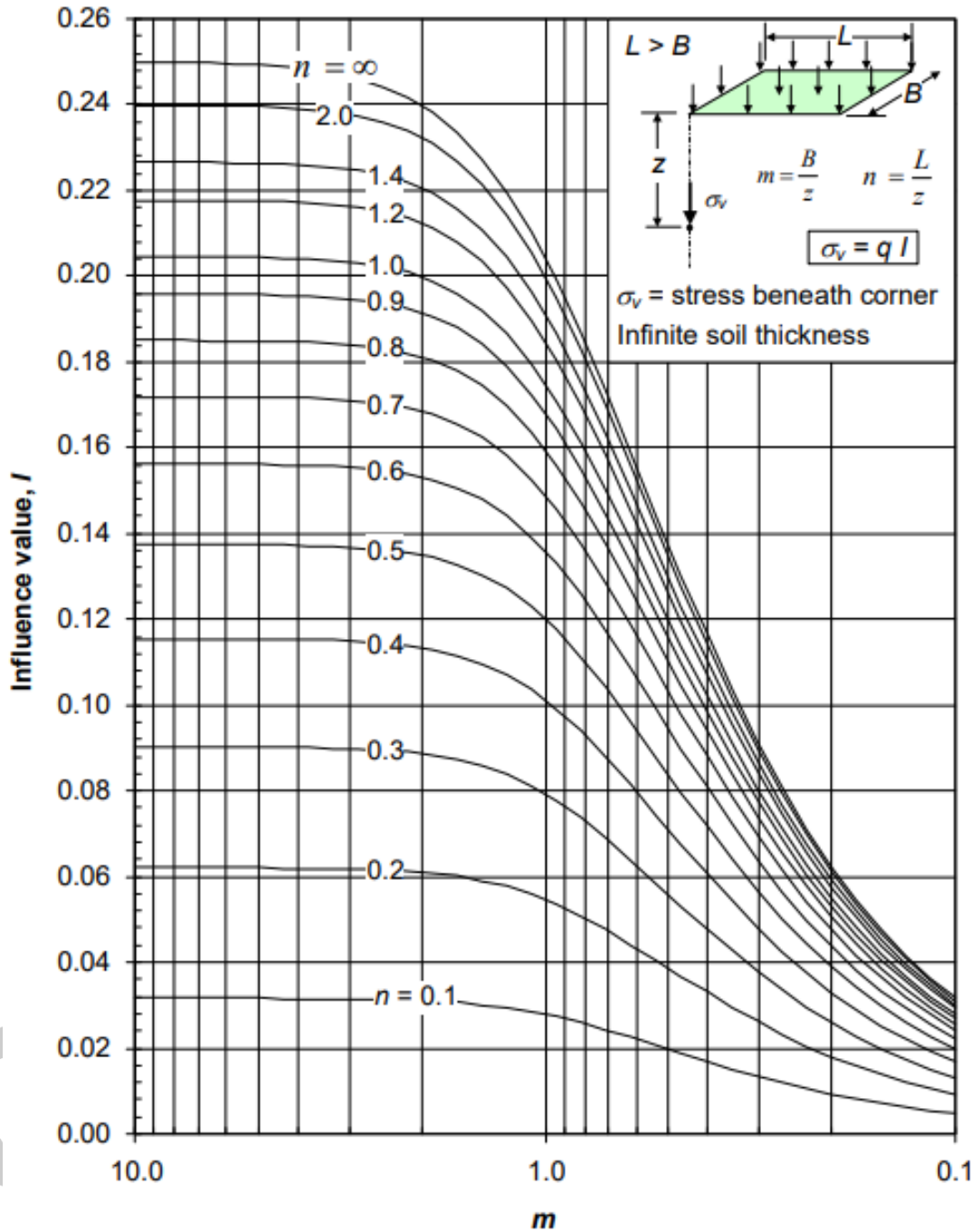
เมื่อ  $m = x/z$ ,  $n = y/z$  ( $m$  กับ  $n$  สามารถสลับค่ากันได้) สมการที่ (2.18) สามารถหาได้ในรูปของตัวประกอบ  $I_3$  ได้ดังสมการที่ 2.19

$$\sigma_z = I_3 \cdot q \quad (2.19)$$

เมื่อ  $I_3$  เป็นตัวประกอบซึ่งหาได้จากกราฟภาพประกอบที่



ภาพประกอบที่ 2.14 น้ำหนักกระทำเป็นสี่เหลี่ยม



ภาพประกอบที่ 2.15 กราฟหาค่าอิทธิพลของน้ำหนักกระทำสม่ำเสมอรูปสี่เหลี่ยม

2.1.4.6) การหาความเค้นเนื่องจากน้ำหนักกระทำเนื่องจากดินถม (Embankment load)

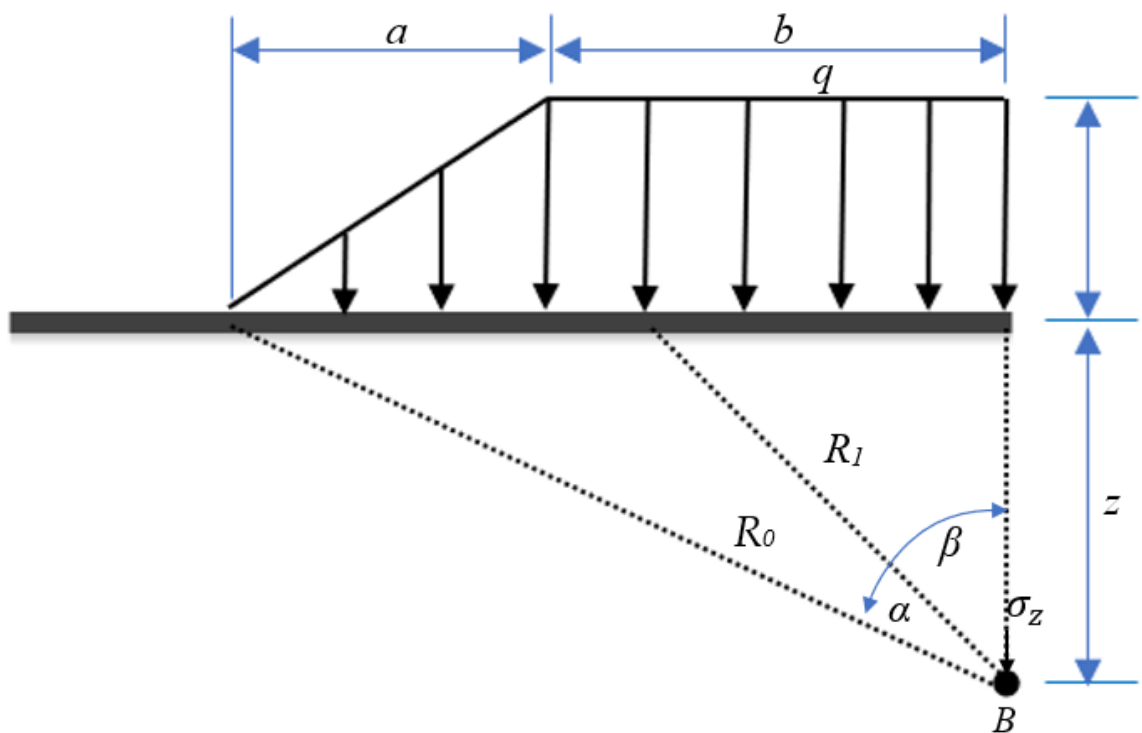
ดินถมลักษณะลาดเอียงบริเวณขอบ ทำให้น้ำหนักเป็นแรงกระจายแบบสี่เหลี่ยมคางหมู ดังภาพประกอบที่ 2.16 ความเค้นที่จุด  $B$  ซึ่งอยู่ที่ความลึก  $z$  สามารถหาได้ดังสมการที่ 2.20

$$\sigma_z = \frac{q}{\pi} \left\{ \left( \frac{a+b}{a} \right) (\alpha + \beta) - \frac{b}{a} \beta \right\} \quad (2.20)$$

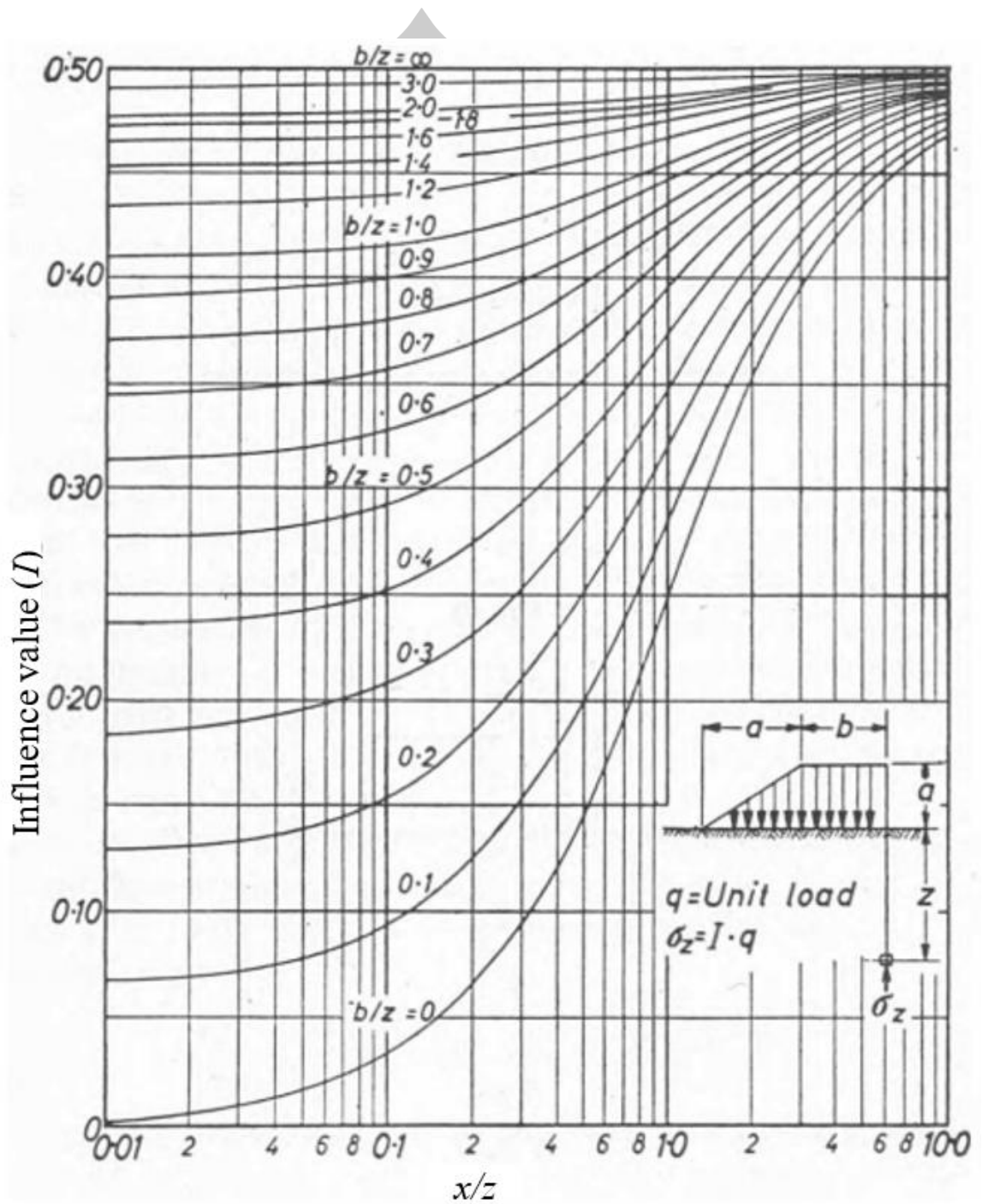
สมการที่ 2.20 สามารถเขียนให้อยู่ในรูปตัวประกอบได้ดังสมการที่ 2.21

$$\sigma_z = I_E \cdot q \quad (2.21)$$

เมื่อ  $I_E$  เป็นตัวประกอบซึ่งหาได้จากกราฟภาพประกอบที่ 2.27



ภาพประกอบที่ 2.16 น้ำหนักกระทำเนื่องจากดินถม



ภาพประกอบที่ 2.17 กราฟสำหรับหาค่าตัวประกอบ  $I_E$  ของน้ำหนักกระทำเนื่องจากดินถม  
ที่มา : (J.O. Osterberg , Northwestern University, Evanston, Illinois, U.S.A.)

## 2.2) การยุบตัว (Compressibility)

การทรุดตัว หมายถึง การยุบตัวลงในแนวดิ่งเนื่องจากการเปลี่ยนแปลงปริมาตรของดินซึ่งเป็นสาเหตุสำคัญที่ทำให้เกิดการทรุดตัวและเสียหายได้แบ่งออกได้เป็น 3 ประเภท คือ

### 1.) การทรุดตัวทันที (Immediate settlement, $\rho_i$ )

เป็นการทรุดตัวเมื่อน้ำหนักกระทำต่อดินเหนียวที่อิ่มตัวด้วยน้ำ ดินเหนียวซึ่งมีค่าความซึมของน้ำต่ำ (Low permeability) จะทำให้เกิดการทรุดตัวในสภาพที่ไม่ระบายน้ำ (Undrained condition) มวลดินจะรับน้ำหนักด้วยเม็ดดินและความดันน้ำ (Porewater pressure) ซึ่งเกิดขึ้นโดยไม่มี การเปลี่ยนแปลงปริมาตรภายใต้กึ่งกลางของน้ำหนักจะเกิดการยุบตัวลงในแนวดิ่งและเกิดการขยายออกในแนวนอน

### 2) การทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคาย (Consolidation settlement, $\rho_c$ )

เป็นการทรุดตัวเนื่องจากความดันน้ำในโพรงดินที่เพิ่มขึ้นเมื่อถูกน้ำหนักกระทำมีค่าลดลง เนื่องจากการระบายน้ำในมวลดินซึ่งเป็นผลให้ปริมาตรของมวลดินลดลงและค่าหน่วยแรงประสิทธิผลเพิ่มขึ้นอัตราการทรุดตัวชนิดนี้จะช้าหรือเร็วขึ้นกับอัตราการระบายน้ำในมวลดิน

### 3) การทรุดตัวเนื่องจากการคืบ (Secondary settlement, $\rho_s$ ) หรือ (Creep)

เป็นการทรุดตัวที่เกิดขึ้นต่อจากการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation settlement,  $\rho_c$ ) โดยหลังจากที่ค่าความดันในโพรงดินลดลงหมดแล้ว ค่าหน่วยแรงประสิทธิผลจะมีค่าคงที่ปริมาตรของมวลดินจะลดลงและทำให้มีการทรุดตัวเกิดขึ้นต่อไปอีก ซึ่งเรียกว่าการทรุดตัวอัดแน่นครั้งที่สอง (Secondary Compression) มีค่าน้อยมาก

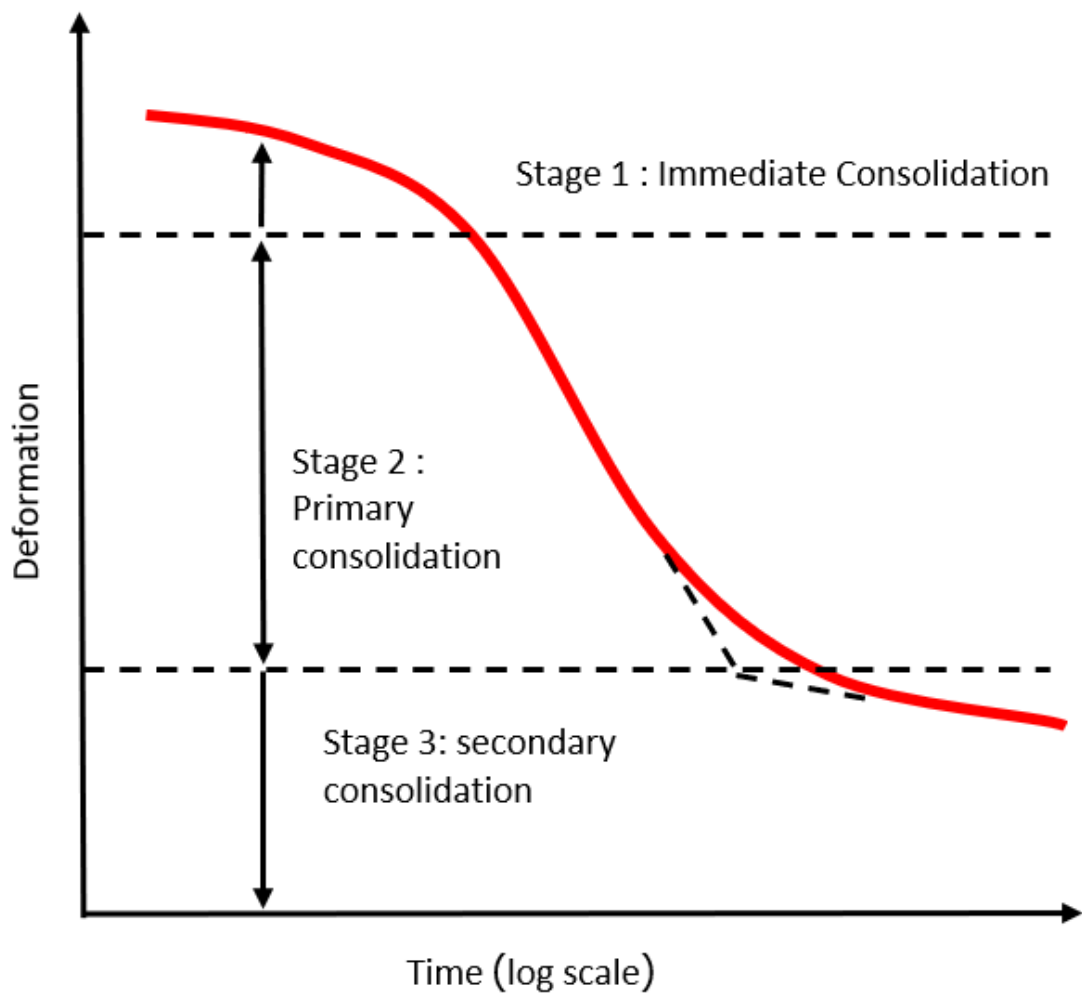
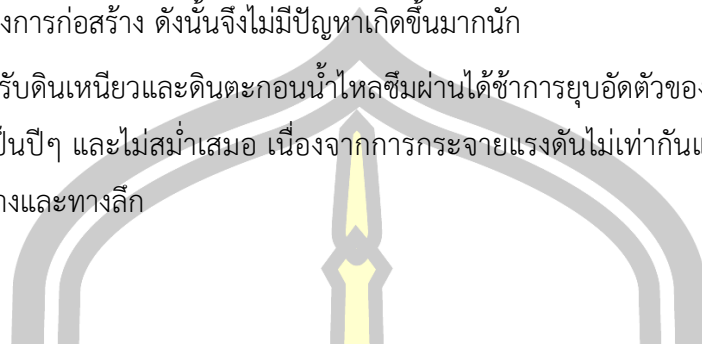
การทรุดตัวของดินบริเวณใดบริเวณหนึ่งเป็นผลรวมของการทรุดตัวทั้ง 3 ช่วงดังสมการที่ 2.3

$$\rho_{total} = \rho_i + \rho_c + \rho_s \quad (2.22)$$

การทรุดตัวทั้งหมด (Total settlement) เป็นผลรวมของการทรุดตัวทั้ง 3 ประเภทข้างต้น แต่เนื่องจากดินเหนียวมีสัมประสิทธิ์การซึมน้ำได้ต่ำมาก ทำให้การทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำขั้นแรกที่มีค่าสูงสุดต้องใช้เวลาานาน ส่วนการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวแบบคายน้ำในขั้นที่สองจะพบมากในกรณีของดินเหนียวที่มีอินทรีย์สาร (Organic clay and peat) เป็นส่วนใหญ่ซึ่งมีค่าต่ำและเกิดภายหลังจากการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวแบบคายน้ำขั้นแรกแล้ว ดังนั้นการทรุดตัวที่สำคัญและมีผลกับความปลอดภัยของโครงสร้างคือ การทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำขั้นแรก ในงานวิจัยนี้จะกล่าวถึงเฉพาะการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำขั้นแรกเท่านั้น

สำหรับดินทรายหรือชั้นดินที่น้ำไหลซึมผ่านได้ง่ายอาจจะพิจารณาได้ว่าการทรุดตัวจะเกิดขึ้นในช่วงระหว่างการก่อสร้าง ดังนั้นจึงไม่มีปัญหาเกิดขึ้นมากนัก

สำหรับดินเหนียวและดินตะกอนน้ำไหลซึมผ่านได้ช้าการยุบตัวของดินประเภทนี้จึงเกิดขึ้นต่อเนื่องกันเป็นปีๆ และไม่สม่ำเสมอ เนื่องจากการกระจายแรงดันไม่เท่ากันและการเปลี่ยนแปลงในดินทั้งทางกว้างและทางลึก



ภาพประกอบที่ 2.18 ความสัมพันธ์ระหว่างการยุบตัวของดินกับเวลา

### 2.3) การทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำของดิน (Consolidation Settlement)

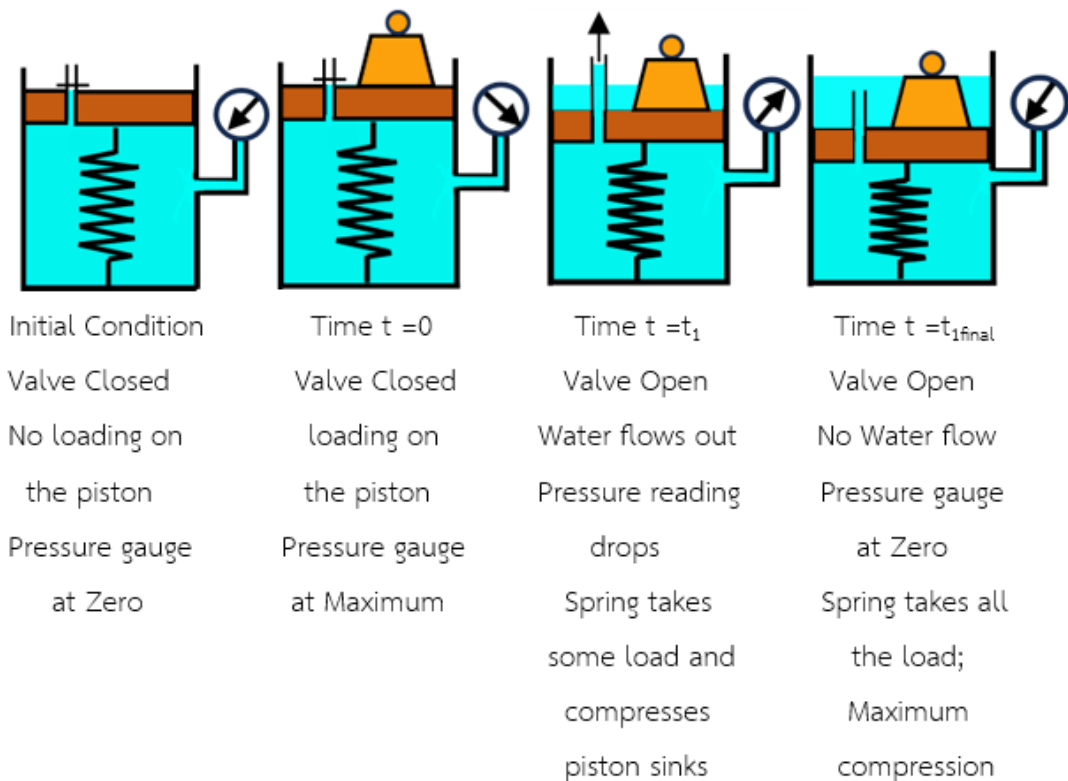
การอัดตัวคายน้ำ (Consolidation) คือ การที่ดินเม็ดละเอียดที่อิ่มตัวด้วยน้ำ (Saturated soil) มีการระบายน้ำออกเมื่อตัวอย่างดินมีความเค้นมากระทำที่ผิวดิน ซึ่งจะส่งผลให้ตัวอย่างดินเกิดการทรุดตัวเนื่องจากการยุบตัวของดิน (Consolidation Settlement) สาเหตุที่ทำให้เกิดการทรุดตัว เพราะเมื่อน้ำที่อยู่ภายในชั้นดินไหลซึมออกมาจะทำให้แรงดันน้ำและปริมาตรของดินลดลงทำให้เกิดการทรุดตัว การทรุดตัวลักษณะนี้จะเกิดหลังจากการทรุดตัวทันทีทันใด (Immediate Settlement) และจะเกิดในชั้นดินที่มีน้ำไหลซึมผ่านได้ช้า เช่น ดินเหนียว เป็นต้น

เราใช้ทฤษฎีการอัดตัวคายน้ำของ Terzaghi ซึ่งสามารถหาได้ทั้งค่าการทรุดตัวและอัตราการทรุดตัวแบบคายน้ำ โดยพิจารณาการไหลของน้ำ ในทิศทางเดียว (One-Dimensional Consolidation) การยุบตัวแบบหนึ่งมิติ (One-dimensional compression) หมายถึงการที่ดินเปลี่ยนแปลงปริมาตรในแนวตั้งโดยปราศจากการเคลื่อนตัวของมวลดินในแนวราบ หรือ เรียกว่าเงื่อนไข  $\kappa_0$  - condition

มีสมมติฐานดังนี้

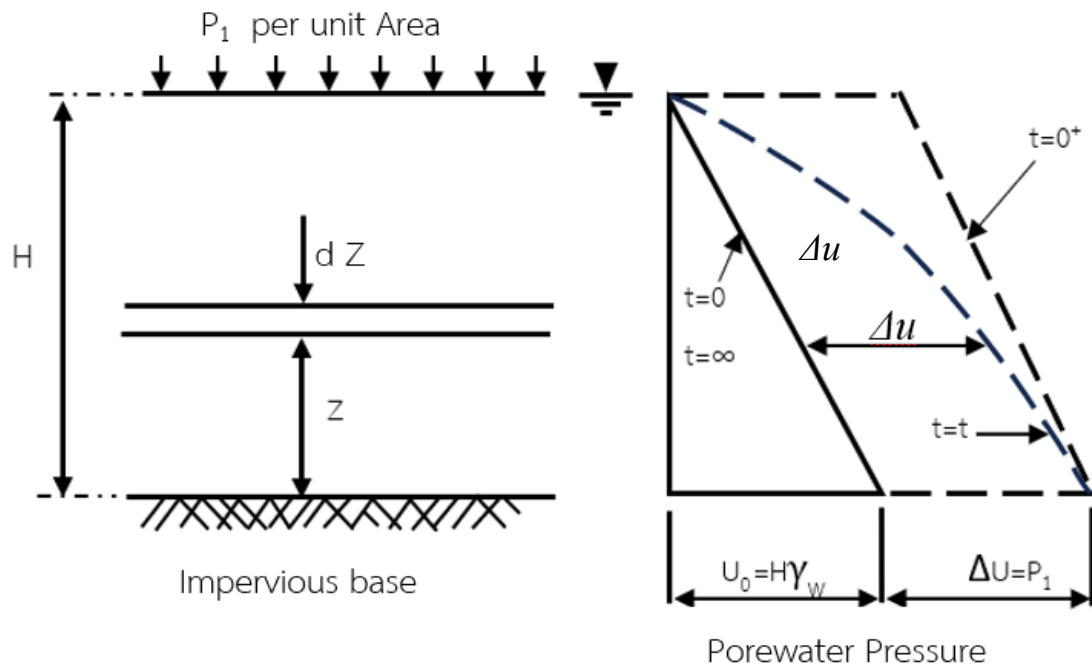
- 1) ดินเหนียวทั้งชั้นเป็นดินที่มีเนื้อเดียวกันสม่ำเสมอตลอดทั้งชั้น (Homogeneous)
- 2) ดินเหนียวอยู่ในสภาพอิ่มตัวด้วยน้ำ (100% Saturation)
- 3) การไหลเกิดขึ้นในทิศทางเดียวเท่านั้นคือแนวตั้ง
- 4) การไหลเป็นแบบราบเรียบ (Laminar flow) ดังนั้นสามารถใช้อีกฎของดาร์ซี (Darcy's Law) และสมการความต่อเนื่องในการวิเคราะห์ได้ (Continuity equation)
- 5) ระหว่างเกิดการทรุดตัวหรืออัดตัวคายน้ำ
- 6) การทรุดตัวของมวลดินเกิดจากการไหลออกของน้ำในมวลดินเท่านั้น โดยถือว่าเนื้อดินหรือเม็ดดินและน้ำเป็นวัสดุที่ไม่สามารถกดอัดได้ (Incompressibility)

พูนุ ปณุกิติโต ชิว



ภาพประกอบที่ 2.19 การจำลองสภาพดินอิ่มตัวด้วยน้ำโดยการใช้สปริงและลูกสูบ

จากแบบจำลองของสปริงที่ใช้อธิบายการยุบตัวของดิน Terzaghi ในภาพประกอบที่ 2.19 ได้สรุปไว้ว่า โครงสร้างดินถูกเชื่อมต่อกันด้วยระบบของเม็ดดินที่เปรียบได้กับสปริงที่อยู่ภายใต้ความเค้นกระทำ ( $\sigma$ ) นั่นคือเมื่อความเค้นกระทำกับตัวอย่างดินอิ่มตัวเริ่มแรกจะส่งผ่านแรงเค้นไปยังส่วนที่เป็นของเหลว คือ น้ำในมวลดิน ทำให้เกิดแรงดันน้ำส่วนเกินขึ้นทันที เมื่อเวลาผ่านไปน้ำในมวลดินจะค่อย ๆ ระบายออก ทำให้แรงดันน้ำส่วนเกินค่อย ๆ ลดลง แรงเค้นจะถูกถ่ายไปยังเม็ดดิน เมื่อเวลาผ่านไปจนแรงดันน้ำส่วนเกินเท่ากับศูนย์ ความเค้นทั้งหมดจะถูกถ่ายไประหว่างเม็ดดิน นั่นคือ เม็ดดินจะรับความเค้นไว้ทั้งหมด เรียกสถานะนี้ว่า จุดสิ้นสุดช่วงการอัดตัวคายน้ำแบบปฐมภูมิ (Primary consolidation stage)



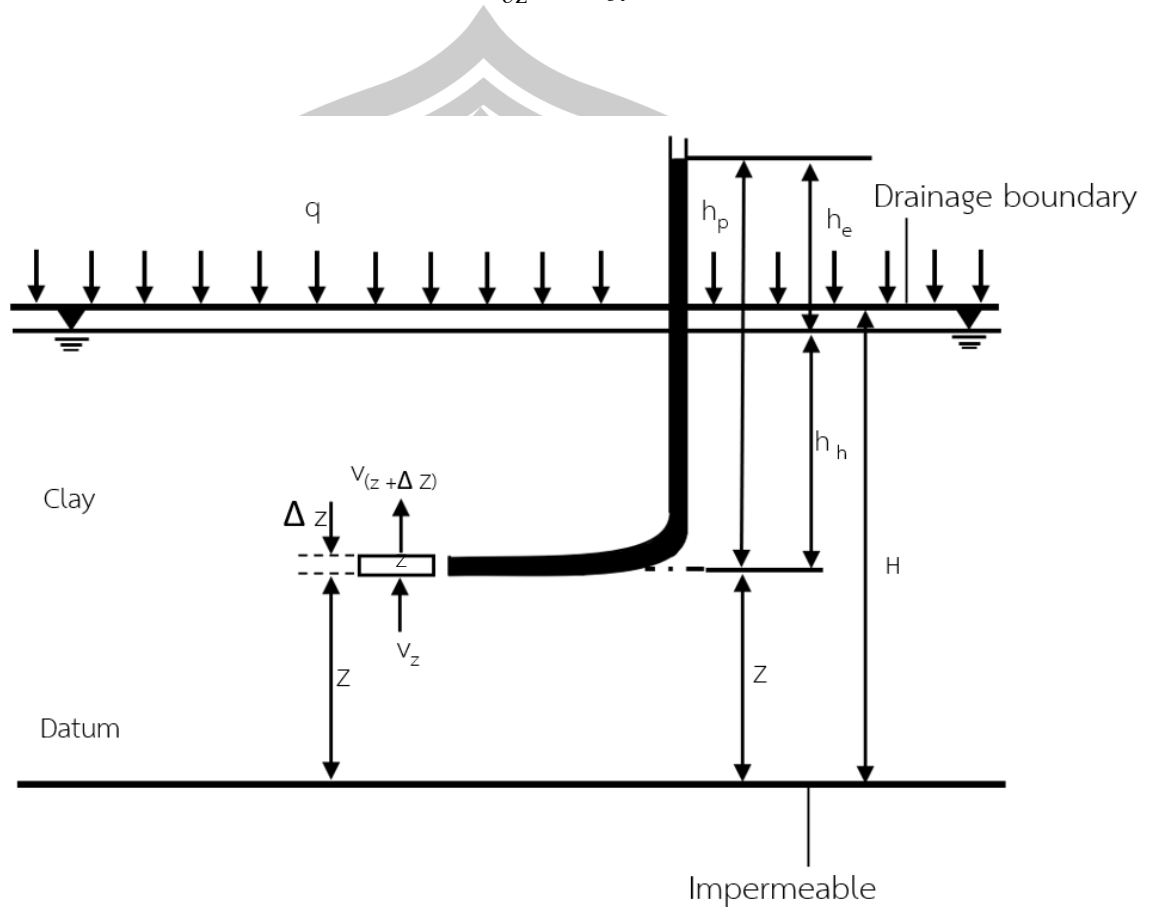
ภาพประกอบที่ 2.20 รูปแบบการทรุดตัวแบบอัดตัวคายน้ำ

การหาค่าการทรุดตัวเนื่องจากการยุบตัวของดินนั้น จะต้องนำตัวอย่างดินที่ต้องการทราบค่าการทรุดตัวไปทดสอบการยุบตัวในห้องปฏิบัติการ เพื่อหากราฟการอัดตัวของดิน จากกราฟดังกล่าวจะทำให้ทราบค่าตัวแปรต่าง ๆ ที่จะใช้ในการคำนวณการทรุดตัว เนื่องจากการยุบตัวของดิน ซึ่งจะนิยมการหาค่าตัวแปรต่าง ๆ ดังนี้

### 2.3.1) การสร้างสมการการไหลทิศทางเดียว (Derivation of governing equation)

เมื่อพิจารณาดินตะกอนอิมิตัวที่มีคุณสมบัติเหมือนกันทุกทิศทางและมีความกว้างไม่จำกัดรับน้ำหนักกระทำสม่ำเสมอ ( $q$ ) ที่ผิวดินดังแสดงในภาพประกอบที่ 2.21 เมื่อชั้นดินวางอยู่บนชั้นดินที่บ้น้ำ และสามารถระบายน้ำได้อย่างอิสระขึ้นไปบนผิวดิน การลดลงของแรงดันน้ำส่วนเกินที่จุดใด ๆ จะเกิดขึ้นเฉพาะแนวตั้งตามทิศทางไหลขึ้นของน้ำไปยังขอบเขตด้านบน ซึ่งมีความลาดชันทางชลศาสตร์ในแนวตั้งเท่านั้น ความเครียดจะเกิดขึ้นเฉพาะในแนวตั้งจากภาพประกอบที่ 2.21 จะได้สมการควบคุม (Governing one-dimensional consolidation equation) ของ Terzaghi ดังนี้

$$c_v \frac{\partial^2 u_e}{\partial z^2} = \frac{\partial u_e}{\partial t} \tag{2.23}$$



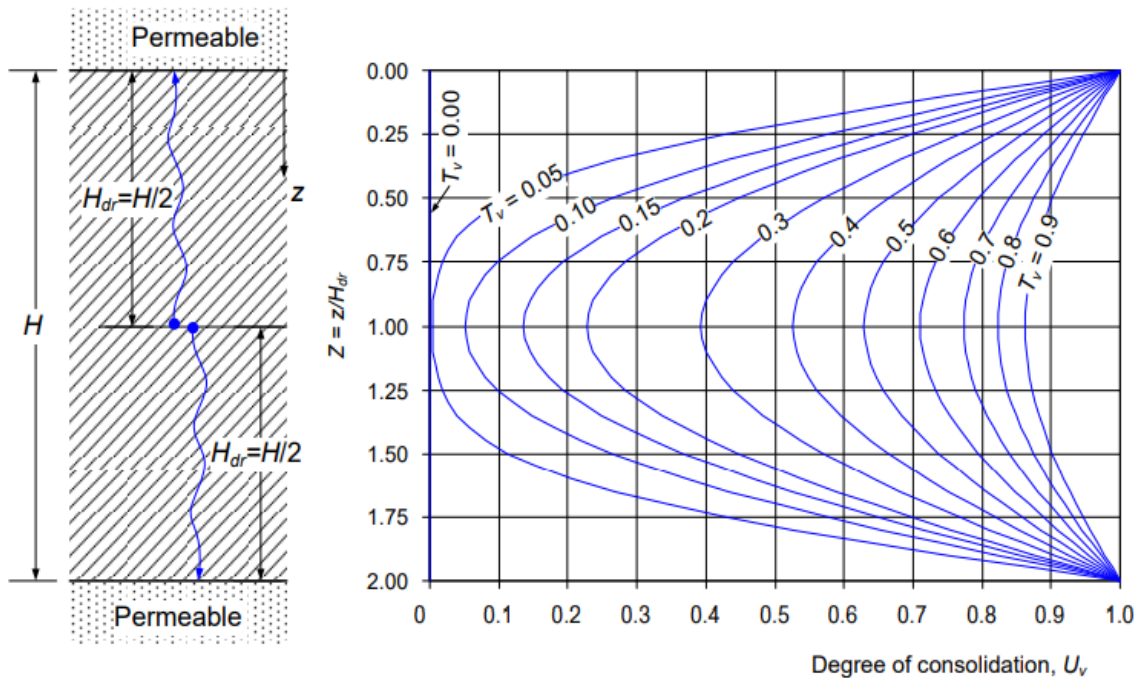
ภาพประกอบที่ 2.21 การอัดตัวคายน้ำแนวตั้งในชั้นดิน

2.3.2) อัตราการอัดตัวการคายน้ำเฉลี่ย (Average degree of consolidation)

โดยทั่วไปเรามักจะไม่สนใจการทรุดตัวที่จุดใดจุดหนึ่งในชั้นดิน แต่จะสนใจการทรุดตัวทั้งชั้นดิน ดังนั้นเราจึงต้องหาค่าอัตราการอัดตัวการคายน้ำเฉลี่ย (Average Degree Consolidation;  $\bar{U}_v$ ) เพื่อใช้สำหรับหาค่าการทรุดตัวของผิวดิน ซึ่งช่วยหาค่าการทรุดตัวของโครงสร้างทางวิศวกรรม ดังสมการต่อไปนี้

$$\begin{aligned} \bar{U}_v &= 1 - \int_0^H \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{m} \sin \left[ M \left( 1 - \frac{Z}{H} \right) \right] \exp(-M^2 T_v) dz \\ &= 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{m} \exp(-M^2 T_v) \end{aligned} \tag{2.24}$$

ดังนั้นสำหรับการหาค่า  $T_v$  ใด ๆ สามารถคำนวณค่าเฉลี่ยอัตราการอัดตัวคายน้ำได้จากผลการคำนวณทางทฤษฎีเมื่อพิจารณาความสัมพันธ์ระหว่าง  $\bar{U}_v$  และ  $T_v$  สามารถแสดงในรูปของเส้นกราฟได้ภาพประกอบ 2.22 และตารางที่ 2.1 หรือคำนวณจากสมการ 2.25 และสมการ 2.26 ซึ่งใช้สำหรับคำนวณการทรุดตัวของทั้งชั้นดินและการทรุดตัวที่กึ่งกลางชั้นดิน



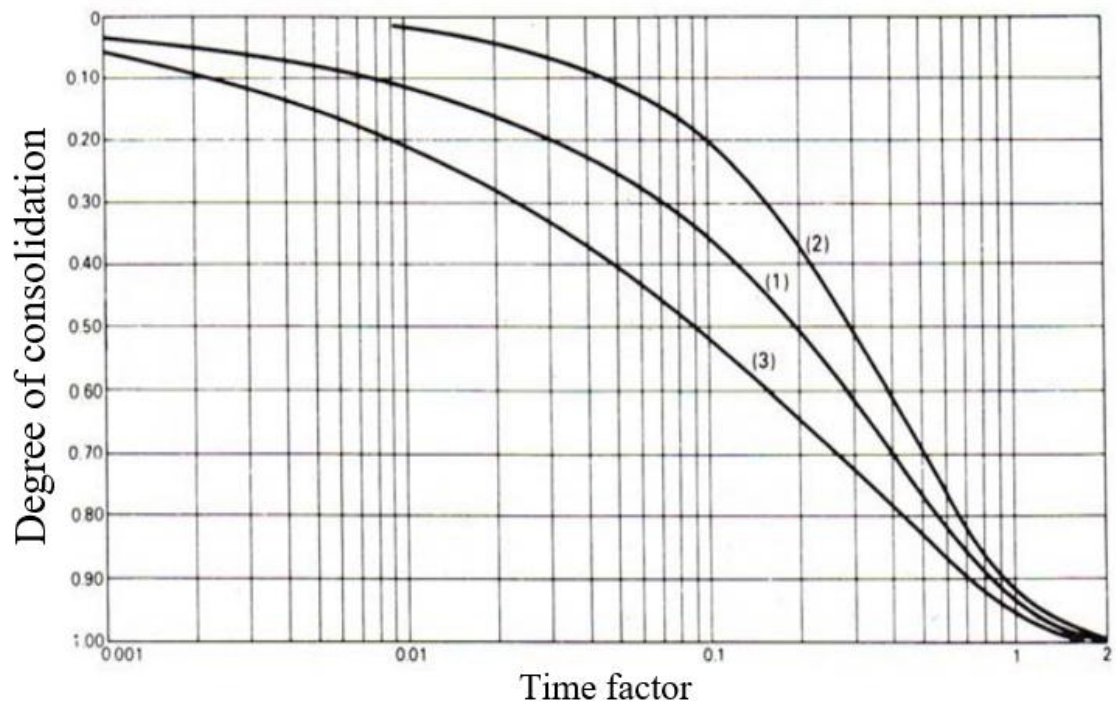
ภาพประกอบที่ 2.22 อัตราการอัดตัวคายน้ำ ( $U_v$ )

ที่มา : (Taylor, 1940)



ตารางที่ 2.1 ความสัมพันธ์ระหว่าง  $\bar{U}_v$  และ  $T_v$ 

$\bar{U}_v$	$T_v$	$\bar{U}_v$	$T_v$	$\bar{U}_v$	$T_v$	$\bar{U}_v$	$T_v$	* $u_0$ มีค่าคงที่ตามความลึก*
0	0.00000	27	0.05726	54	0.22902	81	0.58792	Two-way Drainage
1	0.00008	28	0.06158	55	0.23758	82	0.60982	
2	0.00031	29	0.06605	56	0.24630	83	0.63299	
3	0.00071	30	0.07069	57	0.25518	84	0.65756	
4	0.00126	31	0.07548	58	0.26421	85	0.68371	
5	0.00196	32	0.08042	59	0.27340	86	0.71166	
6	0.00283	33	0.08553	60	0.28274	87	0.74169	
7	0.00385	34	0.09079	61	0.29654	88	0.77412	
8	0.00503	35	0.09621	62	0.30706	89	0.80938	
9	0.00636	36	0.10179	63	0.31787	90	0.84800	
10	0.00785	37	0.10752	64	0.32897	91	0.89069	
11	0.00950	38	0.11341	65	0.34038	92	0.93842	
12	0.01131	39	0.11946	66	0.35213	93	0.99252	
13	0.01327	40	0.12566	67	0.36423	94	1.05498	
14	0.01539	41	0.13203	68	0.37670	95	1.12886	
15	0.01767	42	0.13854	69	0.38956	96	1.21928	
16	0.02011	43	0.14522	70	0.40285	97	1.33585	
17	0.02270	44	0.15205	71	0.41658	98	1.50014	
18	0.02545	45	0.15904	72	0.43080	99	1.78100	
19	0.02835	46	0.16619	73	0.44554	100	$\infty$	Different Types of Drainage with $u_0$ Constant
20	0.03142	47	0.17349	74	0.46083			
21	0.03464	48	0.18096	75	0.47672			
22	0.03801	49	0.18857	76	0.49326			
23	0.04155	50	0.19635	77	0.51051			
24	0.04524	51	0.20428	78	0.52852			
25	0.04909	52	0.21237	79	0.54737			
26	0.05309	53	0.22062	80	0.56714			



ภาพประกอบที่ 2.23 ค่าเฉลี่ยอัตราการอัดตัวคายนํ้า ( $\bar{U}_v$ ) และ  
ค่าอัตราการอัดตัวคายนํ้า ( $U_v$ )

สำหรับ  $U = 0\% - 60\%$  ; 
$$T_v = \frac{\pi}{4} \left( \frac{U\%}{100} \right)^2 \quad (2.25)$$

สำหรับ  $U > 60\%$  ; 
$$T_v = 1.781 - 0.933 \log (100 - U\%) \quad (2.26)$$

### 2.3.3) ระดับชั้นการอัดตัวคายนํ้า (Degree of consolidation)

ระดับชั้นการอัดตัวคายนํ้า เป็นอัตราส่วนของระยะทรุดตัวที่เวลาใด ๆ ต่อขนาดการทรุดตัวทั้งหมดที่เกิดจากการอัดตัวคายนํ้า โดยเป็นการหาร้อยละการทรุดตัวทั้งหมดในช่วงเวลา  $t$  หาได้จากสมการที่ 2.27

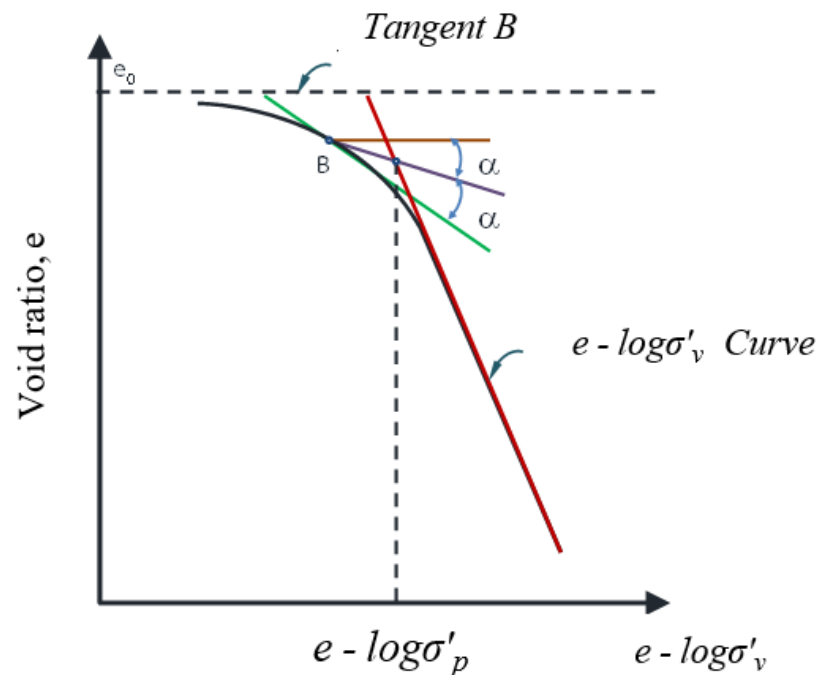
$$U_v = \frac{\text{Settlement after time}}{\text{Total settlement}} \times 100\% \quad (2.27)$$

### 2.3.4) การคำนวณค่าการทรุดตัวแบบอัดตัวคายน้ำ

#### 2.3.4.1) การหาค่าแรงดันกดทับประสิทธิผลสูงสุดที่เคยเกิดขึ้นกับดินในอดีต

(Pre-consolidation pressure or maximum past pressure)

จากกราฟความสัมพันธ์  $e - \log \sigma'_v$  ตามภาพประกอบที่ 2.24



ภาพประกอบที่ 2.24 การหาค่าความเค้นประสิทธิผลสูงสุดที่เคยเกิดขึ้นกับดิน  $\sigma'_p$

ความเค้นสูงสุดที่เกิดขึ้นกับดินอาจเกิดขึ้นมาแล้วในอดีต หรือเป็นความเค้นที่เกิดขึ้นในปัจจุบันก็ได้ อัตราส่วนระหว่างความเค้นประสิทธิผลสูงสุดที่เคยเกิดขึ้นกับดินความเค้นประสิทธิผลที่เกิดขึ้นในปัจจุบัน เรียกว่า Over consolidation ratio (OCR) ดังสมการที่

2.28

$$OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_0} \quad (2.28)$$

เมื่อ  $\sigma'_p$  คือ ความเค้นสูงสุดที่เคยเกิดขึ้นกับดิน (ได้ค่าจากการทดสอบในห้องปฏิบัติการ)

เมื่อ  $\sigma'_0$  คือ ความเค้นในปัจจุบัน (ได้ค่าจากการทดสอบในสนาม)  
การประมาณค่าความเค้นครากโดยวิธีของ Casagrande จากภาพประกอบที่ 2.24

- 1) เขียนกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง  $e - \log \sigma'_p$
- 2) หาดำแหน่งของจุดที่มีส่วนโค้งสูงสุดหรือจุดที่มีรัศมีความโค้งน้อยที่สุด (B)
- 3) ลากเส้นสัมผัสผ่านจุด B
- 4) ลากเส้นแนวราบจากจุด B ออกไป
- 5) แบ่งครึ่งมุมระหว่างเส้นสัมผัสในข้อที่ 3 กับเส้นแนวราบในข้อที่ 4
- 6) ลากเส้นตรงของกราฟขึ้นมาตัดกับเส้นแบ่งครึ่งมุมในข้อ 5 จุดที่ตัดกันคือ ค่าความเค้นประสิทธิผลสูงสุดที่เคยเกิดขึ้นกับดิน  $\sigma'_p$
- 7) หากจุดซึ่งเป็นจุดที่เส้นความสัมพันธ์  $e - \log \sigma'_p$  มีรัศมีความโค้งน้อยที่สุด
- 8) ลากเส้นตรง  $\overline{DE}$  ขนานกับแนวนอน
- 9) ลากเส้นตรง  $\overline{FI}$  ให้สัมผัสกับจุด D
- 10) ลากเส้นตรง  $\overline{DG}$  ซึ่งเป็นเส้นแบ่งครึ่งมุม DEF
- 11) จากช่วง  $\overline{BC}$  ซึ่งเส้นความสัมพันธ์  $e - \log \sigma'_p$  เป็นเส้นตรง ลากเส้นตรงต่อขึ้นมาตัดเส้นตรง  $\overline{DG}$  ที่จุด H นี้คือความเค้นคราก

เราสามารถแบ่งดินเหนียวออกได้เป็น 2 กรณี คือ

- 1) ดินเหนียวอัดตัวปกติ (Normally consolidation clay, NCC) เป็นดินเหนียวที่มีความเค้นประสิทธิผลในปัจจุบันเป็นความเค้นสูงสุด กล่าวคือ ในอดีตที่ผ่านมาไม่เคยมีความเค้นครั้งใดสูงเท่าความเค้นปัจจุบัน ดินเหนียวที่อัดตัวปกตินี้จะมีค่า OCR = 1
- 2) ดินเหนียวอัดตัวมากกว่าปกติ (Over consolidation clay, OCC) เป็นดินเหนียวที่เคยเกิดความเค้นประสิทธิผลสูงสุดมาแล้วในอดีต ความเค้นในปัจจุบันไม่ใช่ ความเค้นสูงสุด ตัวอย่างเหตุการณ์ในลักษณะนี้ เช่นบริเวณหน้าดินที่ถูกกัดเซาะหรือมีการขุดดินออก ทำให้น้ำหนักกดทับลดลง หรือระดับน้ำใต้ดินในปัจจุบันเพิ่มสูงขึ้นจากอดีต เป็นต้น ดินเหนียวที่อัดตัวมากกว่าปกติจะมีค่า OCR > 1

#### 2.3.4.2) ดัชนีการอัดตัวและดัชนีการอัดตัวซ้ำ (Compression index and recompression index)

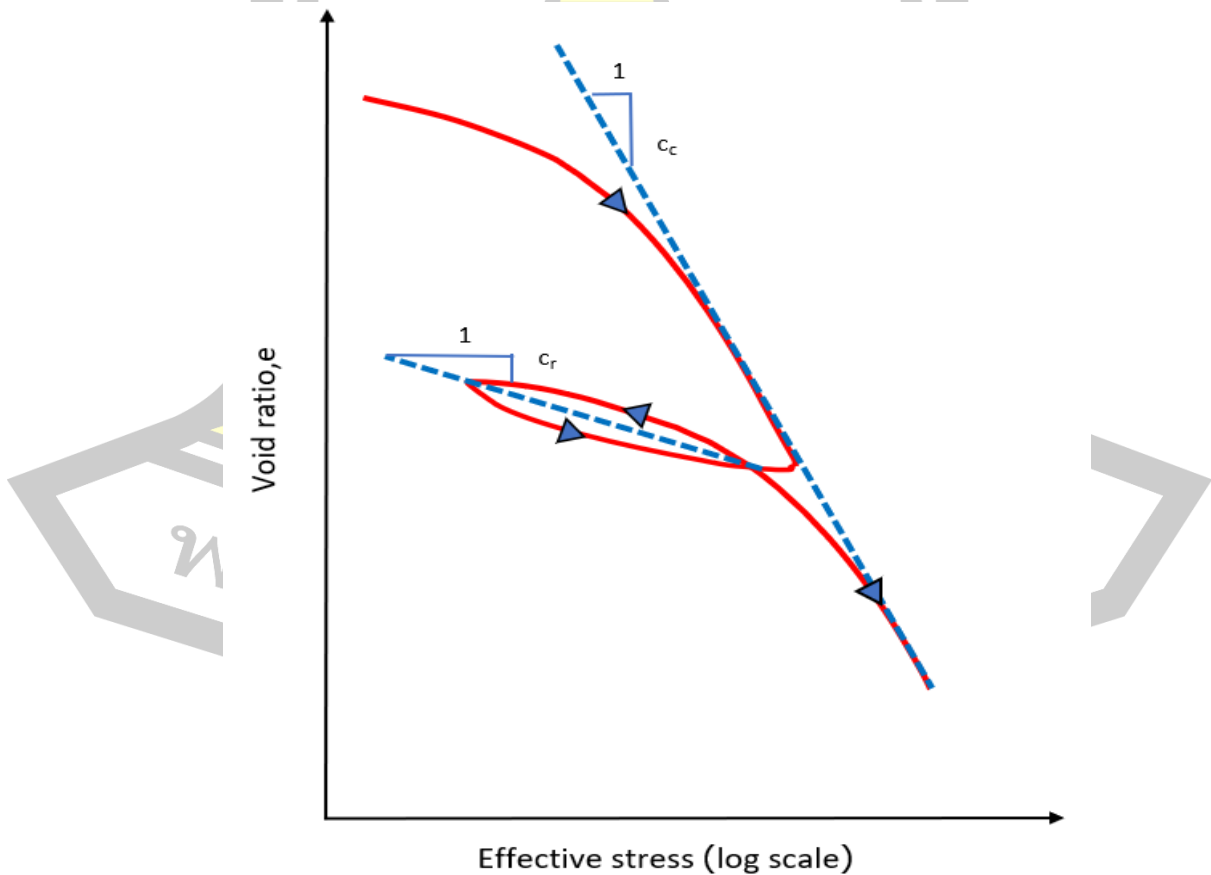
ความสามารถในการอัดตัวของดินแบ่งออกเป็น 2 ช่วง คือ ช่วงที่มีการอัดตัวปกติ และช่วงที่มีการอัดตัวซ้ำ ความสามารถในการอัดตัวของดินในช่วงการอัดตัวปกติเรียกว่า ดัชนีการอัดตัว (Compression index,  $C_c$ ) ส่วนความสามารถในการอัดตัวของดินในช่วง

การอัดตัวซ้ำเรียกว่า ดัชนีการอัดตัวซ้ำ (Recompression index,  $C_r$ ) ดัชนีการอัดตัวและดัชนีการอัดตัวซ้ำมีค่าเท่ากับความชันของกราฟระหว่างความเค้นประสิทธิผลกับอัตราส่วนโพรงในช่วงที่มีการอัดตัวปกติและช่วงที่มีการอัดตัวซ้ำ ดังภาพประกอบที่ 2.25 ซึ่งสามารถเขียนเป็นสมการได้ดังสมการที่ 2.29 - 2.30

$$C_c = \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'_v} \quad (2.29)$$

$$C_r = \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'_v} \quad (2.30)$$

เมื่อ  $C_c$  คือ ความเอียงลาด ในช่วงเส้นตรง (คิดในช่วงอัดตัวปกติ)  
 $C_r$  คือ ความเอียงลาด ในช่วงการ Unload และ Reload ของน้ำหนัก (คิดในช่วงอัดตัวซ้ำ)  $\log \sigma'_v$  คือ ความเค้นประสิทธิผลที่เปลี่ยนไป



ภาพประกอบที่ 2.25 การหาค่าดัชนีการอัดตัวและดัชนีการอัดตัวซ้ำ

ในการหาค่าดัชนีการอัดตัว (Compression Index ;  $C_c$ ) และดัชนีการอัดตัวซ้ำ (Recompression index ;  $C_r$ ) เราสามารถหาค่าโดยวิธีการทางกราฟฟิก (Graphic solution) นั่นคือการหาค่าจากความชันของการทดลองในห้องปฏิบัติการ แต่ในกรณีที่เราไม่มีผลการทดลองจากห้องปฏิบัติการเราสามารถประมาณการหาค่าดัชนีต่าง ๆ ได้ตามทฤษฎีของแต่ละบุคคลที่คิดค้นขึ้นมาดังต่อไปนี้

ตารางที่ 2.2 สมการสำหรับประมาณค่าดัชนีการอัดตัว

สมการ	อ้างอิง	ประเภทดินที่ใช้
$C_c = 0.007(LL-10)$	Skempton (1944)	ดินเหนียวอัดตัวปกติ
$C_c = 0.009(LL-10)$	Terzaghi and Peck (1967)	ดินเหนียวไวดัวปานกลาง
$C_c = 0.01W_n$	Koppula (1981)	ดินเหนียวอัดตัวปกติ
$C_c = 0.015 W_n$	Bowles (1979)	ดินเหนียวอัดตัวปกติ
$C_c = 0.75(e_0 - 0.5)$	Bowles (1979)	ดินเหนียวไวดัวปานกลาง
$C_c = 0.0046(LL - 9)$	Bowles (1979)	ดินเหนียวอัดตัวมากกว่าปกติ
$C_c = 1.12 + 1.055(e_0 - 1.87)$	Bowles (1979)	ดินเหนียวไวดัวสูง
$C_c = 0.30(e_0 - 0.27)$	Hough (1979)	ดินเหนียวอัดตัวมากกว่าปกติ
$C_c = 0.208(e_0 - 0.083)$	Bowles (1979)	ดินเหนียวอัดตัวมากกว่าปกติ
$C_c = 0.0156(e_0 - 0.0107)$	Bowles (1979)	ดินเหนียวอัดตัวมากกว่าปกติ

#### 2.3.4.3) การหาขนาดการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำ

1) สำหรับดินเหนียวแบบอัดตัวปกติ (Normally Consolidated Clay;  $\sigma'_p = \sigma'_0$ ) ดินที่มีการอัดตัวปกติ ความเค้นประสิทธิผลในปัจจุบัน ( $\sigma'_0$ ) ที่เกิดจากน้ำหนักดินกดทับเป็นความเค้นประสิทธิผลสูงสุดที่ดินเคยได้รับ ( $\sigma'_p$ ) นั่นคือ  $\sigma'_p = \sigma'_0$  เมื่อมีการก่อสร้างบนดินบริเวณนั้น ความเค้นที่เกิดขึ้นกับดินตั้งแต่เริ่มก่อสร้างจนเสร็จสิ้นการก่อสร้างจะมีค่ามากกว่า  $\sigma'_p$  ดังนั้น ความสามารถในการอัดตัวของดินจะเท่ากับดัชนีการอัดตัว (CC)

จากสมการที่ 2.29 
$$C_c = \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'_v}$$

หรือ 
$$\Delta e = C_c \Delta \log \sigma'_v \quad (2.31)$$

นำค่า  $\Delta e$  มาแทนลงในสมการที่ 2.29 จะได้

$$\Delta H = \frac{H_0}{1 + e_0} C_c (\Delta \log \sigma'_v)$$

$$\Delta H = \frac{H_0}{1 + e_0} C_c (\log \sigma'_f - \log \sigma'_0) = \frac{H_0}{1 + e_0} C_c \log \left( \frac{\sigma'_f}{\sigma'_0} \right)$$

$$\Delta H = \frac{H_0}{1 + e_0} C_c \log \left( \frac{\sigma'_0 + \Delta \sigma}{\sigma'_0} \right) \quad (2.32)$$

เมื่อ

$\Delta H$  คือ ระยะการทรุดตัวของชั้นดิน

$H_0$  คือ ความหนาเดิมของชั้นดิน

$C_c$  คือ ดัชนีความอัดตัว หาได้จากความชันของกราฟระหว่างความเค้น ประสิทธิภาพกับอัตราส่วนโพรง

$\sigma'_0$  คือ ความเค้นประสิทธิผลที่เกิดจากน้ำหนักดินกดทับ

$\Delta \sigma$  คือ ความเค้นที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากน้ำหนักของสิ่งก่อสร้างบนดิน

2.) สำหรับดินเหนียวแบบอัดตัวมากกว่าปกติ (Overconsolidated Clay;) มี 2 กรณี คือ

กรณีที่ 1 ดินเหนียวแบบอัดตัวมากกว่าปกติ (OC-Clay;  $\sigma'_0 + \Delta \sigma > \sigma'_p$ ) ความเค้นประสิทธิผลที่เกิดขึ้นในดินหลังจากการก่อสร้างเสร็จแล้วมีค่าเกินความเค้นสูงสุดที่ดินเคยได้รับ นั่นคือ  $\sigma'_f > \sigma'_p$  ในกรณีนี้การทรุดตัวจะแยกเป็น 2 ช่วง คือ ช่วงที่ความเค้นยังไม่เกิน  $\sigma'_p$  (ดินมีความสามารถในการอัดตัวเท่ากับ  $C_c$ ) ขนาดการทรุดตัวสามารถหาได้จากสมการดังต่อไปนี้

$$\Delta H = \frac{H_0}{1 + e_0} [C_r (\log \sigma'_p - \log \sigma'_0) + C_c (\log \sigma'_0 + \Delta \sigma) - \log \sigma'_p]$$

$$\Delta H = \frac{H_0}{1 + e_0} \left[ C_r \cdot \log \left( \frac{\sigma'_p}{\sigma'_0} \right) + C_c \cdot \log \left( \frac{\sigma'_0 + \Delta \sigma}{\sigma'_p} \right) \right] \quad (2.33)$$

กรณีที่ 2 ความเค้นประสิทธิผลที่เกิดขึ้นในดินหลังจากการก่อสร้างเสร็จแล้วมีค่าไม่เกินความเค้นสูงสุดที่ดินเคยได้รับ คือ  $\sigma'_f < \sigma'_p$  ในกรณีนี้ ดินจะมีการทรุดตัวตามค่าดัชนีการอัดตัวซ้ำ ( $C_r$ ) และสามารถหาระยะการทรุดตัวได้จาก

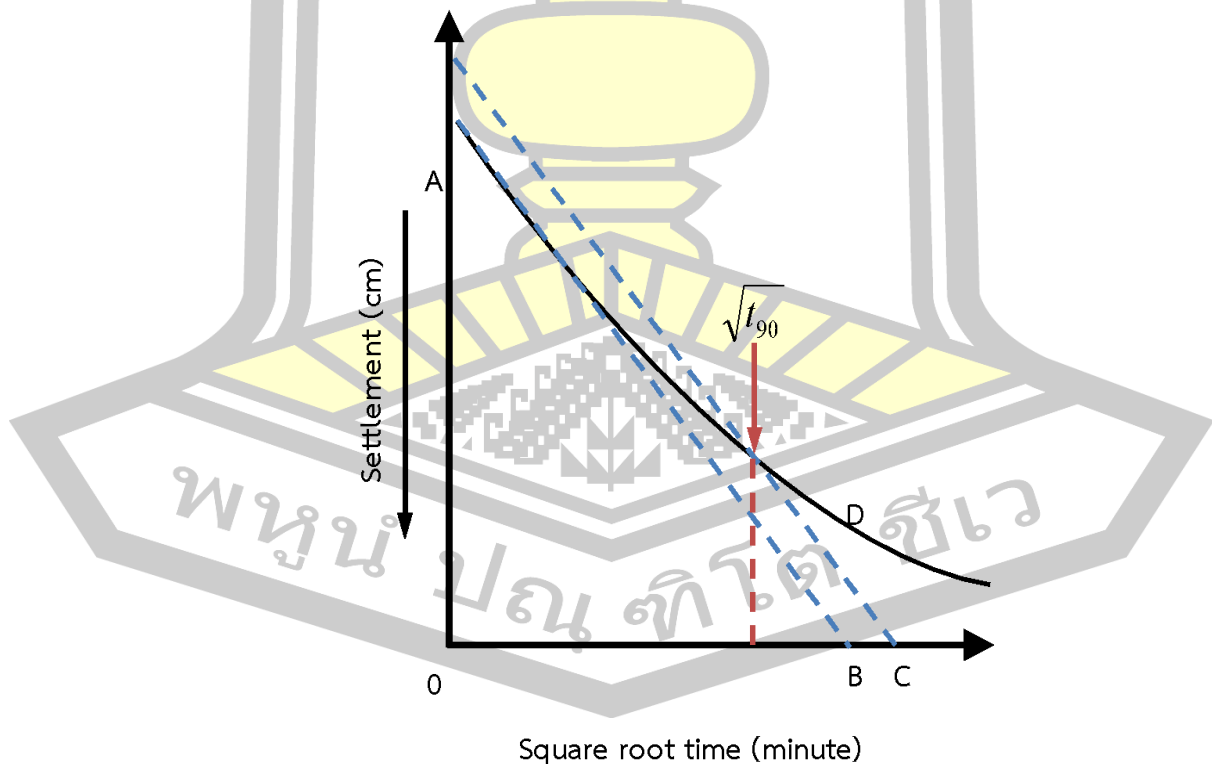
$$\Delta H = \frac{H_o}{1 + e_o} [C_r (\log \sigma'_{o'} + \Delta \sigma) - \log \sigma'_{o'}]$$

$$\Delta H = \frac{H_o}{1 + e_o} C_r \cdot \log \left( \frac{\sigma'_{o'} + \Delta \sigma}{\sigma'_{o'}} \right) \quad (2.34)$$

### 2.3.5) การคำนวณหาค่าสัมประสิทธิ์การอัดตัวคายน้ำ (Coefficient of consolidation)

สัมประสิทธิ์การอัดตัวคายน้ำเป็นค่าที่เกี่ยวข้องกับอัตราเร็วในการทรุดตัว ดินมีสัมประสิทธิ์การอัดตัวคายน้ำสูงจะทรุดตัวได้เร็วกว่าดินที่มีสัมประสิทธิ์การอัดตัวคายน้ำต่ำ สัมประสิทธิ์การอัดตัวคายน้ำมีความสัมพันธ์กับสัมประสิทธิ์การซึมผ่านและสัมประสิทธิ์การอัดตัวของปริมาตร วิธีที่นิยมใช้ส่วนใหญ่มีดังนี้

กรณีที่ 1 วิธีรากที่สองของเวลา (Square root of time method), โดย Taylor, (1948)



ภาพประกอบ 2.26 กราฟรากที่สองเวลา (Square root of time method)



สำหรับความเค้นที่เพิ่มขึ้นค่าหนึ่ง  $\Delta\sigma'_v$  สร้างความสัมพันธ์ระหว่างการทรุดตัว กับเวลา ในสเกลกึ่งล็อก ดังแสดงในรูป วิธีการหาค่า  $C_v$  ทำได้ดังนี้

- 1) ต่อเส้นตรงจากส่วนที่เป็นส่วนของการอัดตัวคายน้ำปฐมภูมิและทุติยภูมิมาพบกัน ที่จุด A ตำแหน่งของ A คือ  $d_{100}$  ซึ่งเป็นค่าการทรุดตัวทั้งหมดเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำปฐมภูมิ
- 2) สมมติให้ส่วนโค้งในช่วงแรกของกราฟมีความสัมพันธ์แบบพาราโบลาบนสเกลปกติ เลือก  $t_1$  และ  $t_2$  บนกราฟ โดยที่  $t_2 = 4t_1$  และความแตกต่างของการเสียรูประหว่างเวลาทั้งสอง  $(t_1 - t_2)$  เท่ากับ  $x$
- 3) ลากเส้นตรง  $\overline{DE}$  ขนานแนวนอน โดยที่ระยะในแนวตั้ง  $\overline{BD}$  เท่ากับ  $x$  ค่าการเสียรูปที่ได้จากเส้นตรง  $\overline{DE}$  คือ  $d_0$  (ซึ่งคือการเสียรูปที่ร้อยละ 0 ของการอัดตัวคายน้ำปฐมภูมิ)
- 4) พิกัด F บนเส้นโค้งคือการเสียรูปที่ร้อยละ 50 ของการอัดตัวคายน้ำเฉลี่ย และเวลาที่จุดนี้คือ  $t_{50}$
- 5) ที่ระดับการอัดตัวคายน้ำเฉลี่ยร้อยละ 50 แฟกเตอร์เวลา ( $t_{50}$ ) มีค่าเท่ากับ 0.197 สามารถเขียนสมการได้ดังนี้

$$T_{50} = \frac{C_v t_{50}}{(H_{dr})^2}$$

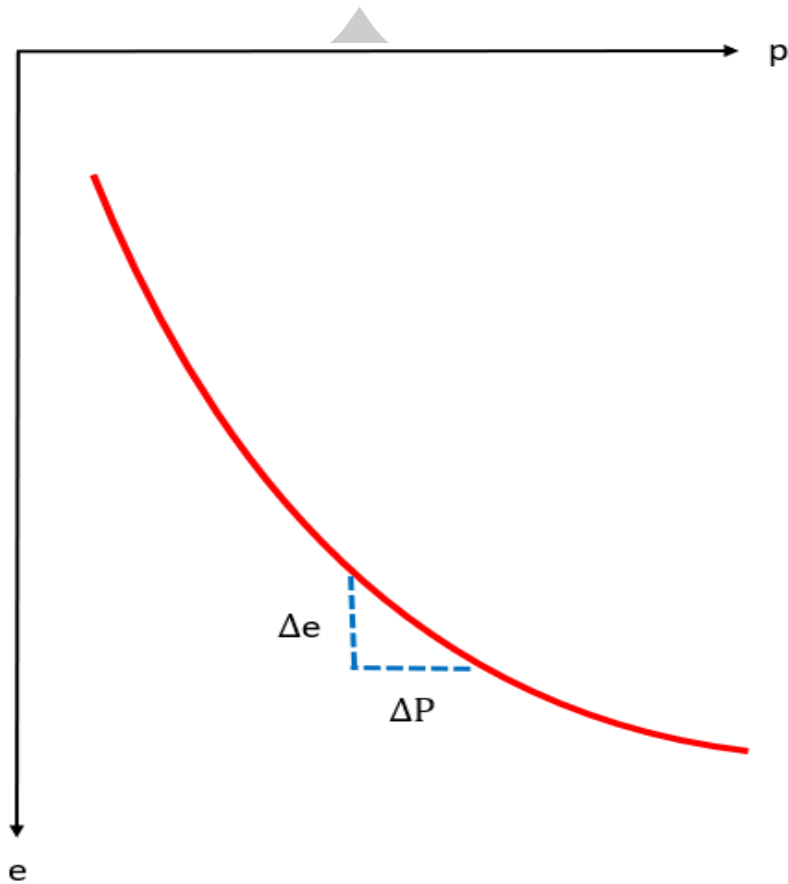
$$C_v = \frac{0.197(H_{dr})^2}{t_{50}} \quad (2.36)$$

เมื่อ

$T_{50}$	= แฟกเตอร์เวลา ที่ระดับการอัดตัวคายน้ำ 50%
$t_{50}$	= เวลาที่ระดับการอัดตัวคายน้ำ 50%
$H_{dr}$	= ระยะทางของการระบายน้ำระหว่างการอัดตัวคายน้ำ

สำหรับการระบายน้ำทั้งด้านบนและด้านล่างของตัวอย่างดิน จะมีค่า  $H_{dr}$  มีค่าเป็นครึ่งหนึ่งของความหนาแน่นเฉลี่ยของตัวอย่างดินระหว่างการอัดตัวคายน้ำ และสำหรับตัวอย่างดินที่สามารถระบายน้ำได้ทิศทางเดียว ค่า  $H_{dr}$  จะเท่ากับความหนาแน่นเฉลี่ยของตัวอย่างดินระหว่างการอัดตัวคายน้ำ

2.3.6) การหาค่าสัมประสิทธิ์การยุบตัว (Coefficient of compressibility)



ภาพประกอบที่ 2.28 กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Void Ratio และ Consolidation pressure

$$a_v = \frac{\Delta e}{\Delta p} \quad (2.37)$$

2.3.7) การหาค่าสัมประสิทธิ์เปลี่ยนแปลงปริมาตร (Coefficient of Volume compressibility)

$$m_v = \frac{a_v}{1+e_0} \quad (2.38)$$

2.3.8) การหาค่าสัมประสิทธิ์การซึมได้ของน้ำในดิน (Coefficient of permeability)

$$k = c_v \cdot m_v \cdot \gamma_w \quad (2.39)$$

## 2.4) ทฤษฎีสถานะวิกฤต

ทฤษฎีสถานะวิกฤต (Critical State) ถูกพัฒนาขึ้นที่มหาวิทยาลัยเคมบริดจ์โดย Roscoe and Burland., (1968) ทฤษฎีสถานะวิกฤตถูกพัฒนาครั้งแรกโดยการอ้างอิงการทดสอบสามแกนของดินเหนียวสร้างใหม่ (Reconstituted Clay) และแบบจำลองแคมเคลย์ (Cam Clay Model) เพื่อใช้อธิบายพฤติกรรมความเค้นและความเครียดของดินเหนียวสภาพอัดแน่นปกติ ต่อมา Wood,(1990) ทำให้ทฤษฎีเป็นที่นิยม โดยแบบจำลอง Cam Clay อธิบายพฤติกรรมอิลาสโตพลาสติกของดินสภาพอัดแน่นปกติ

### 2.4.1) เส้นอัดตัวคายน้ำ (Consolidation lines)

เส้นอัดตัวคายน้ำ คือ เส้นแสดงความสัมพันธ์ระหว่างการเปลี่ยนแปลงปริมาตร (หรืออัตราส่วนช่องว่าง) กับความเค้นประสิทธิผล โดยจะอ้างอิงถึงเส้นการอัดตัวคายน้ำใน 2 เงื่อนไข คือเงื่อนไขความเค้นเท่ากันทุกทิศทาง (Isotropic stress condition, ICL) และเงื่อนไขปราศจากการเคลื่อนตัวด้านข้าง ( $k_0$  – condition) โดยที่เส้นอัดตัวคายน้ำแบบเท่ากันทุกทิศทางบนระนาบ (ICL) แสดงในรูปและสามารถเขียนสมการได้ในสมการที่ 2.40

### 2.4.2) เส้นสถานะวิกฤต (Critical state line)

เส้นสถานะวิกฤต คือ เส้นที่อ้างอิงถึงสถานะวิกฤตของดิน (ความเครียดที่มากกว่าร้อยละ 10) ซึ่งอาจจะเป็นสถานะวิบัติ (failure) สำหรับการทดสอบแรงอัดสามแกนสามารถวัดแรงดันน้ำได้ โดยการวัดแรงดันน้ำสามารถทำให้เกิดการวิเคราะห์ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดในรูปแบบของความเค้นประสิทธิผล และการหาพารามิเตอร์สถานะวิกฤตนั้น ในการวิเคราะห์ต้องมีความสัมพันธ์กับแรงดันน้ำดังสมการ

$$e_{cs} = \Gamma - \lambda \ln(p) \quad (2.40)$$

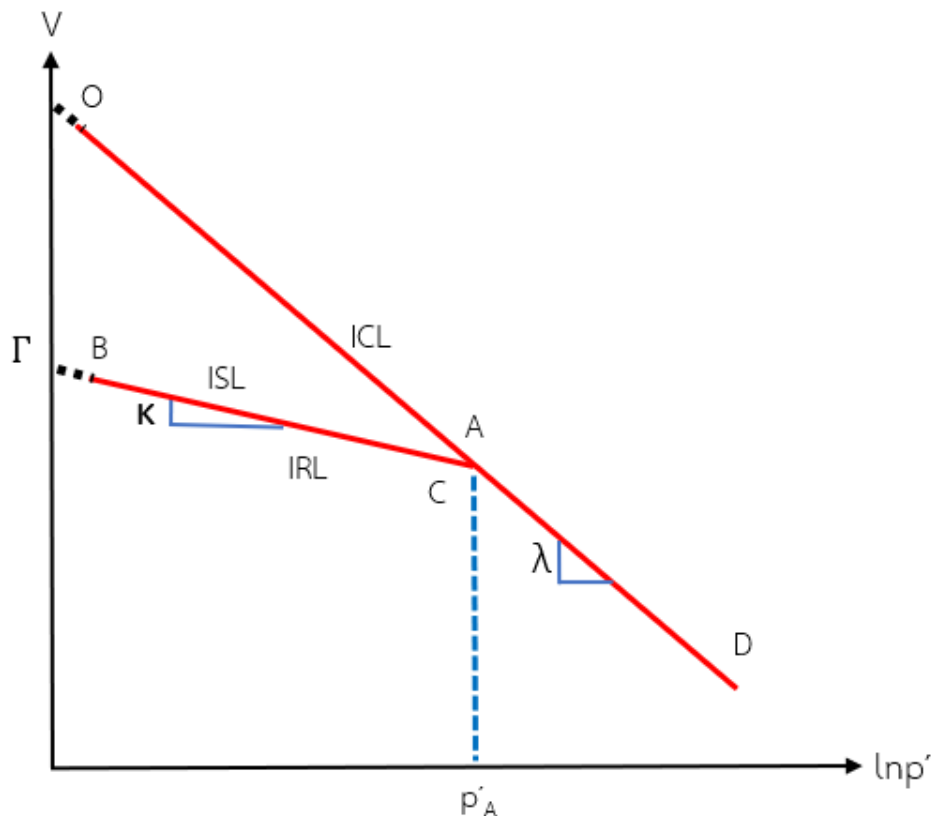
เมื่อ

$e_{cs}$  คือ ปริมาตรจำเพาะที่จุดวิบัติ

$\Gamma$  คือ ปริมาตรจำเพาะดินบนเส้นสถานะวิกฤตที่  $p = 1$

$\lambda$  คือ ความชันของเส้นสถานะวิกฤต

พหุ ประถมศึกษา



ภาพประกอบที่ 2.29 เส้นอัดตัวคายน้ำแบบเท่ากันทุกทิศทาง  
(isotropic consolidation line)

## 2.5) การประยุกต์ใช้ทฤษฎีสถานะวิกฤต

การประยุกต์ใช้ทฤษฎีสถานะวิกฤตในการนำมาประยุกต์ใช้ ในการอธิบายพฤติกรรมความเค้นความเครียด และกำลังของดินเหนียว เนื่องจากการใช้งานมีการนำพารามิเตอร์ทางปฐพีกลศาสตร์ มักจะใช้แบบดั้งเดิมเพื่อให้สะดวกในการนำค่าพารามิเตอร์ไปใช้งานได้สะดวกจึงได้มีการปรับเปลี่ยนค่าพารามิเตอร์ในสถานะวิกฤตไปเป็นค่าพารามิเตอร์ปฐพีกลศาสตร์แบบทั่วไป ดังต่อไปนี้

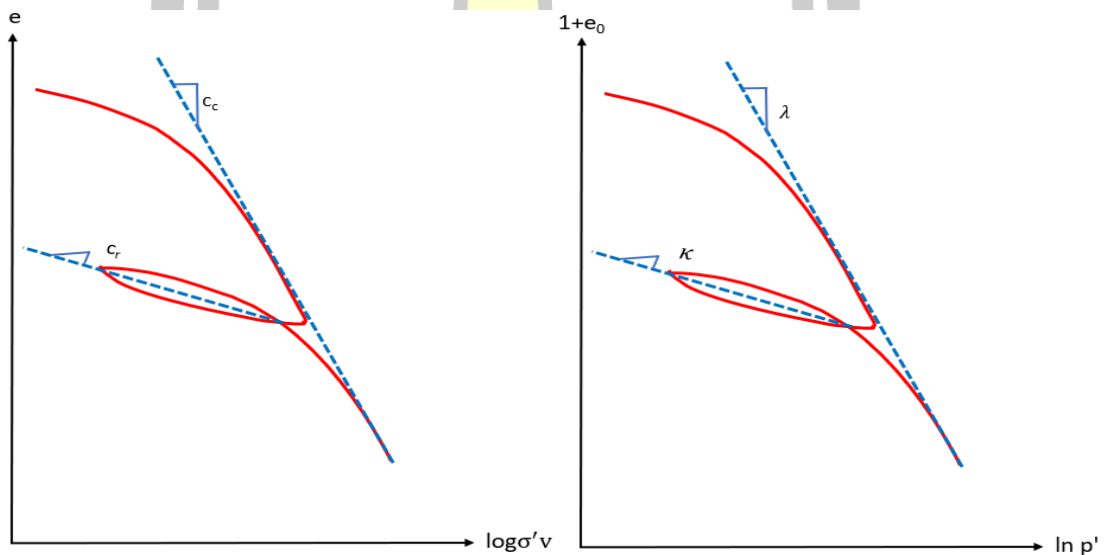
สำหรับทฤษฎีสถานะวิกฤต พฤติกรรมอัดตัวคายน้ำสามารถอธิบายได้ด้วยกราฟกึ่งล็อก ระหว่างปริมาตรจำเพาะ (Specific volume,  $v = 1 + e_0$ ) กับค่าล็อกฐาน  $e$  ของค่าความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ย ( $p$ ) แสดงในภาพประกอบที่ 2.30 (ก) และ ในภาพประกอบที่ 2.30 (ข) เรียกว่าเส้นโค้งการอัดตัวคายน้ำแบบสถานะวิกฤต มักจะใช้กับผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำแบบสามแกน ความชันของเส้นโค้งสามารถนิยามได้ 2 ช่วง คือ ช่วงอัดตัวครั้งแรก นิยามว่าเป็นดัชนีการอัดตัว (compression index) ดังสมการที่ 2.41 และช่วงเส้นที่โค้งการบวมตัว นิยามว่าเป็นดัชนีการอัดตัวซ้ำ (recompression index) ดังสมการ 2.42

$$\lambda = \frac{v_1 - v_2}{\ln(p'_1 - p'_2)} = \frac{\Delta e}{\ln(p'_f - p'_i)}$$

$$\lambda = \frac{c_c}{\ln(10)} = 0.434 c_c \quad (2.41)$$

$$\kappa = \frac{v_1 - v_2}{\ln(p'_1 - p'_2)} = \frac{\Delta e}{\ln(p'_f - p'_i)}$$

$$\kappa = \frac{c_r}{\ln(10)} = 0.434 c_r \quad (2.42)$$



ภาพประกอบที่ 2.30 การจับคู่พารามิเตอร์อัดตัวคายน้ำ

## 2.6) การทบทวนวรรณกรรม

เทคนิคการปรับปรุงคุณภาพดินนั้นต้องวิเคราะห์การทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำของชั้นดินเหนียวอ่อนเป็นหลัก สมการการคำนวณการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวแบบคายน้ำจากผลการทดลองนั้นมีความสำคัญในการวิเคราะห์การทรุดตัวในการออกแบบด้านวิศวกรรมปฐพีฐานรากดังแสดงในหนังสือวิชา Soil Mechanics เล่มแรกของโลกเกิดขึ้นในปี ค.ศ. 1925 โดย Karl Terzaghi และ Braja, (2014); Lamne and V.Whitman ,(2014) ซึ่งสามารถคำนวณได้จากสมการการทรุดตัว

1 มิติ ของ Terzaghi & Peack (1948) เช่น การทรุดตัวของคันทาง จากผลการทดลอง แบ่งออกเป็น 2 กรณี คือ กรณี ดินเหนียวอัดตัวปกติ (Normally consolidated clay, OCR = 1) และกรณี การอัดตัวมากกว่าปกติ (Over consolidated clay, OCR > 1 ดังแสดงในสมการที่ 2.43 – 2.44 ตามลำดับ

$$\Delta H = \frac{H_0}{1+e_0} C_r \cdot \log \left( \frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma}{\sigma'_0} \right) \quad (2.43)$$

$$\Delta H = \frac{H_0}{1+e_0} \left[ C_r \cdot \log \left( \frac{\sigma'_p}{\sigma'_0} \right) + C_c \cdot \log \left( \frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma}{\sigma'_p} \right) \right] \quad (2.44)$$

เมื่อ

$\Delta H$  คือ ระยะการทรุดตัวของชั้นดิน

$H_0$  คือ ความหนาเดิมของชั้นดิน

$e_0$  คือ ค่าอัตราส่วนโพรงเริ่มต้น

$C_c$  คือ ดัชนีการอัดตัวหาได้จากความชัน

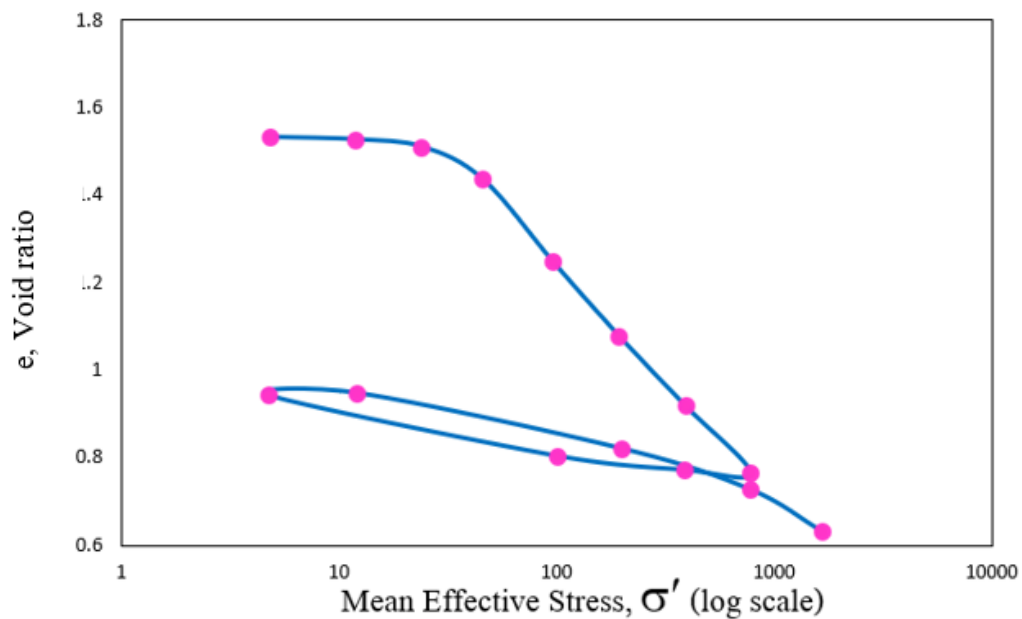
$C_r$  คือ ดัชนีการอัดตัวซ้ำหาได้จากความชัน

$\sigma'_0$  คือ ความเค้นประสิทธิผลที่เกิดจากน้ำหนักกดทับในปัจจุบัน

$\Delta\sigma$  คือ ความเค้นที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากน้ำหนักของสิ่งก่อสร้างบนดิน

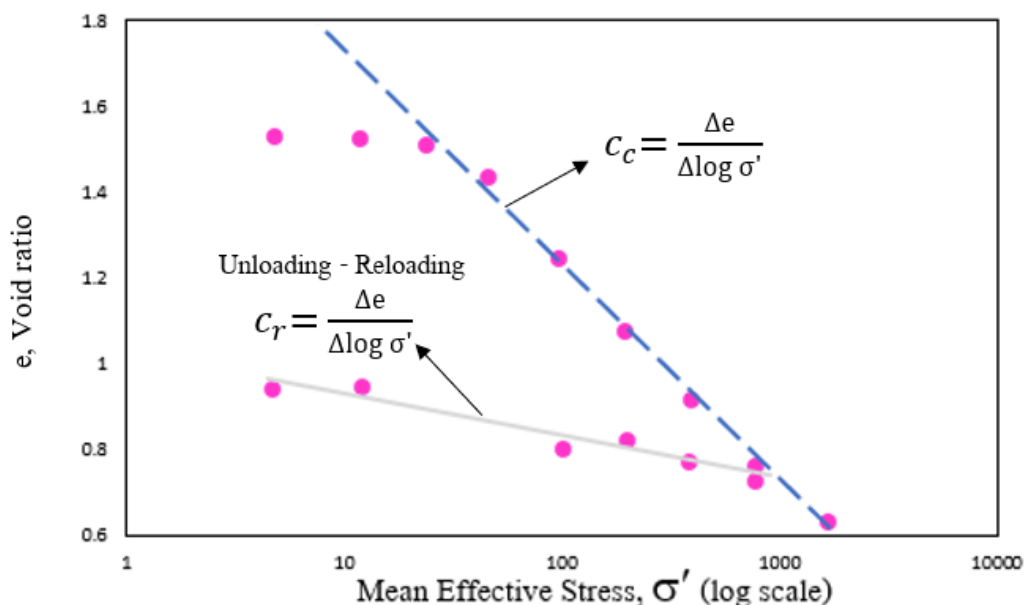
$\sigma'_p$  คือ ความเค้นที่เคยกดทับในอดีต

ซึ่งในการทดลองการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation test) ในทฤษฎีดังกล่าวมีการอ้างอิงข้อมูลจากกราฟผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำที่อยู่ในรูปของความสัมพันธ์ระหว่างแกน x เป็นค่า  $\log$  ของความเค้นประสิทธิผล ( $\log \sigma'_v$ ) และแกน y เป็นค่าอัตราส่วนโพรง (Void ratio,  $e$ ) ในการหาพารามิเตอร์ที่เกี่ยวข้องกับการอัดตัวคายน้ำเพื่อนำไปใช้เกี่ยวกับการทรุดตัว โดยลักษณะของกราฟทั่วไปของดินทุกชนิดจะมีลักษณะคล้ายกัน คือ มีลักษณะเป็นส่วนโค้งในช่วงที่มีความเค้นต่ำจนถึงจุดหนึ่งทำการ Unloading และ Reloading ตามมาตรฐานการทดลอง ASTM D - 2435 และเมื่อความเค้นค่าเพิ่มมากขึ้นกราฟจะมีลักษณะยืดออกไปเป็นเส้นตรงที่มีความลาดเอียงดังผลการทดสอบของ Taha et al., (2000) ตามภาพประกอบที่ 2.36



ภาพประกอบที่ 2.36 ข้อมูลจากผลการทดลอง  
ที่มา : Taha et al., (2000)

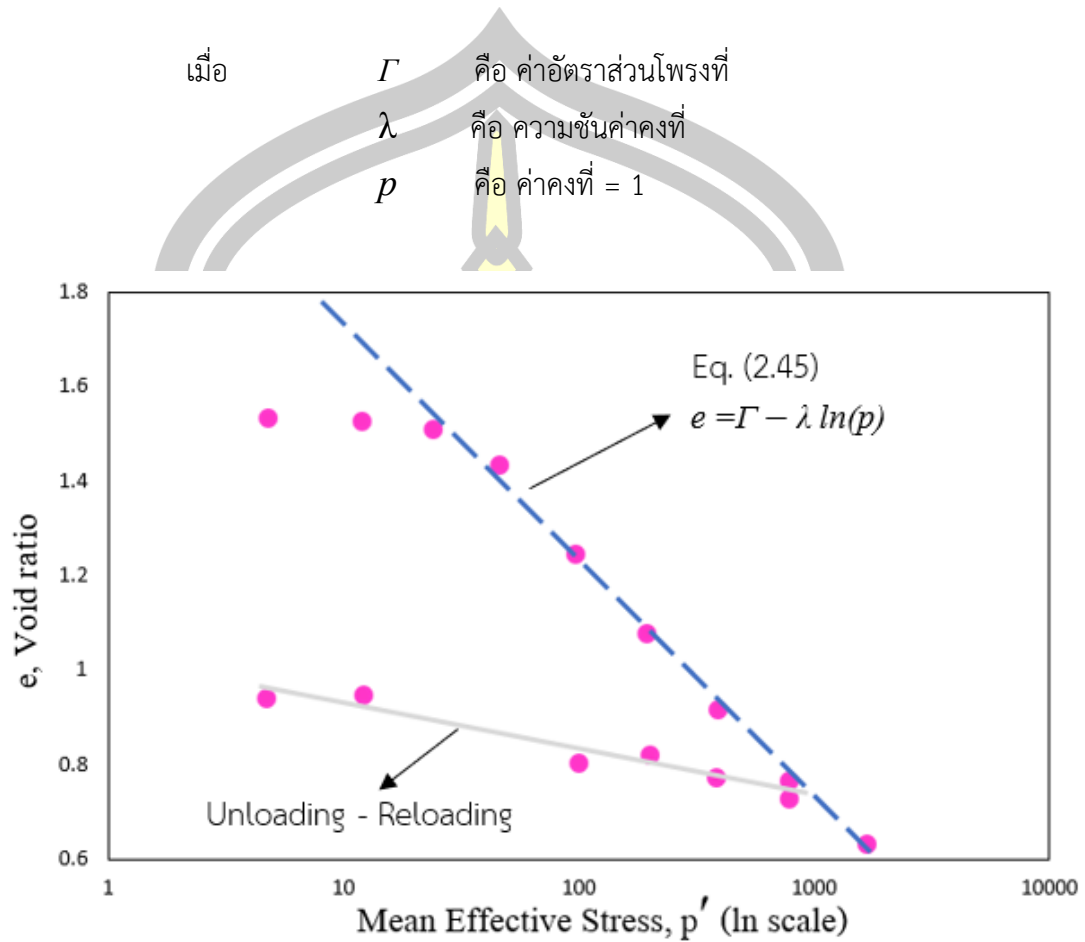
อย่างไรก็ตามในทางทฤษฎีดังกล่าวได้มีการมีสมมติกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง  $e$  กับ  $\log \sigma'$ , ที่ได้จากการทดลองในภาพประกอบที่ 2.37 ในการคำนวณ  $C_c$  และ  $C_r$  ให้เป็นเส้นตรง เนื่องจากมีความสะดวกและง่ายในการคำนวณ ซึ่งการสมมติกราฟความสัมพันธ์ดังกล่าวของพฤติกรรมของดินนั้นแท้จริงแล้วไม่เป็นเส้นตรง ซึ่งในช่วงความเค้นต่ำ ๆ กราฟจะมีลักษณะเป็นเส้นโค้ง เมื่อความเค้นค่าเพิ่มมากขึ้นกราฟจะมีลักษณะยืดออกไปเป็นเส้นตรง และในช่วงที่ Unloading และ Reloading กราฟจะมีลักษณะที่ไม่สมมาตรทำให้เกิดค่าความคลาดเคลื่อนในการคำนวณส่งผลให้การคำนวณไม่ค่อยแม่นยำ และยิ่งไปกว่านั้นยังคงมีการคำนวณตามทฤษฎีดังกล่าวมาถึง ณ ปัจจุบัน โดยไม่ได้มีการพัฒนาการคำนวณให้มีความถูกต้องเท่าที่ควร ดังนั้นผู้วิจัยจึงเล็งเห็นว่างานวิจัยสมัยใหม่ที่เกิดขึ้นจำนวนมากตลอดเวลาอาจจะมีหลักการหรือประโยชน์สามารถนำมาประยุกต์ใช้ปรับรวมกันจนเป็นแนวทางใหม่ที่คำนวณได้แม่นยำมากขึ้นจากการทบทวนวรรณกรรมดังต่อไปนี้



ภาพประกอบที่ 2.37 การหาค่าดัชนี  $C_c$  และ  $C_r$

การศึกษาที่ใช้แบบจำลองทางคณิตศาสตร์มาประยุกต์ใช้ในงานวิจัยต่าง ๆ เช่น ถูกพัฒนาขึ้นที่มหาวิทยาลัยเคมบริดจ์ โดย K. H. Roscoe et al., (1963) แบบจำลองดิน Cam Clay ที่เป็นแบบจำลองดินประเภท Elastoplastic โดยใช้หลักการของสถานะวิกฤต เพื่ออธิบายพฤติกรรมของดินเหนียวอัดตัวคายน้ำปกติ (NCC) สำหรับดินเหนียวลอนดอน และ K. H. Roscoe and J. B. Burland, 1970 ประสบผลสำเร็จอย่างสูงในการปรับปรุงแบบจำลอง Cam Clay โดยใช้ชื่อใหม่ว่า Modified Cam Clay (MCC) และจากความสัมพันธ์การทดสอบเท่ากันทุกทิศทาง (Isotropic compression test) โดยมีกราฟในรูป  $e$  กับ  $\log p'$  โดยสมมติช่วงการอัดตัว (Virgin compression line, VCL) เป็นเส้นตรงและในช่วง Unloading กับ Reloading เป็นเส้นตรง ดังสมการที่ 2.45 ซึ่งง่ายในการคำนวณและแบบจำลองทั้งสองนี้เป็นพื้นฐานในการนำไปพัฒนาในงานวิจัยจำนวนมากในการพัฒนาอย่างต่อเนื่องเพื่อให้มีขีดความสามารถในการอธิบายพฤติกรรมของดินเหนียวต่าง ๆ ได้มากขึ้น เช่น (Grimstad et al., 2010a; Matsuoka et al., 1999a; Miranda et al., 2020; C. Y. Ou et al., 2011; Suebsuk et al., 2011; Y. P. Yao et al., 2004; Y. P. Yao et al., 2008) อย่างไรก็ตามสมการที่ 2.45 VCL ไม่สามารถให้ส่วนที่โค้งในช่วงความเค้นน้อย ๆ ได้และในช่วงที่เป็นการ Unloading กับ Reloading มีความไม่สมมาตรและไม่เป็นเส้นตรงดังกล่าวดังภาพประกอบที่ 2.38 จึงทำให้เกิดค่าความคลาดเคลื่อนในการคำนวณ และจากการทบทวนในวรรณกรรม (Kaewhanam & Chaimoon, 2023a) ได้กล่าวว่าสำหรับดินเม็ดหยาบ เช่น ทราย พฤติกรรมของดินนั้นไม่เป็นเคยเป็นเส้นตรง

$$e = \Gamma - \lambda \ln(p) \quad (2.45)$$

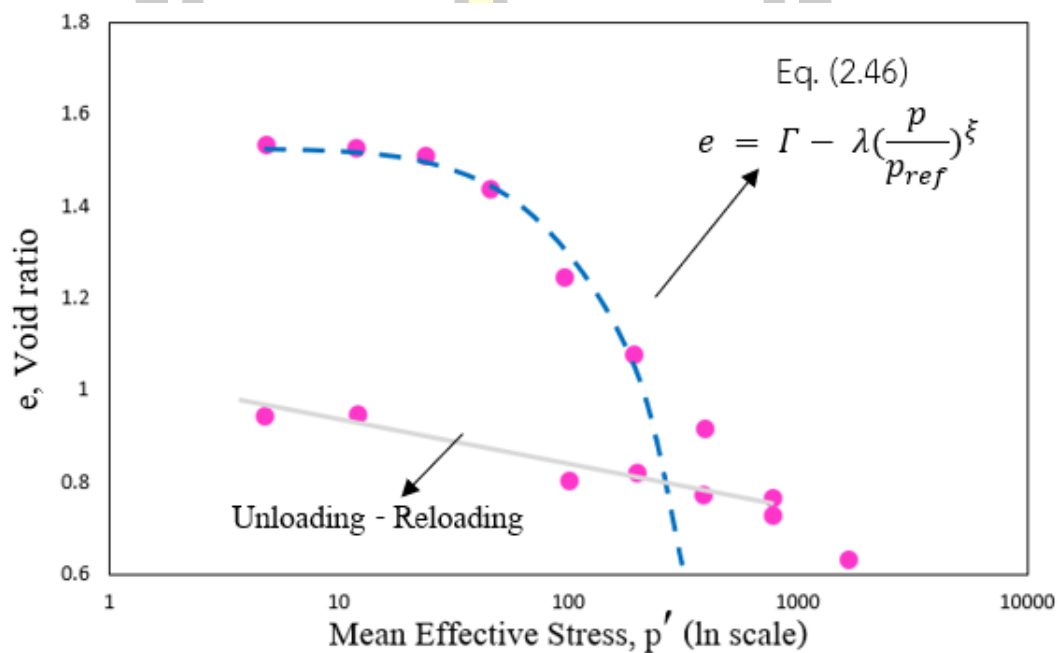


ภาพประกอบที่ 2.38 ข้อมูลจากผลการทดลอง เทียบกับสมการที่ 2.45

ต่อมาได้มีการพัฒนาแบบจำลองที่ใช้กับดินเม็ดหยาบ เช่น ทราย โดย (Duriez & Vincens, 2015; Lashkari, 2014; Rahman et al., 2014; Yang et al., 2015; Z. X. Yang et al., 2008) ด้วยระบบสมการเส้นโค้ง ดังสมการที่ 2.46 ในการอธิบายลักษณะพฤติกรรมของดินที่เข้าได้ดีกับดินทราย ถึงแม้ว่าดินทรายนั้นจะไม่เกิดพฤติกรรมการอัดตัวคายน้ำแต่ก็มีการพัฒนาสมการในแบบจำลองของดินทรายต่าง ๆ ในสมการในรูปของ  $e$  กับ  $\log p'$  ตามภาพประกอบที่ 2.39 นอกจากนี้สมการเส้นโค้งเป็นที่นิยมสำหรับดินทรายและดินตะกอนปนทราย สามารถให้ส่วนที่โค้งได้ในช่วงความเค้นที่มีค่าน้อย ๆ ไม่เหมือนกับแบบจำลอง MCC อย่างไรก็ตามสมการดังกล่าวในช่วงที่ความเค้นมีค่าเพิ่มมากขึ้นไม่สามารถให้ส่วนที่ตรงได้

$$e = \Gamma - \lambda \left( \frac{p}{p_{ref}} \right)^\xi \quad (2.46)$$

เมื่อ  $\Gamma$  คือ ค่าอัตราส่วนโพรงที่  $p = 1$   
 $\lambda$  คือ ความชัน  
 $p_{pref}$  คือ คือความเค้นอ้างอิง นิยมใช้ค่าความดันบรรยากาศ (ประมาณ 101 kPa)  
 $\xi$  คือ พารามิเตอร์ปรับเส้นกราฟที่ทำให้สอดคล้องกับผลการทดสอบอัดตัวคายน้ำ

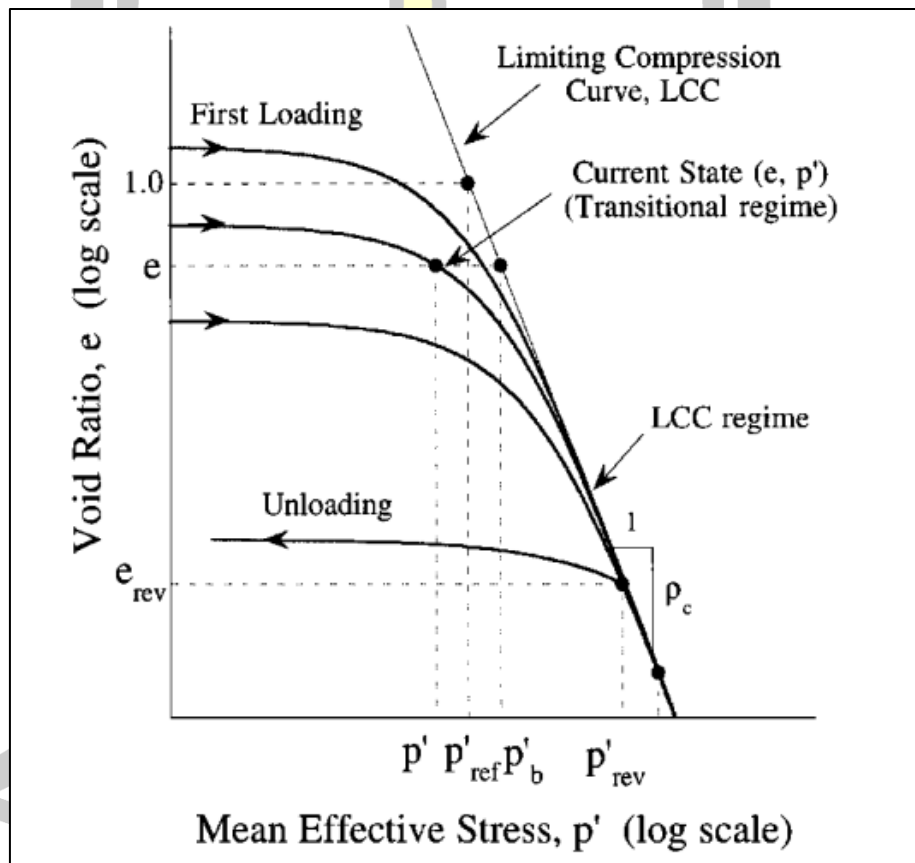


ภาพประกอบที่ 2.39 ข้อมูลจากผลการทดลอง เทียบกับสมการที่ 2.46

Pestana & Whittle,(1995) ; Pestana et al., (1999) นำเสนอสมการที่ใช้สำหรับอธิบายพฤติกรรมของดินเหนียวและดินทราย โดยมีชื่อว่า MIT-S1 โดยมีลักษณะของกราฟในแนวแกน x เป็นค่า  $\log$  ของ  $p'$  และ แนวแกน y เป็น  $\log$  ของ  $e$  ซึ่งกราฟที่ได้จากสมการที่นำเสนอมีลักษณะของกราฟที่มีความโค้งและเป็นเส้นตรงโดยให้ลักษณะของกราฟที่เข้ากับลักษณะของผลการทดลองการอัดตัวคายน้ำดังภาพประกอบที่ 2.40 โดยมีพารามิเตอร์ 4 ตัว ดังสมการที่ 2.47 อย่างไรก็ตามในการใช้งานนั้นในการคำนวณตามทฤษฎีการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำกราฟจะอยู่ในรูปแบบของ semi-log ซึ่งการนำไปใช้งานของระบบสมการที่เป็น  $\log e$  กับ  $\log p'$  มีพารามิเตอร์ใช้งานที่ซับซ้อนดังสมการที่ 2.47

$$d\varepsilon = n \left( \rho_c - \frac{(\sigma'/p_a)^{2/3}}{c_b} \right) (1 - \delta_b^\theta) \frac{d\sigma'}{\sigma'} \quad (2.47)$$

- เมื่อ
- $n$  คือ ตำแหน่งปัจจุบัน
  - $\delta_b$  คือ ระยะความเค้นไร้มิติถึง H-LCC และ  $K_0$ -LCC
  - $c_b$  คือ ค่าสัมประสิทธิ์ยึดหยุ่นไร้มิติ
  - $\theta$  คือ พารามิเตอร์วัสดุไร้มิติอธิบายถึงการเปลี่ยนผ่านไปสู่ LCC
  - $\rho_c$  คือ ค่าความชันของ LCC



ภาพประกอบที่ 2.40 แนวคิดแบบจำลองใหม่ การ loading และ reloading

ดินที่ไม่มีความเชื่อมแน่น

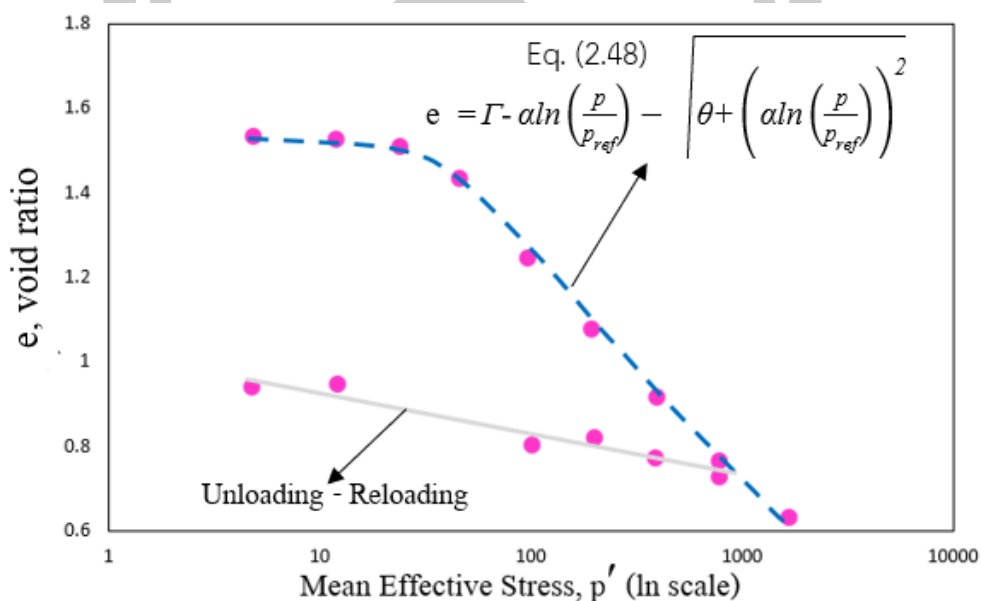
ที่มา : (Pestana and Whittle, 1999)

(Kaewhanam & Chaimoon, 2023a) ได้ศึกษาเกี่ยวกับสมการที่ใช้ในการพัฒนาแบบจำลองดินทรายปนดินตะกอนพบว่าสามารถให้กราฟในส่วนที่โค้งและต่อด้วยเส้นตรง ในรูปของ  $e$  กับ  $\log p'$  ดังภาพประกอบที่ 2.41 โดยมีลักษณะของกราฟที่มีความโค้งในช่วงที่มีความเค้นมีค่า

น้อยและเป็นเส้นตรงเมื่อมีความเค้นมีค่าเพิ่มสูงขึ้น มีลักษณะที่เข้ากับผลการทดลองการอัดตัวคายน้ำได้เป็นอย่างดีโดยประสบความสำเร็จอย่างสูงในการพัฒนาแบบจำลอง ที่สามารถใช้ได้กับดินทรายและดินทรายปนตะกอน และมีพารามิเตอร์ที่ไม่ซับซ้อนเมื่อเทียบกับ MIT-S1 ที่กราฟเป็นสเกล  $\log$  กับ  $\log$  โดยสามารถหาได้จากผลการทดลอง จำนวน 4 พารามิเตอร์ อีกทั้งยังสามารถปรับพารามิเตอร์ให้สอดคล้องกับผลการทดลอง ดังสมการที่ 2.48 อย่างไรก็ตามในกรณีที่ Unloading และ Reloading ยังคงสมมติให้เป็นเส้นตรง

$$e = \Gamma - a \ln \left( \frac{p}{p_{ref}} \right) - \sqrt{\theta + \left( a \ln \left( \frac{p}{p_{ref}} \right) \right)^2} \quad (2.48)$$

- เมื่อ
- $\Gamma$  คือ ค่าอัตราส่วนโพรงสูงสุดที่ปรากฏ
  - $a$  คือ ความชันครึ่งหนึ่งของส่วนตรงที่ควบคุมความชันของส่วนล่าง
  - $p_{ref}$  คือ ความดันอ้างอิง (ประมาณ 101 กิโลปาสคาล)
  - $\theta$  คือ ดัชนีความโค้งที่ควบคุมความโค้งของส่วนบน



ภาพประกอบที่ 2.41 ข้อมูลจากผลการทดลอง เทียบกับสมการที่ 2.48

Whittle & Kavadas, (1994) MIT-E3 เป็นแบบจำลองสำหรับดินเหนียวที่อัดตัวคายน้ำมากกว่าปกติและดินเหนียวอ่อนภายใต้สภาวะการไหลแบบช้า ๆ แบบจำลองนี้ได้รับการพัฒนาขึ้นเพื่อจัดการกับพฤติกรรมของดินเหนียวในระหว่างการเฉือนแบบระบายน้ำและการอัดตัวแบบ

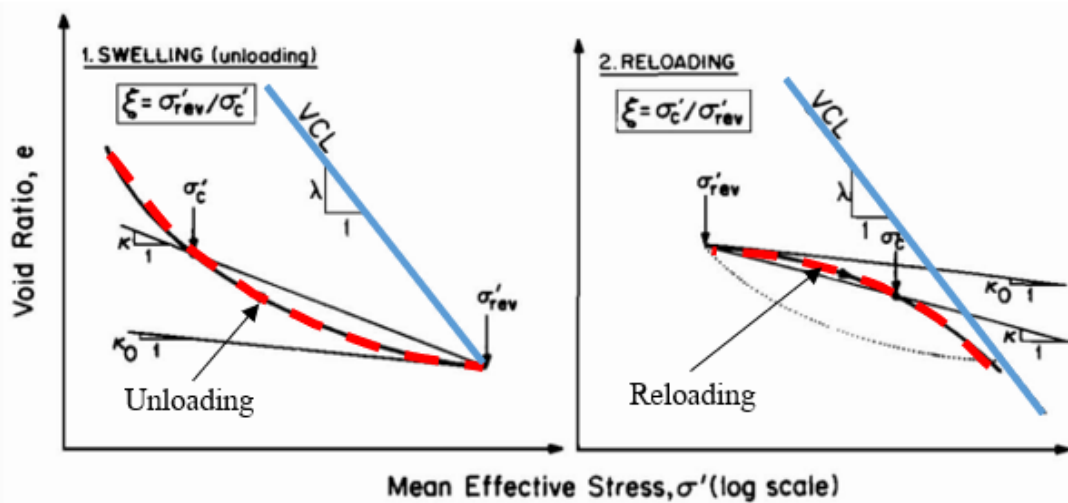
Hysteretic โดยมีการนำเสนอแบบจำลอง Hysteretic ซึ่งจะแบ่งออกเป็น 2 ช่วง คือ ช่วง Unloading และ ช่วง Reloading สามารถหาได้จากสมการที่ 2.49 – 2.50 ดังภาพประกอบที่ 2.42 อย่างไรก็ตามแบบจำลองดังกล่าวยังคงได้มีการสมมติช่วงการอัดตัว VCL ที่เป็นเส้นตรง

$$k = \frac{1+e}{\kappa_0(1+\delta)} \sigma' \tag{2.49}$$

$$\delta = Cn (\log.\xi)^{n-1} \tag{2.50}$$

เมื่อ

- $e$  คือ อัตราส่วนโพรง
- $\xi$  คือ พารามิเตอร์ระยะทางสเกลาร์ที่ใช้ในแบบจำลอง hysteretic ที่สมบูรณ์แบบ
- $C$  คือ ค่าคงที่ของวัสดุ แบบจำลอง hysteretic สมมาตร
- $n$  คือ ค่าคงที่ของวัสดุ แบบจำลอง hysteretic สมมาตร



ภาพประกอบที่ 2.42 นิยามของพารามิเตอร์  $\xi$  สำหรับการอัดตัว Hydrostatic Whittle & Kawvas, (1994)

อย่างไรก็ตามจากการทบทวนวรรณกรรมของสมการที่ได้มีการนำเสนอดังกล่าวมานั้นได้มีการพัฒนาแล้วในระดับหนึ่งในการพัฒนาแบบจำลองต่าง ๆ เพื่อใช้ในการอธิบายพฤติกรรมของดินในแบบจำลองต่าง ๆ

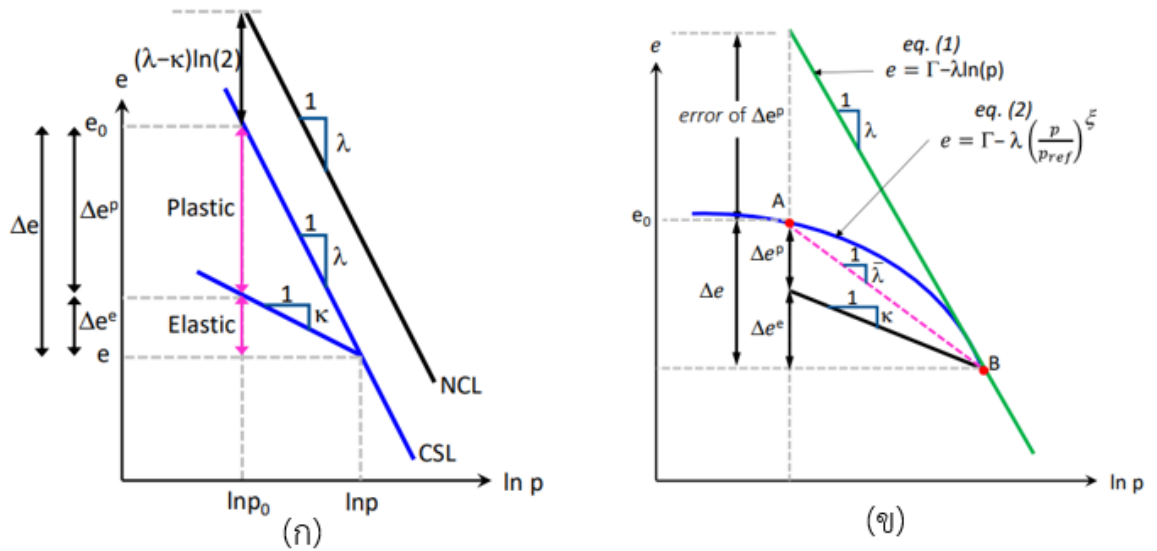
## 2.7) งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

ในการศึกษานี้ ผู้วิจัยได้สนใจงานวิจัยหลายส่วนที่เกี่ยวข้องเกี่ยวกับการพัฒนาทฤษฎีการทรุดตัวแบบอัดตัวคายน้ำของดินเหนียว ซึ่งผลการศึกษาในงานวิจัยต่าง ๆ ที่ผู้วิจัยได้รวบรวมมาบางส่วน ดังแสดงต่อไปนี้

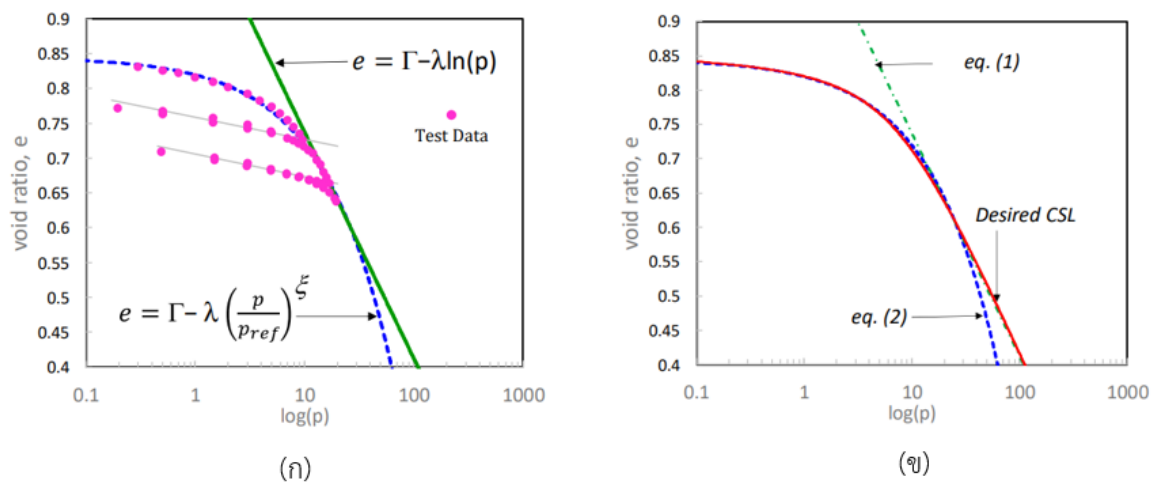
Kaewhanam & chaimoon, (2023) ได้ศึกษาเรื่อง A Simplified Silty Sand Model ได้มีการอธิบายเส้นสถานะวิกฤติ (Critical State) โดยในโมดิฟายแคมเคลย์ (Modified Cam-Clay ,MCC) ที่พัฒนาไปต่อเนื่องจาก (Modified Cam Clay Family) อัตราส่วนช่องว่างสถานะวิกฤติที่กำหนดโดย CSL เป็นเส้นตรงต่ำกว่าเส้นการอัดตัวคายน้ำปกติ NCL ซึ่งมีความชันเท่ากัน แสดงในภาพประกอบที่ 2.43 ก มีระยะห่างระหว่าง การอัดตัวแบบปกติ (Normally consolidated line, NCL) และ CSL ถือว่าเป็น  $(\lambda - \kappa) \ln(2)$  โดยที่  $\kappa$  คือ ความชันของช่วงการลดน้ำหนักที่กระทำกับดิน (Unloading) และ เพิ่มน้ำหนักขึ้นอีกครั้ง (Reloading) ในผลการทดสอบการอัดตัวแบบเท่ากันทุกทิศทาง โดยสมการที่ 2.51 มีพารามิเตอร์ที่เหมาะสมสองตัวโดย  $\Gamma$  คือ อัตราส่วนช่องว่างสถานะวิกฤติที่เหมาะสมโดยปกติกำหนด  $e_{cs}$  ที่  $p = 1.0$  และ  $\lambda$  คือ แสดงถึงความชันค่าคงที่ของ (CSL) อย่างไรก็ตามดินเหนียวที่แตกต่างกันในวรรณกรรมได้กล่าวไว้ว่าเส้นสถานะวิกฤติของดินมวลหยาบไม่เป็นเส้นตรง ฟังก์ชันเส้นโค้งในสมการที่ 2.52 ให้การนำเสนอที่ดีกว่าสำหรับดินมวลละเอียด โดยในสมการที่ 2.52 ประกอบด้วย  $\Gamma$  ทำหน้าที่เป็นขอบเขตบนของ อัตราส่วนช่องว่างสถานะวิกฤติ โดยขณะที่  $\lambda$ ,  $p_a$  และ  $\zeta$  เป็นพารามิเตอร์ที่หาได้จากการทดลอง  $p_a$  แนะนำมันไม่จำเป็นที่จะต้องมีความดันในอากาศ (ประมาณ 101 กิโลปาสคาล) ดังนั้นในสมการที่ 2.52 ต้องการพารามิเตอร์เพียงแค่ 3 ตัว ควรสังเกตว่าความชันของ CSL ในสมการที่ 2.52 ไม่ใช่ค่าคงที่แต่  $\lambda$  คือ ค่าที่หลากหลาย การเปรียบเทียบสมการที่ 2.51 และ 2.52 แสดงให้เห็นในภาพประกอบที่ 2.43 ข ใช้สมการที่ 2.51 สำหรับดินเม็ดละเอียดจะส่งผลให้เกิดความคลาดเคลื่อนอย่างมีนัยสำคัญใน Volumetric plastic strain ( $\Delta e_v^p = \Delta e^p / (1 + e_0)$ ) ระหว่างจุดสองจุดบน CSL ดังกล่าว เป็นจุด A และ B ในภาพประกอบที่ 2.43 ข ดังนั้นชุดสมการเส้นโค้งสมการที่ 2.52 จึงนิยมใช้กับดินทราย หรือดินทรายปนตะกอน อย่างไรก็ตามสมการที่ 2.52 นี้ อาจเป็นปัญหาในแบบจำลองของทรายเมื่อมีความเค้นที่สูงขึ้น เนื่องจากไม่สามารถให้ส่วนที่ตรงหลังส่วนโค้งได้ดังภาพประกอบที่ 2.43 ก แสดงถึงความเว้าของสมการที่ 2.52 หลังจากเปรียบเทียบกับข้อมูลจากห้องปฏิบัติการของ Yasufuku et al., 1984 โดยที่เส้นประมีการเบี่ยงเบนไปจากแนวโน้มของเส้นตรง เพื่อให้บรรลุการใช้งานที่เหมาะสมของ  $e_{cs}$  ใน  $e$  กับ  $\ln p$  สำหรับดินที่เป็นมวลหยาบรวมถึงดินทรายสะอาด และดินทรายปนตะกอน โดยไม่มีข้อผิดพลาดใด ๆ ในการคำนวณความเครียดพลาสติกเชิงปริมาตรจึงจำเป็นต้องมีส่วนโค้งในภาพประกอบที่ 2.43 ข

$$e = \Gamma - \lambda \ln(p) \tag{2.51}$$

$$e = \Gamma - \lambda \left(\frac{p}{p_{ref}}\right)^\zeta \tag{2.52}$$



ภาพประกอบที่ 2.43 เส้นสถานะวิกฤติ (CSL) : (ก) จุดเส้นตรงของเส้นการอัดตัวคายน้ำปกติ (NCL) และ CSL ใน MCC และ MCCs family; (ข) เปรียบเทียบระหว่าง CSL ในสมการ 2.51 และ 2.52 ที่มา : (Kaewhanam & chaimoon, 2023)



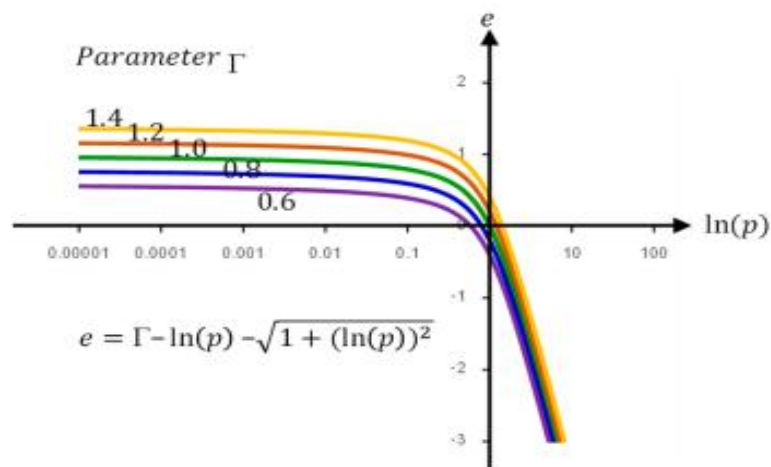
ภาพประกอบที่ 2.44 การเปรียบเทียบเส้นสถานะวิกฤติ : (ก) ข้อมูลการทดสอบ (Yasufuku et al., 1984) เทียบกับ สมการ 2.51 และ 2.52; (ข) CSL ที่ต้องการเทียบกับ สมการ 2.51 และ 2.52

ที่มา : (Kaewhanam & chaimoon, 2023)

จากการเปรียบเทียบสมการดังกล่าวของ Kaewhanam & chaimoon, (2023) จึงได้นำเสนอสมการใหม่ที่ทำให้พารามิเตอร์เพียงเพียง 4 ตัว ในสมการที่ 2.53 ที่หาได้จากผลการทดลองสามารถปรับพารามิเตอร์ให้เข้ากับผลการทดลองดังภาพประกอบที่ 2.45 – 2.48

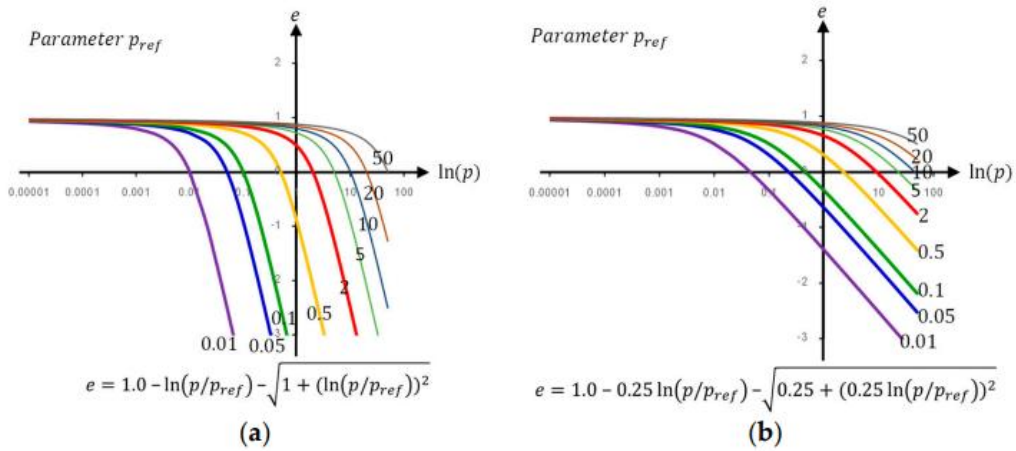
$$e = \Gamma - \alpha \ln\left(\frac{p}{p_{ref}}\right) - \sqrt{\theta + \left(\alpha \ln\left(\frac{p}{p_{ref}}\right)\right)^2} \quad (2.53)$$

- เมื่อ
- $\Gamma$  คือ ค่าอัตราส่วนโพรงสูงสุดที่ปรากฏ
  - $\alpha$  คือ ความชันครึ่งหนึ่งของส่วนตรงที่ควบคุมความชันของส่วนล่าง
  - $p_{ref}$  คือ ความดันอ้างอิง (ประมาณ 101 กิโลปาสคาล)
  - $\theta$  คือ ดัชนีความโค้งที่ควบคุมความโค้งของส่วนบน

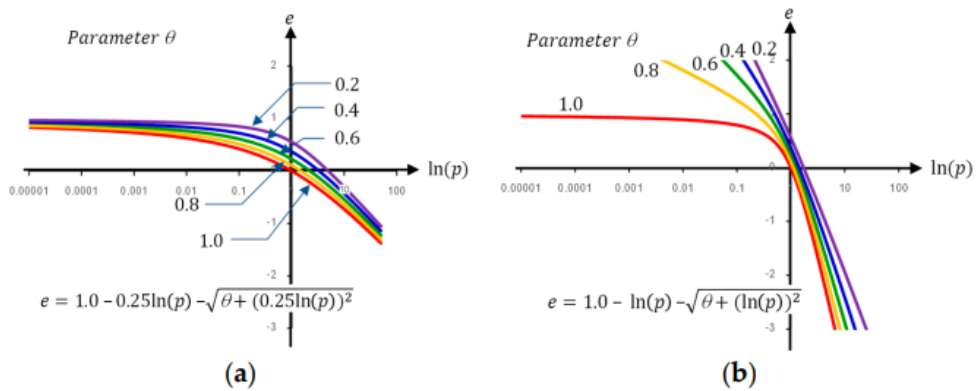


ภาพประกอบที่ 2.45 ผลของการปรับเปลี่ยนพารามิเตอร์  $\Gamma$  ในสมการที่ 2.53  
ที่มา : (Kaewhanam & chaimoon, 2023)

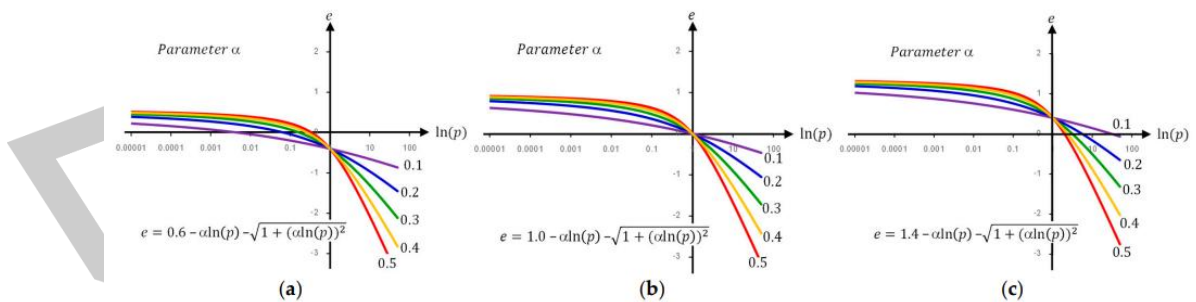
พหุบัณฑิต ชีวะ



ภาพประกอบที่ 2.46 ผลของการปรับเปลี่ยนพารามิเตอร์  $p_{ref}$  ในสมการที่ 2.53  
 ที่มา : (Kaewhanam & chaimoon, 2023)



ภาพประกอบที่ 2.47 ผลของการปรับเปลี่ยนพารามิเตอร์  $\theta$  ในสมการที่ 2.53  
 ที่มา : (Kaewhanam & chaimoon, 2023)



ภาพประกอบที่ 2.48 ผลของการปรับเปลี่ยนพารามิเตอร์  $\alpha$  ในสมการที่ 2.53  
 ที่มา : (Kaewhanam & chaimoon, 2023)

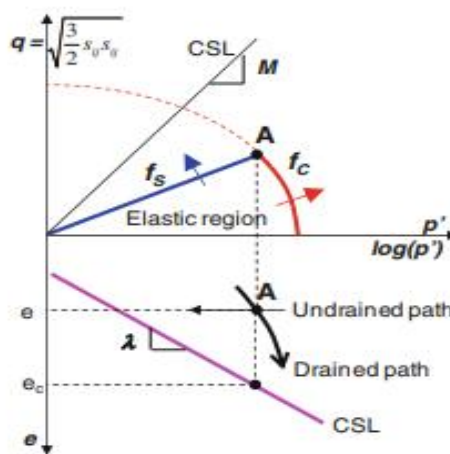
ทั้ง 4 พารามิเตอร์สามารถกำหนดได้จากผลการทดลองแบบเท่ากันทุกทิศทางแม้ว่าสมการ 2.53 ต้องการพารามิเตอร์มากกว่าสมการ 2.51 และ 2.52 แต่พารามิเตอร์ทั้งสี่สามารถกำหนดได้โดยการปรับข้อมูลการทดสอบเดียวกันกับที่ใช้สำหรับสมการ 2.51 และ 2.52 โดยไม่ต้องมีการทดสอบเพิ่มเติม

$$\bar{\lambda} = \frac{\partial \alpha}{\partial (\ln p)} = \alpha \left[ 1 + \frac{\alpha \ln \left( \frac{p}{p_{ref}} \right)}{\sqrt{\theta + \left( \alpha \ln \left( \frac{p}{p_{ref}} \right) \right)^2}} \right] \quad (2.54)$$

$$\bar{\lambda}_s = - \frac{\Delta e}{\Delta (\ln p)} = \alpha + \left\{ \sqrt{\theta + \left( \alpha \ln \left( \frac{p_1}{p_{ref}} \right) \right)^2} - \sqrt{\theta + \left( \alpha \ln \left( \frac{p_2}{p_{ref}} \right) \right)^2} \right\} / \ln \left( \frac{p_1}{p_2} \right) \quad (2.55)$$

Yin, et al., (2013) ได้ทำการศึกษาเรื่อง A simple critical state based double-yield-surface model for clay behavior under complex loading องค์ประกอบที่สำคัญประการหนึ่งที่ต้องพิจารณาในการสร้างแบบจำลองดินคือแนวคิดเกี่ยวกับสภาวะวิกฤต ในสภาวะวิกฤติ วัสดุดินเหนียวจะยังคงอยู่ในปริมาตรคงที่ในขณะที่เกิดการบิดเบือนอย่างต่อเนื่อง อัตราส่วนโพรงที่สัมพันธ์กับสถานะนี้คือ  $e_c$  อัตราส่วนโพรงวิกฤต  $e_c$  เป็นฟังก์ชันของความเครียดมีประสิทธิผลเฉลี่ย  $p'$  ความสัมพันธ์มีการเขียนแบบดั้งเดิม ดังสมการที่

$$e_c = e_{cro} - \lambda \ln \left( \frac{p}{p_{cro}} \right) \quad (2.56)$$



ภาพประกอบที่ 2.49 หลักการของแบบจำลองพื้นผิวที่มีในสถานะวิกฤตสำหรับดินเหนียว

ที่มา : (Yin, et al., 2013)

Rahman, Lo, & Dafalias, 2014 ได้ทำการศึกษาเรื่อง Modelling the Static Liquefaction of Sand with Low-Plasticity Fines การศึกษานี้พัฒนาแบบจำลองสำหรับดินทรายปนดินตะกอน โดยกล่าวอ้างถึงว่าพฤติกรรมการรับน้ำหนักของดินตะกอนปนทราย แบ่งออกเป็น 3 ลักษณะคือ 1) แบบ Flow 2) แบบ Limited Flow และ 3) แบบ Non-Flow แบบจำลองใช้หลักการของ Equivalent Granular Void Ratio และใช้ State Parameter ที่เป็นผลต่างของ อัตราส่วนช่องว่างวิกฤติและอัตราส่วนช่องว่างสำหรับดินโครงสร้าง แบบจำลองต้องการพารามิเตอร์จำนวน 11 ตัว มีการตรวจสอบความถูกต้องของแบบจำลองโดยใช้ผลการทดลองดินจำนวนหนึ่ง และจุดข้อมูลทั้งหมดสามารถอธิบายได้โดยเส้นโค้งแนวโน้มเดียว เส้นแนวโน้มนี้สามารถแสดงได้ด้วยฟังก์ชันกำลัง ดังสมการที่ 2.51

$$e^* = e_{lim} - \Lambda \left( \frac{p}{p_a} \right)^{\zeta} \quad (2.57)$$

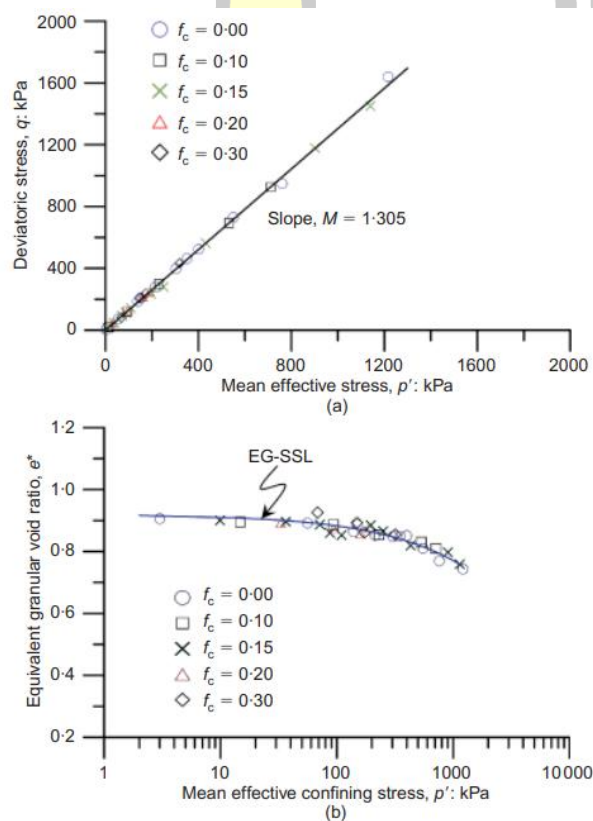


Fig. 4. The critical or steady state line: (a) in  $q-p'$  space, (b) in  $e^*-\log(p')$  space

ภาพประกอบที่ 2.50 เส้นสภาวะวิกฤติในพื้นที่  $q - p'$  และใน  $e^* - \log p'$   
ที่มา : (Rahman, Lo, & Dafalias, 2014)

Y. P. Yao et al., 2004 ได้ทำการศึกษาเรื่อง A Critical State Model for Sand Dependent on Stress and Density การศึกษานี้แสดงให้เห็นถึงความพยายามในการตัดแบบแบบจำลองสำหรับ ดินเหนียวได้แก่ แบบจำลอง MCC ที่ใช้หน่วยงานตัดแปลงบนระบบพิกัด SMP เพื่อให้สามารถใช้ได้ กับดินทรายได้ โดยพิจารณาถึงปัจจัยหลัก ๆ (จากปัจจัยต่าง ๆ มากมาย) 2 เรื่อง คือ อัตราส่วนโพรง เริ่มต้น (Initial Void Ratio,  $e_0$ ) และความเค้นเริ่มต้น (Initial Mean Stress,  $p_0$ ) ทั้งนี้ได้นำเสนอ State Parameter ใหม่ 2 ตัวในแบบจำลอง สำหรับดินทรายหลวม และสำหรับดินทรายแน่น นอกจากนี้ได้ตัดแปลงรูปร่างของ Yield Function จากรูปวงรี เป็นรูปวงรีเบี้ยวเพื่อใช้ในการดินทรายหลวม แบบจำลองนี้สามารถใช้ได้กับการวิเคราะห์ทั้งในสภาพระบายน้ำและไม่ระบายน้ำ และ มีความแม่นยำสูง ต้องการพารามิเตอร์สำหรับดินจำนวน 7 ตัว จากการทดลองแรงอัดสามแกนและอัดตัวคายน้ำ แบบจำลองนี้ มีจุดเด่นคือได้กำหนดให้ความลาดชันของเส้น Critical State Line มีการแปรเปลี่ยนไปตาม สถานะความเค้น ทำให้สามารถทำนายพฤติกรรม Dilatancy ได้ทั้งแบบบวมและ ลบได้ นอกจากนี้ยังสามารถจำลองความเป็น Hardening / Softening ของดินทรายต่าง ๆ ได้เป็นอย่างดี

Y. P. Yao et al., 2008 ได้วิจัยเรื่อง A unified Constitutive Model for Both Clay and Sand with Hardening Parameter Independent on Stress Path ผู้แต่งได้พัฒนแบบจำลองดินในตระกูล Cam Clay เพื่อให้สามารถใช้ได้กับทั้งดินเหนียวและดินทรายโดยใช้พารามิเตอร์ชุดเดียวกันจำนวน 5 ตัว แบบจำลองยังคงมีการใช้หน่วยแรงตัดแปลงบน SMP แต่ว่าได้เสนอวิธีตัดแปลงหน่วยแรงตัดแปลงขึ้นมาใหม่ นอกจากนี้ได้นำเสนอ Hardening Parameter ที่ศึกษาจากเส้นทางหน่วยแรงต่าง ๆ ให้สามารถใช้ได้กับทั้งดินเหนียวและดินทราย yield function และ Plastic Potential Function ยังคงใช้เหมือนแบบจำลอง MCC มีการประมาณความลาดชันของ เส้น Critical State Line ให้มีความลาดชันคงที่เพื่อความเรียบง่ายของแบบจำลอง ผลการตรวจสอบแบบจำลองพบว่าแบบจำลองสามารถทำนาย Stress-Strain ได้ดีทั้ง Toyoura Sand และ Fujinomori Clay อย่างไรก็ตามแบบจำลองไม่ได้แสดงว่ามีความสามารถทำนายพฤติกรรม Hardening/Softening ของดินทรายได้อย่างเด่นชัดนัก

Kunnarong, (2015) ศึกษาเปรียบเทียบ พฤติกรรมการทรุดตัวของชั้นดินกรณีไม่มีและมีการปรับปรุงคุณภาพดินด้วยระบบระบายน้ำตาม แนวตั้ง โดยใช้ทฤษฎีเทอร์ซาคิทฤษฎีบารอน ทฤษฎี Inflection Point และการวิเคราะห์ด้วยไฟไนต์เอลิเมนต์ด้วยโปรแกรม Plaxis โดยใช้กรณีศึกษาการก่อสร้างทางวิ่งของสนามบินสุวรรณภูมิจากผลของการวิจัยพบว่า วิธี Inflection Point สามารถทำนายค่าการทรุดตัวและอัตราการทรุดตัวของชั้นดินได้ทั้งในกรณีที่มีและไม่มีการปรับปรุงคุณภาพดินด้วยระบบระบายน้ำตามแนวตั้งได้เหมาะสมกว่าวิธีอื่นแต่ข้อจำกัดของวิธีการนี้ คือ ต้องมีข้อมูลผลการทดสอบการยุบอัดตัวคายน้ำของตัวอย่างดินที่ เพียงพอในการวิเคราะห์หาค่าสัมประสิทธิ์การยุบ

อัดตัวได้ถูกต้อง สำหรับการวิเคราะห์ด้วยไฟไนต์เอลิเมนต์สามารถใช้ทำนายพฤติกรรมการทรุดตัวของชั้นดินได้ซึ่งมีข้อดีคือสามารถทราบถึงพฤติกรรมด้านแรงดันน้ำส่วนเกินการเคลื่อนตัวตามแนวด้านข้าง ซึ่งเป็นประโยชน์ในการตรวจสอบพฤติกรรมของดินระหว่างการก่อสร้าง อย่างไรก็ตามการวิเคราะห์ด้วยไฟไนต์เอลิเมนต์ต้องการพารามิเตอร์ของ ชั้นดินที่ซับซ้อนกว่าการคำนวณด้วยทฤษฎี

Abhishek et al., (2016) ศึกษาพฤติกรรมทรุดตัวของดินเหนียว อ่อนกรุงเทพฯ ในพื้นที่โครงการทางหลวงที่ สองกรุงเทพฯ – ชลบุรี (SBCH) ที่มีการปรับปรุงคุณภาพ ดินด้วยระบบแผ่นระบายน้ำแนวตั้ง (PVD) และมีการติดตั้งเครื่องมือวัดค่าการทรุดตัวไว้โดยนำข้อมูล การทรุดตัวจากเครื่องมือวัดในสนามเปรียบเทียบกับค่าการทรุดตัวที่ใช้ทฤษฎีของ Terzaghi วิธีของ Skempton-Bjerrum วิธีของ Asaoka และวิธีทางไฟไนต์เอลิเมนต์ซึ่งใช้โปรแกรม PVD-SD เป็นโปรแกรมที่ใช้ในการวิเคราะห์การทรุดตัว จากผลการศึกษาพบว่า ค่าการทรุดตัวที่ได้ จากการวิเคราะห์ตามวิธีของ Asaoka ให้ค่าใกล้เคียงกับค่าการทรุดตัวที่ได้จากเครื่องมือวัดจากใน สนาม แต่ค่าการทรุดตัวจากการวิเคราะห์ตามวิธีของ Terzaghi วิธีของ Skempton-Bjerrum และวิธีทางไฟไนต์เอลิเมนต์โดยใช้โปรแกรม PVD-SD ได้ค่าการทรุดตัวที่สูงกว่าค่าการทรุดตัวที่วัดได้จากใน สนาม

Lashkari, (2014) ศึกษาเรื่อง Recommendations for Extension and Re-Calibration of An Existing Sand Constitutive Model Taking into Account Varying Non-Plastic Fines Content การศึกษานี้ได้ทบทวนแบบจำลองอื่นๆ ที่เกี่ยวข้องกับดินทรายปนดินทราย ปนดินตะกอนจำนวนมากอย่างละเอียดรอบคอบทำให้เห็นถึงข้อเด่น ข้อบกพร่องของหลาย ๆ แบบจำลอง นอกจากนี้ยังได้เสนอสมการเพื่อทำให้สามารถใช้ได้กับผลการทดสอบดินทรายปนดิน ตะกอนจากงานศึกษาต่าง ๆ

Huat,(2002) ศึกษาวิธี One-Dimensional ของ Terzaghi ที่ใช้ในการทำนายการทรุด ตัว โดยเป็นสมการเชิงอนุพันธ์ที่ใช้ในการหาค่าสัมประสิทธิ์ การอัดตัวคายน้ำซึ่งเป็นค่าคงที่สำหรับ กรณีสมการเชิงเส้น แต่โดยความจริงแล้วเป็นสมการไม่เชิงเส้นเพราะค่าแรงอัด ค่าความชื้นน้ำ และค่าสัมประสิทธิ์การอัดตัวคายน้ำมีการเปลี่ยนแปลงกับค่าการทรุดตัว แต่ในการหาอัตราการทรุดตัว เนื่องจากการอัดตัวคายน้ำยังไม่ค่อยดีเท่าที่ควร โดยงานวิจัยนี้จะต้องใช้ข้อมูลการทรุดตัวที่มากพอที่จะนำไปประยุกต์ใช้กับวิธีการสังเกต คือวิธีไฮเพอร์บอลิก และวิธี Asaoka ใช้ข้อมูลในสนามของ คันดินทดลองจาก Tangkak (1987-1996) และคันดินทดลอง

Juru (1990-1992) การทำนายการ ทรุดตัวโดยใช้วิธีไฮเพอร์บอลิกโดยเริ่มใช้ข้อมูลการทรุดตัวตั้งแต่เริ่มก่อสร้างคันดิน ใช้ข้อมูลมากกว่า 50% ของข้อมูลการทรุดตัวที่เกิดขึ้น ข้อมูลการทรุดตัวระยะยาวในช่วงระยะเวลาแรก (6 เดือนหรือ น้อยกว่า) อาจจะไม่เพียงพอ วิธีการนี้สามารถหาได้จากความสัมพันธ์ของกราฟสำหรับวิธีไฮเพอร์บอลิกจะใช้ความสัมพันธ์เชิงเส้นระหว่างค่า  $t/p$  และ  $p$  โดย

ได้ผลการทำนายที่ดีสำหรับวิธีการ Asaoka ที่ใช้ในการทำนายการทรุดตัวจะต้องใช้ข้อมูลที่ได้จากในสนามที่มากพอสมควร

คมกริช เวชส์ถและ อติสรณ สนินทวล, (2548) เป็นการศึกษาพฤติกรรมการทรุดตัวและหาค่าสัมประสิทธิ์อัดตัวคายน้ําในบริเวณก่อสร้างบ่อดักตะกอนซึ่ง ได้สร้างคันดินถมเพื่อเร่งการทรุดตัวโดยใช้เครื่องมือวัดทางธรณีอานคาการทรุดตามระยะเวลาและคํานวนค่าสัมประสิทธิ์การทรุดตัว เพื่อเปรียบเทียบกับคาการทรุดตัวทางทฤษฎีของดินโดยใช้ทฤษฎีของ Asaoka, Magman and Mieussens และ Terzaghi ผลการศึกษาพบว่า คาการทรุดของดินในสนามและคาทางทฤษฎีมีความใกล้เคียงกัน และค่าสัมประสิทธิ์การทรุดตัว

สุขสันต์ หอพิบูลสุขและ วรรัชย์ เกษกัน, (2548) เป็นการศึกษาการอัดตัวคายน้ํา เพื่อหาคํานวนหาการทรุดตัวของดินเหนียวอนกรุงเทพ แต่การวิจัยดังกล่าวได้นำเสนอถึงวิธีการทดลองแบบการอัดตัวคายน้ําอย่างรวดเร็ว ซึ่งจะใช้เวลาน้อยกว่าการทดสอบการอัดตัวคายน้ําแบบปกติ โดย Terzaghi วิธีการคือจะวางน้ําหนักบรรทุกทุกตันที่ระดับการอัดตัวคายน้ําอยู่ระหว่าง 60 ถึง 90 เปอร์เซ็นต์ โดยจะใช้วิธีไฮเปอร์บอลิกของ Sridharan et al. (1991) ในการประมาณสัมประสิทธิ์การอัดตัวคายน้ํา และใช้วิธีของ Terzaghi ในการคํานวนความเค้นประสิทธิผลที่เวลาใดๆ โดยดินเหนียวกรุงเทพที่นำมาใช้จะเป็นดินที่ไร้พันธะเชื่อมประสานและมีพันธะเชื่อมประสาน ผลจากการศึกษาพบว่า วิธีการอัดตัวคายน้ําอย่างรวดเร็ว มีกราฟการอัดตัวคายน้ําและคาพารามิเตอร์ของการทรุดตัวอื่น ๆ ที่ใกล้เคียงกับการทดสอบการอัดตัวคายน้ําแบบเดิมของ Terzaghi แต่ผลที่ได้จากการอัดตัวคายน้ํา อย่างรวดเร็วใช้ระยะเวลาในการทดสอบที่น้อยลง



### บทที่ 3 วิธีการดำเนินการวิจัย

ในการพัฒนาวิธีการคำนวณการทรุดตัวแบบอัดตัวคายนํ้าของดินเหนียว มีจุดประสงค์หลัก 2 ประการ คือ เพื่อพัฒนาหลักการใหม่ในการคำนวณวิเคราะห์การทรุดตัวแบบอัดตัวแบบคายนํ้าที่มีความถูกต้องมากยิ่งขึ้น โดยอยู่ในรูปของสมการแม่นยำ (Analytical Closed Form) และ ประเมินความแม่นยำชุดสมการในหลักการที่น่าเสนอ การศึกษาประกอบด้วยหลายขั้นตอน ได้แก่ ศึกษา งานวิจัยต่าง ๆ จำนวนมากที่มีการนำเสนอกราฟความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนช่องว่าง (Void ratio,  $e$ ) กับ ค่าลือกกาลิซึมของความเค้นประสิทธิผล (Effective stress,  $\log p$ ) จากการทดลอง Isotropic compression test ของดิน ตรวจสอบและคัดเลือกหลักการเฉพาะส่วนที่ไม่มีการสมมติฐานต่าง ๆ นำหลักการหรือ สมการที่ได้มาเรียบเรียงเป็นการคำนวณด้วยระเบียบวิธีใหม่ และ ตรวจสอบความแม่นยำของระเบียบวิธีใหม่ที่น่าเสนอโดยใช้ข้อมูลดินเหนียวจากงานวิจัยต่าง ๆ ให้ สอดคล้องและบรรลุวัตถุประสงค์ต่าง ๆ ดังกล่าวข้างต้นของงานวิจัยนี้รายละเอียดของแต่ละขั้นตอน การวิจัย มีดังต่อไปนี้ตามลำดับ วิธีในการดำเนินการวิจัยดังแสดงในภาพประกอบที่ 3.1 และ แผนการ ดำเนินงานดังตารางที่ 3.1

#### 3.1) ศึกษาทฤษฎี งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง และรวบรวมข้อมูล

ประกอบด้วยการศึกษาทฤษฎีที่เกี่ยวข้องทั้งหมด ซึ่งได้แก่ การนำเสนอกราฟความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนช่องว่าง (Void ratio,  $e$ ) กับ ค่าลือกกาลิซึมของความเค้นประสิทธิผล (Effective stress,  $\log p$ ) จากการทดลอง Isotropic compression test ของดิน ทฤษฎีเกี่ยวกับแบบจำลอง ดินในสภาพวิกฤต ทฤษฎีของแบบจำลองดินทราย ทฤษฎีของแบบจำลองดินเหนียว ทฤษฎีการอัดตัว คายนํ้าของดินเหนียว และทฤษฎีของดินตะกอนปนทราย โดยมีรายละเอียดดังต่อไปนี้

3.1.1) ศึกษาความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนช่องว่าง (Void ratio,  $e$ ) กับ ค่าลือกกาลิซึมของ ความเค้นประสิทธิผล (Effective stress,  $\log p$ )

ประกอบด้วยแบบจำลองที่ใช้กับดินเหนียว (Grimstad et al., 2010a; Matsuoka et al., 1999a; Miranda et al., 2020; C. Y. Ou et al., 2011; Suebsuk et al., 2011; Y. P. Yao et al., 2004; Y. P. Yao et al., 2008) แบบจำลองที่ใช้กับดินทราย (Duriez & Vincens, 2015; Lashkari, 2014; Rahman et al., 2014; Yang et al., 2015; Z. X. Yang et al., 2008) แบบจำลองที่ใช้กับดินเหนียวและดินทราย (Pestana & Whittle, 1995 ; Pestana et al., 1999) แบบจำลองที่ใช้กับดินทรายนดินตะกอน (Kaewhanam & Chaimoon, 2023a) และ แบบจำลองที่ใช้กับดินเหนียว (Whittle & Kavvas, 1994)

### 3.2) พัฒนารูปแบบการคำนวณการทรุดตัวของแบบอัดตัวคายน้ำ

เมื่อศึกษาสมการการอัดตัวคายน้ำที่มีผู้นำเสนอไว้ดังที่ได้กล่าวมาแล้วทำการเลือกสมการของ (Kaewhanam & Chaimoon, 2023a) มาปรับปรุงเพื่อจำลองความสัมพันธ์  $e-\log \sigma'$  จาก การทดสอบ Oedometer สำหรับการอัดตัวคายน้ำปกติ (NC) ให้แม่นยำ และเสนอชุดสมการใหม่ที่สามารถจำลองทั้ง hysteresis แบบสมมาตรและไม่สมมาตร ซึ่งมีความสำคัญสำหรับการอัดตัวมากกว่าปกติ (OC) โดยการใช้สมการเหล่านี้ร่วมกัน ทำให้สามารถสร้างสมการเชิงวิเคราะห์ที่มีรูปแบบ ปิดสำหรับ  $\Delta e$  ในระหว่างแรงที่กระทำเพื่อนำไปคำนวณการทรุดตัวของแบบอัดตัวคายน้ำได้อย่างแม่นยำ

### 3.3) ประเมินความแม่นยำชุดสมการในหลักการที่นำเสนอ

เมื่อได้หลักการหรือ สมการที่มีความแม่นยำตรง ตามที่ต้องการแล้วจะทำการตรวจสอบความแม่นยำของสมการโดยเปรียบเทียบกับผลการทดลองการอัดตัวคายน้ำของดินเหนียวจากงานวิจัยต่าง ๆ เช่น ดินเหนียวกรุงเทพ (Bangkok clay) ดินเหนียวลอนดอน (London clay) และดินเหนียวบอสตันบลู (Boston blue clay)

### 3.4) วิเคราะห์การทรุดตัวจากปัญหาด้านวิศวกรรม

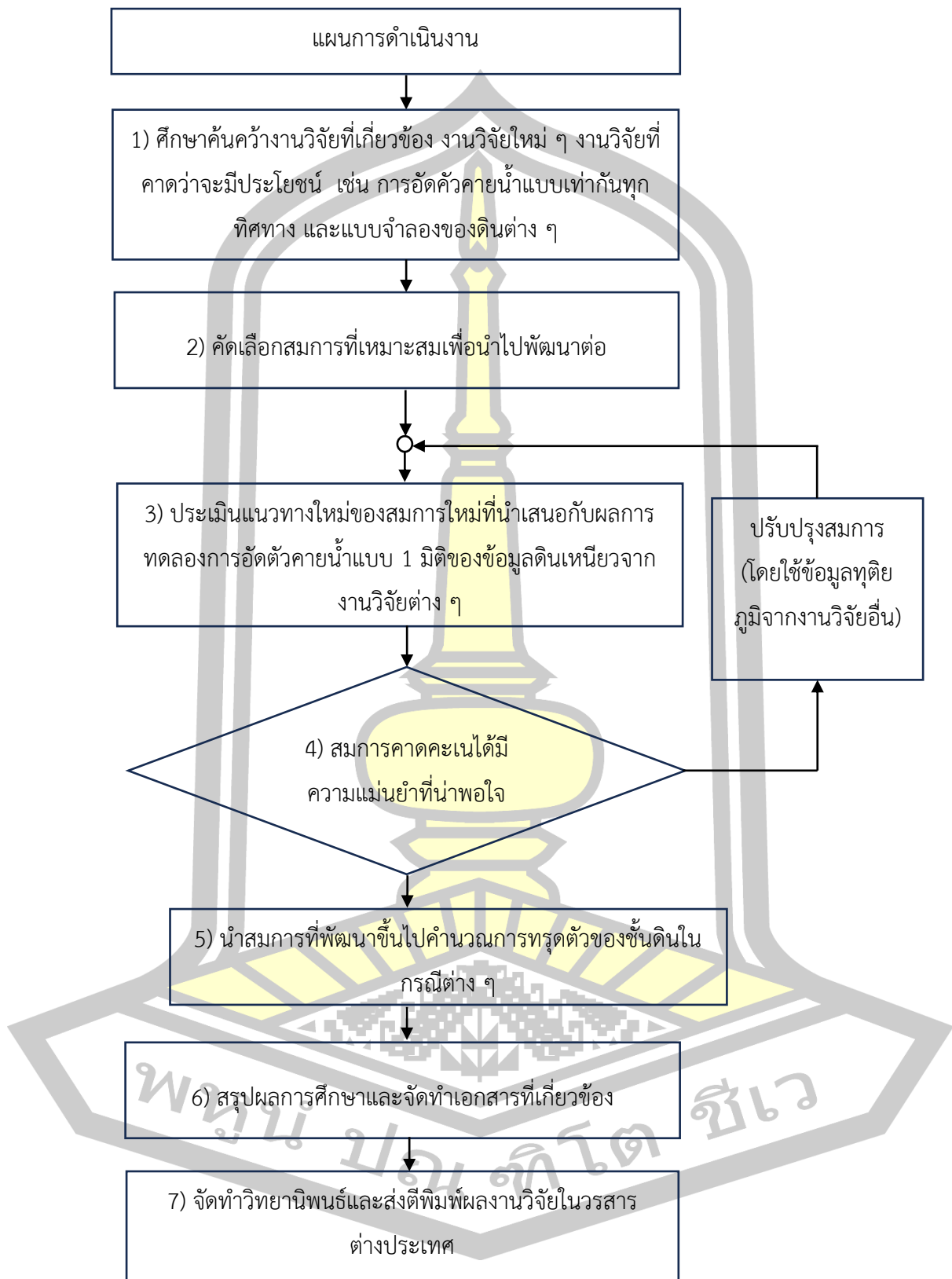
เช่น ฐานรากรูปสี่เหลี่ยมมุมฉาก (Rectangular) ขนาด 30 x 15 เมตร โดยมีความลึกของชั้นดินรวมทั้งหมด 12 เมตร โดยแบ่งชั้นดินออกเป็น 3 กรณี

- กรณีแบ่งความหนาเดียว
- กรณีแบ่งความหนาเท่ากัน
- กรณีแบ่งชั้นความหนาที่ไม่สม่ำเสมอ

### 3.5) สรุปผลการศึกษา และจัดเตรียมเอกสารวิจัยที่เกี่ยวข้อง

สรุปผลการศึกษา พร้อมทั้งจัดทำเอกสารงานวิจัย รูปเล่มวิทยานิพนธ์และส่งตีพิมพ์ ผลงานวิจัยในวารสารต่างประเทศ

พูน ปรณ ทิโต ชีเว



ภาพประกอบที่ 3.1 แผนภูมิการดำเนินการศึกษาเพื่อพัฒนาวิธีการคำนวณ การทรุดตัวแบบอัดค้ำคายน้ำ

ตารางที่ 3.1 ตารางแผนการดำเนินงาน

ขั้นตอน	ระยะเวลาในการทำงาน									
	ส.ค	ก.ย	ต.ค	พ.ย	ธ.ค	ม.ค	ก.พ	มี.ค	เม.ย	พ.ค
1.ศึกษาค้นคว้างานวิจัยที่เกี่ยวข้อง งานวิจัยใหม่ ๆ งานวิจัยที่คาดว่าจะ มีประโยชน์ 1.1 อ่านงานวิจัยจำนวนมาก 1.2 คัดเลือกแนวคิด หลักการ และสมการ 1.3 สรุปรายละเอียดสำคัญ ๆ ของแนวคิด หลักการ และสมการที่ เป็นประโยชน์				→						
2. วิเคราะห์แนวทางใหม่ที่ใช้ใน การคำนวณการทรุดตัว 2.1 คิดวิเคราะห์และแยกแยะ แนวทางใหม่ 2.2 สังเคราะห์แนวทางใหม่ จากหัวข้อ 2.1 2.3 ปรับแก้แนวทางข้อ 2.2 (ถ้าจำเป็น)					→					
3. การประเมินแนวทางใหม่ที่ นำเสนอ 3.1 รวบรวมข้อมูลผลการ ทดสอบของดินเหนียวที่มาจาก แหล่งต่าง ๆ 3.2 คำนวณการทรุดตัวจาก ปัญหาด้านวิศวกรรม 3.3 เปรียบเทียบความแม่นยำ ต่าง ๆ							→			

ขั้นตอน	ระยะเวลาในการทำงาน										
	ส.ค	ก.ย	ต.ค	พ.ย	ธ.ค	ม.ค	ก.พ	มี.ค	เม.ย	พ.ค	
4. ชุตสมการคาคะเนได้มีความ แม่นยำที่น่าพอใจ											
5. สรุปลงผลการศึกษาและจัดทำ เอกสารที่เกี่ยวข้อง											
6. จัดทำวิทยานิพนธ์และส่งตีพิมพ์ ผลงานวิจัยในวารสารต่างประเทศ											



## บทที่ 4 ผลการทดสอบและอภิปรายผล

จากแผนการศึกษางานวิจัยจำนวนมาก ในการหาหลักการหรือสมการในการวิเคราะห์การคำนวณการทรุดตัวแบบอัดตัวคายน้ำโดยใช้วิธีการคำนวณทางคณิตศาสตร์เชิงวิเคราะห์ (Analytical solution) สำหรับการคำนวณการทรุดตัวอัดตัวแบบคายน้ำ แบบ 1 มิติ ของผลการทดลองในห้องปฏิบัติการ ในรูปแบบทั่วไปของ  $e - \log \sigma'_v$  ได้อย่างถูกต้องและแม่นยำ พบว่ามีนักวิจัยจำนวนหนึ่งได้มีการใช้สมการที่มีรูปแบบความสัมพันธ์ระหว่าง  $e$  และ  $\log(p)$  ซึ่ง  $p$  แทนความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ย จากการทดสอบการอัดตัวคายน้ำแบบหนึ่งมิติมักถูกใช้ในการจำลองพฤติกรรมของดิน เช่น ดินเหนียว ทราย และดินทรายปนดินตะกอน จากการทบทวนอย่างละเอียด พบว่าสมการเชิงเส้น (Linear Function, LF) มีความแม่นยำในระดับความเค้นสูง แต่มีแนวโน้มที่จะไม่แม่นยำในระดับความเค้นต่ำ เนื่องจากลักษณะโค้งของผลการทดลอง ในทางตรงกันข้าม สมการเส้นโค้ง (Curve Function, CF) ในรูปของฟังก์ชันยกกำลัง ซึ่งมักใช้กับดินที่มีลักษณะเป็นเม็ด เช่น ทราย มีความแม่นยำในระดับความเค้นต่ำ เพราะผลการทดลองมีแนวโน้มที่คล้ายกัน เพื่อแก้ไขความไม่แม่นยำในการคำนวณการทรุดตัวอัดตัวคายน้ำ จำเป็นต้องใช้สมการที่เหมาะสมสำหรับกราฟ  $e - \log \sigma'_v$  แทนการประมาณเชิงเส้น เนื่องด้วยว่าความสัมพันธ์ระหว่าง  $e$  และ  $\log(p)$  ที่ใช้ในแบบจำลองพฤติกรรมของดินดังกล่าวมีลักษณะเหมือนกับผลการทดลองการอัดตัวคายน้ำ แบบ 1 มิติ สามารถที่จะนำมาปรับปรุงใช้ในการหาความสัมพันธ์ในรูปแบบของ  $e - \log \sigma'_v$  ในการวิเคราะห์การคำนวณการเปลี่ยนแปลงของอัตราส่วนช่องว่าง ( $\Delta e$ ) ได้อย่างถูกต้องในการนำไปคำนวณการทรุดตัวแบบอัดตัวคายน้ำ แบ่งออกเป็น 2 ส่วน

- 1) วิเคราะห์กระบวนการหรือหลักการของสมการในรูปแบบความสัมพันธ์  $e - \log \sigma'_v$  สำหรับผลการทดลองการอัดตัวคายน้ำในห้องปฏิบัติการ
- 2) ประเมินกระบวนการหรือหลักการของสมการในรูปแบบความสัมพันธ์  $e - \log \sigma'_v$  ที่นำเสนอกับผลการทดลองการอัดตัวคายน้ำแบบ 1 มิติของข้อมูลดินเหนียว 3 ชนิด คือ ดินเหนียวกรุงเทพฯ (Bangkok clay) ดินเหนียวลอนดอน (London clay) และดินเหนียวบอสตันบลู (Boston blue clay) พร้อมทั้งตัวอย่างในการวิเคราะห์การทรุดตัวด้วยกรณีฐานรากรูปสี่เหลี่ยมมุมฉาก

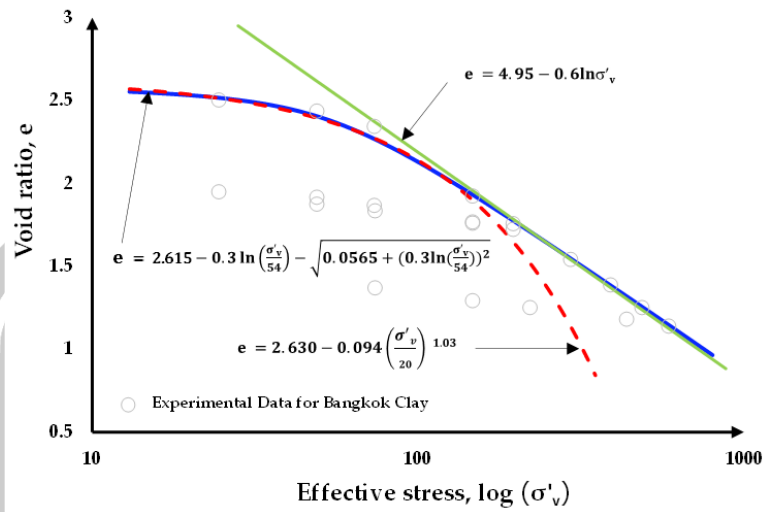
#### 4.1 วิเคราะห์กระบวนการหรือหลักการของสมการในรูปแบบความสัมพันธ์ $e$ กับ $\log \sigma'_v$ สำหรับผลการทดลองการอัดตัวคายนํ้าในห้องปฏิบัติการ

ในส่วนนี้ ได้พัฒนาสมการขั้นสูงสองสมการสำหรับส่วนโค้งที่แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง  $e - \log \sigma'_v$  หนึ่งสมการสำหรับเส้นการอัดตัวคายนํ้า (Virgin Compression Line, VCL) และอีกหนึ่งสมการสำหรับ Hysteresis หรือในช่วงของการ Unloading และ Reloading รายละเอียดจะอธิบายดังต่อไปนี้

##### 4.1.1 สมการสำหรับเส้นการอัดตัวคายนํ้าปกติ (VCL)

ตามที่ได้กล่าวไว้ข้างต้น สมการสำหรับ VCL ที่พบในวรรณกรรมประกอบด้วยทั้งฟังก์ชันเชิงเส้น (LF) และฟังก์ชันโค้ง (CF) รวมถึงฟังก์ชันที่รวมทั้งส่วนโค้งและส่วนเชิงเส้นไว้ในสมการเดียว ซึ่งเสนอโดย (Kaewhanam & Chaimoon, 2023a) ที่เรียกว่า Arc Joint via Optimum Parameters (AJOP) ในที่นี้ ฟังก์ชันทั้งหมดเหล่านี้แสดงความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนช่องว่าง ( $e$ ) และความเค้นที่มีผลเฉลี่ย  $p = (\sigma'_v + 2\sigma'_h)/3$  โดยที่  $\sigma'_v$  และ  $\sigma'_h$  เป็นความเค้นแนวตั้งและแนวนอนที่มีผลตามลำดับ สมการของ LF, CF และ AJOP จะแสดงในสมการที่ 4.1-4.3 ตามลำดับ และการเปรียบเทียบกราฟทั้งสามนี้แสดงไว้ในรูปที่ 4.1 จากการเปรียบเทียบพบว่าสมการ AJOP ให้ผลลัพธ์ที่แม่นยำที่สุดทั้งในระดับความเค้นต่ำและสูง

ในการศึกษานี้ ได้เลือกใช้สมการ AJOP และจะมีการแก้ไขให้ตัวแปรอิสระ (ตัวแปรบนแกนแนวนอนของกราฟ) สอดคล้องกับผลการทดสอบการอัดตัวคายนํ้า เพื่อให้กระบวนการคำนวณง่ายขึ้น ดังนั้น  $p$  จึงถูกเปลี่ยนเป็น  $\sigma'_v$  และความดันอ้างอิง  $p'_{ref}$  ถูกเปลี่ยนเป็นค่าบวกอ้างอิง คือ  $R$  และใช้ลอการิทึมฐาน 10 แทนลอการิทึมธรรมชาติ ln สมการ AJOP ที่แก้ไขแล้วจะแสดงในสมการที่ 4.4 พารามิเตอร์ที่ใช้ปรับสมการให้เหมาะสมของสมการ AJOP ได้แก่  $\Gamma$ ,  $R$ ,  $\alpha$  และ  $\theta$  ค่าความชันของเส้นสัมผัส (Secant)  $\bar{C}_c$  ของฟังก์ชัน AJOP สามารถคำนวณได้โดยใช้สมการที่ 4.5 สมการนี้ให้การคำนวณที่แม่นยำของ ( $e$  ระหว่างสองจุดบน VCL สำหรับดินเหนียวที่มีการอัดตัวคายนํ้าปกติ ดังภาพประกอบที่ 4.2 แสดงกราฟ AJOP สำหรับผลของพารามิเตอร์ที่ใช้ปรับสมการให้เหมาะสม



ภาพประกอบที่ 4.1 การเปรียบเทียบการทดสอบการอัดตัวคายน้ำกับสมการที่เหมาะสม

$$e = \Gamma - \lambda \cdot \ln p' \quad (4.1)$$

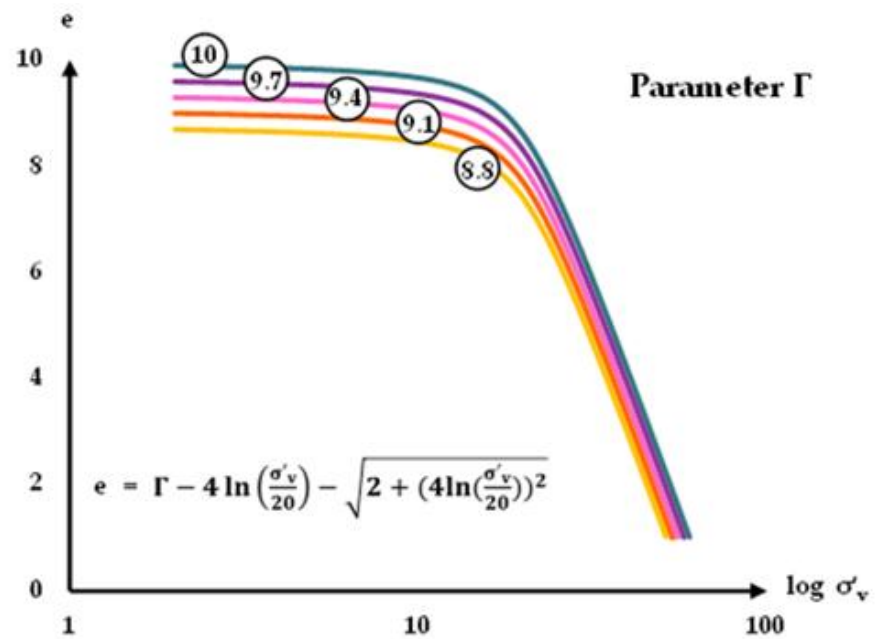
$$e = \Gamma - \lambda \cdot \left(\frac{p'}{p'_a}\right)^\xi \quad (4.2)$$

$$e = \Gamma - \alpha \ln \left(\frac{p'}{p_{ref}'}\right) - \sqrt{\theta + \left(\alpha \ln \left(\frac{p'}{p_{ref}'}\right)\right)^2} \quad (4.3)$$

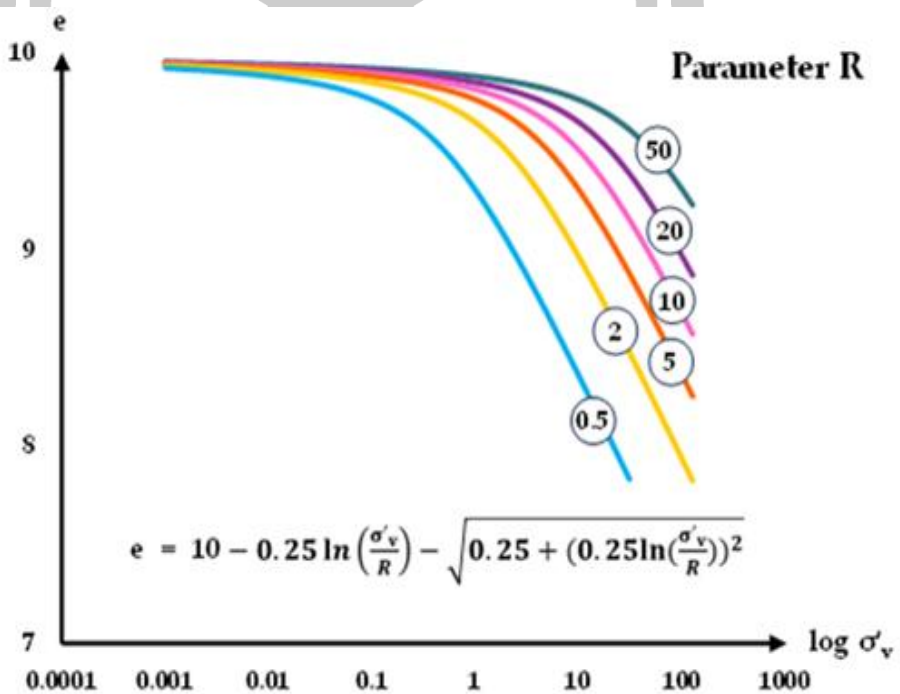
$$e = \Gamma - \alpha \log \left(\frac{\sigma'_v}{R}\right) - \sqrt{\theta + \left(\alpha \log \left(\frac{\sigma'_v}{R}\right)\right)^2} \quad (4.4)$$

$$\bar{C}_c = \alpha + \left\{ \sqrt{\theta + \left(\alpha \log \left(\frac{\sigma'_{v1}}{R}\right)\right)^2} - \sqrt{\theta + \left(\alpha \log \left(\frac{\sigma'_{v2}}{R}\right)\right)^2} \right\} / \log \left(\frac{\sigma'_{v1}}{\sigma'_{v2}}\right) \quad (4.5)$$

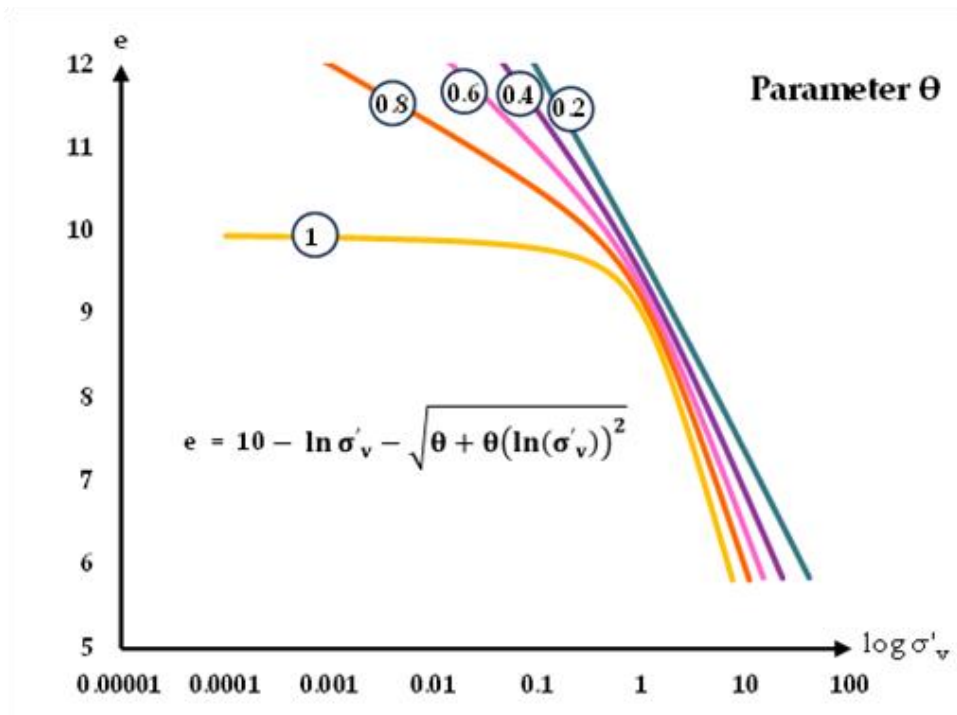
พูน ปณ ทิโต ชีเว



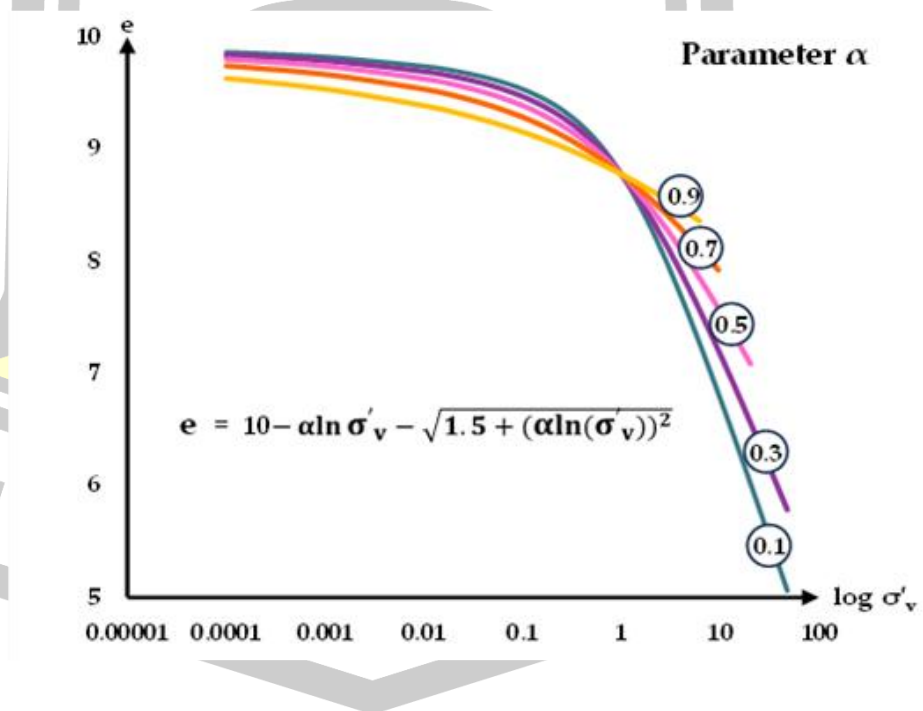
ภาพประกอบที่ 4.2 การแสดงลักษณะของกราฟสำหรับสมการที่ 4.4  
จากการปรับเปลี่ยนพารามิเตอร์  $\Gamma$



ภาพประกอบที่ 4.3 การแสดงลักษณะของกราฟสำหรับสมการที่ 4.4  
จากการปรับเปลี่ยนพารามิเตอร์  $R$



ภาพประกอบที่ 4.4 การแสดงลักษณะของกราฟสำหรับสมการที่ 4.4  
จากการปรับเปลี่ยนพารามิเตอร์  $\theta$



ภาพประกอบที่ 4.5 การแสดงลักษณะของกราฟสำหรับสมการที่ 4.4  
จากการปรับเปลี่ยนพารามิเตอร์  $\alpha$

การประยุกต์ใช้สมการ AJOP และความชัน Secant ในการคำนวณการทรุดตัวของดินเหนียวอัดตัวคายน้ำปกติ (Normally Consolidated Clays) นั้นทำได้อย่างตรงไปตรงมา โดยการแทนที่  $C_c$  ในสมการที่ 1 ด้วย  $\bar{C}_c$  ในสมการที่ 4.5 จะสามารถกำจัดข้อผิดพลาดในการคำนวณได้อย่างมีประสิทธิภาพในทุกระดับความลึกของชั้นดินควรสังเกตว่าวิธีดั้งเดิมโดยการใช้สมการเชิงเส้น (Linear Function, LF) ที่อาศัยการประมาณเชิงเส้นและค่าคงที่ของ  $C_c$  มักส่งผลให้เกิดข้อผิดพลาดในการคำนวณที่มีนัยสำคัญ โดยเฉพาะในบริเวณดินชั้นใกล้ผิวดิน และข้อผิดพลาดเหล่านี้มีแนวโน้มลดลงเมื่อความลึกเพิ่มขึ้น ความคลาดเคลื่อนนี้เกิดจากข้อเท็จจริงที่ว่า ค่าความเค้นเริ่มต้นใกล้ผิวดินมีค่าค่อนข้างต่ำ ทำให้จุดความเค้นเริ่มต้นอยู่บนส่วนโค้งของกราฟ  $e - \log \sigma'_v$  แทนที่จะอยู่บนส่วนที่เป็นเส้นตรง นอกจากนี้ ความเค้นที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกทุกบนผิวดินมีค่าค่อนข้างสูง เมื่อเทียบกับชั้นดินที่ลึกลงไป ดังนั้น การใช้วิธี LF จึงก่อให้เกิดข้อผิดพลาดอย่างมากในค่า  $\Delta e$  ดังที่แสดงในรูปที่ 1.1b

เมื่อเปรียบเทียบความสามารถของสมการ AJOP และ CF จะเห็นได้ว่า CF สามารถแก้ไขปัญหาที่กล่าวมาข้างต้นได้ในลักษณะเดียวกับ AJOP อย่างไรก็ตาม การใช้ CF ทำให้เกิดข้อผิดพลาดในการคำนวณที่ระดับความลึกมากขึ้น เนื่องจากกราฟของ CF ไม่มีส่วนที่เป็นเส้นตรงที่ชัดเจน ที่ระดับความลึกมาก ๆ ความเค้นที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกทุกบนผิวดินมีค่าค่อนข้างน้อย ซึ่งหมายความว่าข้อผิดพลาดที่เกิดขึ้นมีผลกระทบน้อยกว่าข้อผิดพลาดของ LF ในบริเวณที่ตื้นกว่า

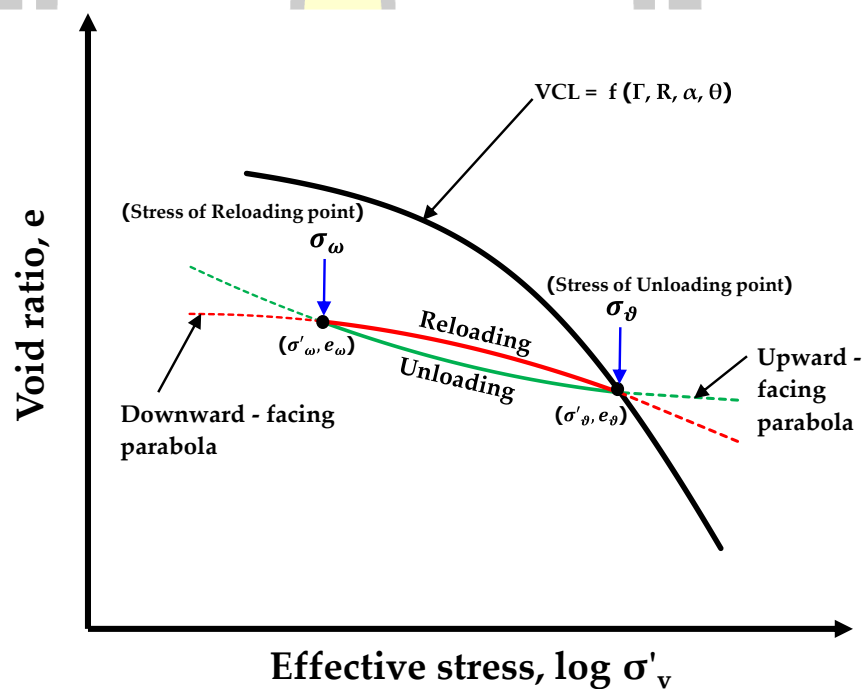
#### 4.1.2) สมการสำหรับ Hysteresis

Hysteresis หมายถึง รอบที่เกิดจากกระบวนการ Unloading และ Reloading ในผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำของดินเหนียวทุกประเภท ซึ่งเป็นไปตามข้อกำหนดของมาตรฐานการทดลอง วัตถุประสงค์ของกระบวนการนี้คือเพื่อสังเกตการเปลี่ยนรูปของดินเหนียวที่สามารถคืนตัวได้ (Reversible) และไม่สามารถคืนตัวได้ (Irreversible) ในระหว่างการรับน้ำหนัก

ในดินบางประเภท เส้นกราฟของกระบวนการ Unloading และ Reloading อาจทับซ้อนกันหรืออยู่ใกล้กันมาก ซึ่งทำให้สามารถประมาณพฤติกรรม Hysteresis โดยใช้เส้นตรงที่มีความชันคงที่  $C_r$  ได้ในกรณีเช่นนี้ วิธีการคำนวณโดยใช้การประมาณเชิงเส้นสามารถให้ความแม่นยำที่เพียงพอสำหรับดินอัดตัวคายน้ำมากกว่าปกติ (Overconsolidated Clays)

อย่างไรก็ตาม ดินบางประเภทแสดงพฤติกรรมที่แตกต่างกัน เช่น ดินเหนียวที่กล่าวถึงใน [22-24] ซึ่งเห็นได้ชัดว่าเส้นกราฟของกระบวนการ Unloading และ Reloading มีความแตกต่างกันอย่างมีนัยสำคัญสำหรับดินเหล่านี้ ความชัน Secant ระหว่างสองจุดบนเส้น Unloading หรือ Reloading ต่างจากค่าเฉลี่ยของ  $C_r$  ดังนั้น วิธีการประมาณเชิงเส้นที่ใช้อยู่ในปัจจุบันจึงไม่สามารถให้ความแม่นยำสูงสำหรับดินประเภทนี้ได้

เพื่อแก้ไขปัญหาี้ การใช้สมการที่สามารถจำลองพฤติกรรม Hysteresis ทั้งสองรูปแบบได้ จะช่วยเพิ่มความแม่นยำในการคำนวณการทรุดตัวของดินที่ผ่านการอัดตัวคายน้ำมากกว่าปกติ วิธีการนี้ช่วยปรับปรุงความถูกต้องในการจำลองการอัดตัวคายน้ำของดิน และช่วยให้สามารถคาดการณ์การเปลี่ยนรูปภายใต้สภาวะโหลดที่แตกต่างกันได้อย่างน่าเชื่อถือมากขึ้นจำเป็นต้องพิจารณาทั้ง ความแม่นยำ และ ความสะดวกในการใช้งาน เพื่อสร้างสมการที่สามารถแสดงพฤติกรรมของช่วง Unloading - Reloading ได้อย่างถูกต้อง ในการศึกษาี้ได้ใช้ สมการพาราโบลา โดยทั่วไป พาราโบลาจะถูกกำหนดโดยพารามิเตอร์สามค่าตามที่แสดงในสมการที่ 4.5 สมการพาราโบลาที่โค้งหงายขึ้นใช้สำหรับช่วง Unloading ซึ่งกำหนดโดยพารามิเตอร์  $C$ ,  $h$  และ  $k$  ในขณะที่สมการพาราโบลาที่โค้งคว่ำลงใช้สำหรับ ช่วงโหลดซ้ำ (Reloading) ซึ่งกำหนดโดยพารามิเตอร์ที่แตกต่างกัน ได้แก่  $C_I$ ,  $h_I$  และ  $k_I$  ควรสังเกตว่าสมการที่ 4.5 จะสามารถใช้ได้กับช่วง Unloading ก็ต่อเมื่อค่าความเค้นแนวตั้งที่มีประสิทธิผล ( $\log \sigma'_v$ ) มีค่าน้อยกว่าหรือเท่ากับค่าความเค้น Unloading ( $\log \sigma'_v$ ) บนเส้น VCL ภาพประกอบที่ 4.6 แสดงแนวคิดของการใช้สมการพาราโบลาในการอธิบายกราฟของช่วงปลดโหลด-โหลดซ้ำ



ภาพประกอบที่ 4.6 การใช้สมการพาราโบลาสำหรับเส้นการ Unloading และการ Reloading

$$e = \frac{(\log \sigma'_v - h)^2}{4C} + k \quad (4.5)$$

สิ่งสำคัญคือต้องสร้างสมการเพื่อแทนพฤติกรรม hysteresis แบบสมมาตร ก่อนเป็นอันดับแรก เมื่อได้สมการพื้นฐานนี้แล้ว จึงสามารถปรับแก้เพิ่มเติมเพื่อให้รองรับ hysteresis แบบไม่สมมาตร ได้ วิธีการนี้ช่วยให้การพัฒนาสมการเป็นไปอย่างเป็นระบบ โดยเริ่มจากรูปแบบที่ง่ายไปสู่รูปแบบที่ซับซ้อนมากขึ้น ซึ่งจะช่วยให้ความสามารถในการจำลองและคาดการณ์พฤติกรรมของดินภายใต้สภาวะโหลดที่แตกต่างกันได้อย่างแม่นยำยิ่งขึ้น

#### 4.1.2.1) สมการ Hysteresis แบบสมมาตร (Equations for the Symetric Hysteresis)

สำหรับ Hysteresis แบบสมมาตร ควรใช้พารามิเตอร์สามค่า ( $C$ ,  $h$  และ  $k$ ) ร่วมกันทั้งในสมการพาราโบลาที่โค้งงายขึ้นและโค้งคว่ำลงเพื่อความง่ายในการคำนวณ ดังนั้น จึงจำเป็นต้องหาค่าของ  $C_I$ ,  $h_I$  และ  $k_I$  สำหรับสมการพาราโบลาที่โค้งคว่ำลง โดยอ้างอิงจากค่าของ  $C$ ,  $h$  และ  $k$  ของสมการพาราโบลาที่โค้งงายขึ้น

โดยอ้างอิงจากสมการที่ 4.5 ซึ่งเป็นสมการของกราฟ Unloading การเปลี่ยนแปลงของอัตราส่วนช่องว่าง ( $\Delta e$ ) และความชันเส้นสัมผัส (Secant)  $\bar{C}_r(u_n)$  ระหว่างจุดเริ่มต้นของการ Unloading คือ ( $\sigma'_v$ ) และจุดใด ๆ บนกราฟการ Unloading แบบสมมาตร ( $\sigma'_g$ ) สามารถคำนวณได้โดยใช้สมการที่ 4.6-4.7 ตามลำดับ

$$\Delta e = e - e_g = \frac{(\log \sigma'_v)^2 - (\log \sigma'_g)^2 - 2h \cdot \log (\sigma'_v / \sigma'_g)}{4C} \quad (4.6)$$

$$\bar{C}_r(Un) = \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'_v} = \frac{\log (\sigma'_v \cdot \sigma'_g) - 2h}{4C} \quad (4.7)$$

ในกรณีของ hysteresis แบบสมมาตรขนาดของพาราโบลาที่หงายขึ้นซึ่งใช้แทนกราฟการ Unloading-Reloading จะเท่ากัน ดังนั้น พารามิเตอร์  $C_I$  สามารถแสดงในรูปของ  $C$  ได้ตามสมการที่ (4.6) ถัดไป เพื่อกำหนดสูตรสำหรับ  $h_I$  และ  $k_I$  จำเป็นต้องกำหนดเงื่อนไขเพิ่มเติมสองเงื่อนไข จากรูปที่ 4.3 จะเห็นว่าเส้น Reloading ตัดผ่านจุดสำคัญสองจุด ได้แก่ จุดที่เริ่ม Unloading ( $\sigma'_g$ ,  $e_g$ ) และจุดที่เริ่ม Reloading ( $\sigma'_\omega$ ,  $e_\omega$ ) เราใช้พิกัดของจุดทั้งสองนี้ในการหาค่า  $h_I$  และ  $k_I$  ขั้นแรก กำหนดค่าอัตราส่วนช่องว่าง ( $e$ ) ที่ทั้งสองจุด โดยแทนค่าความเค้น  $\sigma'_g$  ลงในสมการเส้นอัตราตัวปกติ (VCL) สมการที่ 4.4 เพื่อหา  $e_g$  ในรูปของพารามิเตอร์  $f(\Gamma, R, \alpha, \theta)$  จากนั้นแทนค่าความเค้นที่จุดเริ่ม Reloading ( $\sigma'_\omega$ ) ลงในสมการ Unloading สมการที่ 4.5 เพื่อหา  $e_\omega$  โดยใช้เงื่อนไขว่า  $C_I = -C$  สำหรับการคำนวณทั้งสองกรณี และแก้ระบบสมการพร้อมกัน เราสามารถอนุมานสูตรสำหรับ  $h_I$  และ  $k_I$  ในรูปของพารามิเตอร์สี่ตัวของ VCL ที่

ถูกเสนอใหม่ ( $\Gamma, R, \alpha, \theta$ ) รวมถึง  $C, h$  และ  $k$  สมการของ  $C_1, h_1$  และ  $k_1$  สำหรับพาราโบลาที่คว่ำลง แสดงในสมการที่ 4.8-4.10 ตามลำดับ

$$C_1 = -C \quad (4.8)$$

$$h_1 = \frac{4C_1(e_\omega - e_g) - (\log\sigma'_\omega)^2 + (\log\sigma'_g)^2}{2(\log\sigma'_g - \log\sigma'_\omega)} \quad (4.9)$$

$$k_1 = e_\omega - \frac{1}{4C_1}(\log\sigma'_\omega - h_1)^2 \quad (4.10)$$

โดยที่

$$e_g = f(\Gamma, R, \alpha, \theta) = \Gamma - \alpha \log\left(\frac{\sigma'_g}{R}\right) - \sqrt{\theta + \left(\log\left(\frac{\sigma'_g}{R}\right)\right)^2} \quad \text{และ} \quad e_\omega = \frac{(\log\sigma'_\omega - h)^2}{4C} + k$$

ในขั้นตอนนี้ของเทคนิคการหาค่าพารามิเตอร์ที่เหมาะสม hysteresis แบบสมมาตรสมบูรณ์ (ทั้งช่วง Unloading-Reloading) สามารถประเมินได้โดยใช้พารามิเตอร์เพียงสามตัว ได้แก่  $C, h$  และ  $k$  นอกจากนี้ ความชันสัมผัส  $\kappa$  ของช่วง Unloading ในสมการที่ 4.5 สามารถแสดงได้ในสมการที่ 4.11 ที่จุดเริ่มต้นของการ Unloading (ซึ่งอยู่บน VCL) ความชันสัมผัส  $\kappa$  มักถูกสมมติให้เป็นค่าคงที่  $\kappa_0$  สำหรับดินแต่ละประเภท ดังนั้น ค่า  $\kappa_0$  สามารถกำหนดได้โดยแทนค่า  $\sigma'_v$  ในสมการที่ 4.11 ด้วย  $\sigma'_g$  ตามที่แสดงในสมการที่ 4.12

$$\kappa = \frac{de}{d\log\sigma'_v} = \frac{(\log\sigma'_v - h)}{2C} \quad (4.11)$$

$$\kappa_0 = \frac{(\log\sigma'_g - h)}{2C} \quad (4.12)$$

ในการคำนวณค่า  $\kappa$  และ  $\kappa_0$  สำหรับช่วง Reloading ของ Hysteresis แบบสมมาตร ให้แทนค่า  $C_1, h_1$  และ  $k_1$  จากสมการที่ 4.8-4.10 แทนที่  $C, h$  และ  $k$  และแทนค่า  $\sigma'_\omega$  แทนที่  $\sigma'_g$  ในสมการที่ 4.11-4.12 ตามลำดับ ควรสังเกตว่า สำหรับ hysteresis แบบสมมาตร ค่า  $\kappa_0$  ที่  $\sigma'_g$  บนกราฟ Unloading จะเท่ากับค่า  $\kappa_0$  ที่  $\sigma'_\omega$  บนกราฟ Reloading สิ่งสำคัญที่ต้องทราบ คือ สมการ Reloading สมการที่ 4.11 ใช้ได้เฉพาะในกรณีที่  $\sigma'_v \geq \sigma'_\omega$  และถูกจำกัดโดยค่าความเค้นบน VCL นอกจากนี้ เมื่อ  $\Psi = 0$  hysteresis แบบไม่สมมาตรจะกลายเป็น hysteresis

แบบสมมาตรการเปลี่ยนแปลงของอัตราส่วนช่องว่าง ( $\Delta e$ ) และความชันเส้นสัมผัสเฉลี่ย  $\bar{C}_r$  ( $ReS$ ) ระหว่างจุดเริ่มต้นของการ Reloading ( $\sigma'_{\omega}$ ) และจุดใด ๆ บนกราฟโพลลซ้ำแบบสมมาตร ( $\sigma'_v$ ) ในสมการที่ 4.9 สามารถคำนวณได้โดยใช้สมการที่ 4.13-4.14 ตามลำดับ

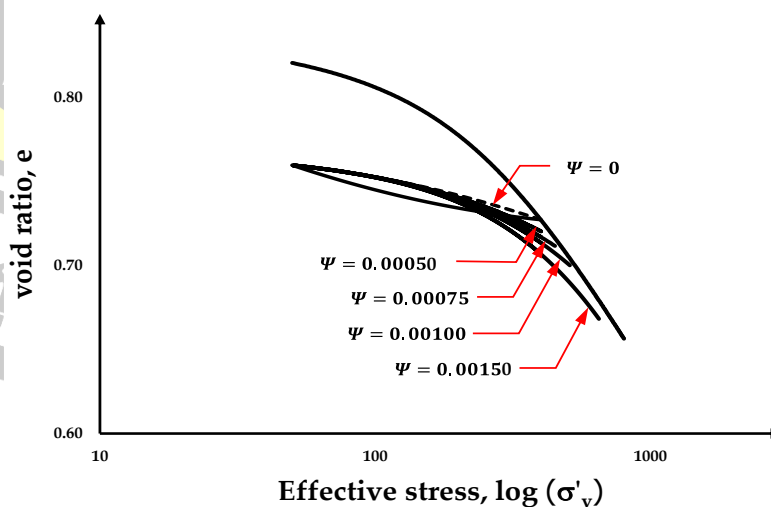
$$\Delta e = e - e_{\omega} = \frac{(\log \sigma'_v)^2 - (\log \sigma'_{\omega})^2 - 2h \cdot \log(\sigma'_v / \sigma'_{\omega})}{4C_1} \quad (4.13)$$

$$\bar{C}_r(ReS) = \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'_v} = \frac{\log(\sigma'_{\omega} \cdot \sigma'_v) - 2h_1}{4C_1} \quad (4.14)$$

สำหรับดินเหนียวที่ผ่านการอัดตัวคายนํ้ามากกว่าปกติและแสดงพฤติกรรม hysteresis แบบสมมาตร การใช้ค่า  $\bar{C}_r$  ในการคำนวณการหดตัวสามารถทำได้โดยแทนค่า  $C_r$  ด้วย  $\bar{C}_r$  (ตามที่กำหนดในสมการที่ 4.14) และแทนค่า  $C_c$  ด้วย  $\bar{C}_c$  (ตามที่กำหนดในสมการที่ 4.5) พร้อมกันในสมการที่ 2

#### 4.1.2.2) สมการ Hysteresis แบบไม่สมมาตร (Equations for the Asymetrix Hysteresis)

ลักษณะทั่วไปของ hysteresis แบบไม่สมมาตรแสดงไว้ในรูปที่ 4.7 โดยช่วง Unloading ยังคงเหมือนกับ Hysteresis แบบสมมาตร แต่กราฟ Reloading มีความชันลดลงอย่างชัดเจนที่ปลายสุดเมื่อเปรียบเทียบกับกรณี hysteresis แบบสมมาตร ในการศึกษาครั้งนี้ เราได้เพิ่มตัวแปรเพิ่มเติมเพียงหนึ่งตัว คือ  $\Psi$  เข้าไปในสมการของ hysteresis แบบสมมาตร เพื่อให้กลายเป็น hysteresis แบบไม่สมมาตร



ภาพประกอบที่ 4.7 ผลกระทบของพารามิเตอร์  $\Psi$  ต่อ Hysteresis แบบไม่สมมาตร

$$e = \left[ \frac{(\log \sigma'_v - h)^2}{4C} + k \right] \left[ 1 - \Psi \left( \log \left( \frac{\sigma'_v}{\sigma'_\omega} \right)^6 \right) \right] \quad (4.15)$$

สมการที่ 4.15 แสดงความสัมพันธ์เส้นกราฟ Reloading สำหรับแบบสมมาตร ( $\Psi = 0$ ) และไม่สมมาตร ( $\Psi > 0$ ) ซึ่งใช้ได้เฉพาะในช่วงความเค้นที่ไม่เกินค่าความเค้นบนเส้น AJOP โดยเฉพาะอย่างยิ่งค่าของพจน์  $\left[ 1 - \Psi \left( \log \left( \frac{\sigma'_v}{\sigma'_\omega} \right)^6 \right) \right]$  ในสมการที่ 4.15 จะมีค่าเท่ากับ 1 เมื่อจุดความเค้นอยู่ที่จุดเริ่มต้นของการ Reloading ส่งผลให้ความชันที่จุดนี้ยังคงเท่ากับ  $\kappa_0$  เช่นเดียวกับกราฟ Reloading แบบสมมาตร

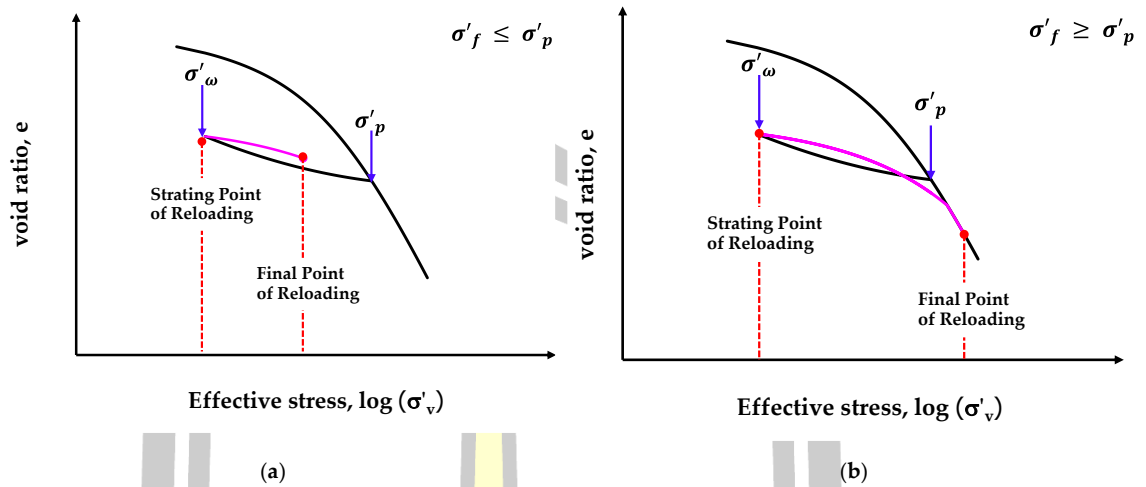
จุดเริ่มต้นของการ Reloading ( $\sigma'_\omega$ ) และจุดใด ๆ บนกราฟ Reloading แบบไม่สมมาตร ( $\sigma'_v$ ) ในสมการที่ 4.13 สามารถคำนวณได้โดยใช้สมการที่ 4.16-4.17 ตามลำดับ

$$\Delta e = e - e_\omega = \left[ \frac{(\log \sigma'_v - h)^2}{4C} + k \right] \left[ 1 - \Psi \left( \log \left( \frac{\sigma'_v}{\sigma'_\omega} \right)^6 \right) \right] - \left[ \frac{(\log \sigma'_\omega - h)^2}{4C} + k \right] \quad (4.16)$$

$$\overline{C}_r(ReA) = \frac{\Delta e}{A \log \sigma'_v} = \frac{\left[ \frac{(\log \sigma'_v - h)^2}{4C} + k \right] \left[ 1 - \Psi \left( \log \left( \frac{\sigma'_v}{\sigma'_\omega} \right)^6 \right) \right] - \left[ \frac{(\log \sigma'_\omega - h)^2}{4C} + k \right]}{\log \left( \frac{\sigma'_v}{\sigma'_\omega} \right)} \quad (4.17)$$

สิ่งสำคัญที่ต้องทราบคือ พฤติกรรมการรับน้ำหนักของดินเหนียวที่ผ่านการอัดตัวคายนํ้ามากกว่าปกติตั้งแต่ความเค้นเริ่มต้น ( $\sigma'_\omega$ ) ไปจนถึงความเค้นสุดท้าย ( $\sigma'_f$ ) สามารถแบ่งออกเป็นสองกรณีดังนี้: 1) เมื่อ  $\sigma'_f < \sigma'_p$  ค่า  $\sigma'_f$  จะยังคงอยู่บนกราฟ Reloading ตามที่แสดงในภาพประกอบที่ 4.8a ดังนั้น การทรุดตัวสามารถคำนวณได้โดยตรงโดยใช้ค่า  $\Delta e$  จากสมการที่ 4.16 และ 2) เมื่อ  $\sigma'_f > \sigma'_p$  ค่า  $\sigma'_f$  ดังนั้นจึงเปลี่ยนไปที่ VCL ตามที่แสดงในรูปที่ 4.8b และการทรุดตัวสามารถคำนวณได้โดยใช้  $\Delta e$  ในสมการที่ 4.18 ความแตกต่างนี้ช่วยให้การคำนวณการทรุดตัวมีความแม่นยำภายใต้เงื่อนไขการโหลดที่แตกต่างกัน การใช้สมการที่ 4.16 หรือ 4.18 สามารถจัดการความคลาดเคลื่อนของ  $\Delta e$  ในการประมาณค่าด้วยวิธี LF ได้

$$\Delta e = \overline{C}_r(Un) \cdot \log(OCR) + a \log \left( \frac{\sigma'_f}{\sigma'_p} \right) + \sqrt{\theta + \left( a \log \left( \frac{\sigma'_f}{R} \right) \right)^2} - \sqrt{\theta + \left( a \log \left( \frac{\sigma'_p}{R} \right) \right)^2} \quad (4.18)$$



ภาพประกอบที่ 4.8 เงื่อนไขการรับน้ำหนักสำหรับดินเหนียวการอัดตัวคายน้ำมากกว่าปกติ:

(a) โดยที่  $\sigma'_f \leq \sigma'_p$ ; (b) โดยที่  $\sigma'_f > \sigma'_p$

แม้ว่า  $C$ ,  $h$ ,  $k$  และ  $\Psi$  จะได้มาจากผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการ แต่พารามิเตอร์เหล่านี้สามารถนำไปใช้กับกระบวนการ Unloading ที่ค่าความเค้นอื่น ๆ  $\sigma'_v$  ได้โดยไม่ต้องปรับกราฟใหม่ ค่าของ  $C'$ ,  $h'$  และ  $k'$  สำหรับการ Unloading ที่จุดอื่นบนเส้นอัดตัวคายน้ำปกติ (VCL) สามารถคำนวณได้จากค่าของ  $C$ ,  $h$  และ  $k$  ที่  $\sigma'_v$  ได้โดยไม่ต้องปรับกราฟใหม่ ค่าของ  $C'$ ,  $h'$  และ  $k'$  สำหรับการ Unloading ที่จุดอื่นบนเส้นอัดตัวคายน้ำปกติ (VCL) สามารถคำนวณได้จากค่าของ  $C$ ,  $h$  และ  $k$  ที่  $\sigma'_v$  โดยสมมติว่า 1) ส่วนโค้งพาราโบลาของกระบวนการ Unloading มีขนาดเท่าเดิม นั่นคือ  $C' = C$  2) ความชันสัมผัสของเส้น Unloading ณ จุดเริ่มต้นของการ Unloading  $k_0$  ยังคงค่าคงที่สำหรับทุกจุดของการ Unloading ดังนั้น จากสมการที่ 4.5 ค่าของ  $h'$  สามารถคำนวณได้จาก  $h' = \log \sigma'_{g, new} - 2Ck_0$  และ  $k' = e_{g, new} (\log \sigma'_{g, new} - h')^2 / (4C)$  โดยที่  $\sigma'_{g, new}$  และ  $e_{g, new}$  คือ ค่าความเค้นและอัตราส่วนช่องว่างที่จุด Unloading ใหม่ นอกจากนี้ เมื่อพิจารณาการ Reloading จากจุดสิ้นสุดของการ Unloading ใหม่ กระบวนการกำหนดค่า  $C'_1$ ,  $h'_1$  และ  $k'_1$  สำหรับการ Reloading สามารถหาได้จากสมการที่กล่าวถึงข้างต้น

#### 4.2 กระบวนการคำนวณการหลุดตัวจากอัดตัวคายน้ำแบบ 1 มิติ

ขั้นตอนในการคำนวณการหลุดตัวจากการอัดตัวคายน้ำสามารถสรุปได้เพื่อความสะดวกและมีประสิทธิภาพดังต่อไปนี้

- 1.) ปรับข้อมูลการอัดตัวคายน้ำจากการทดลองให้เข้ากับ VCL โดยใช้สมการ AJOP ในสมการที่ 4.5 เพื่อหาค่าพารามิเตอร์สี่ตัว ได้แก่  $\Gamma$ ,  $R$ ,  $\alpha$  และ  $\theta$
- 2.) ปรับกราฟข้อมูลการ Unloading โดยใช้สมการที่ 4.5 เพื่อหาพารามิเตอร์สามตัวสำหรับ

พาราโบล่าที่หันทัน ได้แก่  $C$ ,  $h$  และ  $k$

- 3.) ปรับกราฟข้อมูลการ Reloading โดยใช้สมการที่ 4.15 เพื่อหาค่าพารามิเตอร์  $\Psi \geq 0$  ซึ่งสำหรับ Hysteresis แบบสมมาตร พารามิเตอร์  $\Psi$  จะมีค่าเป็นศูนย์
- 4.) แบ่งดินที่ต้องการวิเคราะห์การทรุดตัวออกเป็นชั้นย่อย
- 5.) หาค่าความเค้นแนวตั้งเริ่มต้นและสุดท้ายที่เกิดจากการก่อสร้างที่จุดกลางของชั้นดิน ณ จุดกึ่งกลางของแต่ละชั้นดิน โดยสามารถใช้วิธีการแก้ปัญหาเชิงอิลาสติกเพื่อความง่ายในการคำนวณ
- 6.) สำหรับดินเหนียวการอัดตัวคายนํ้ามากกว่าปกติ (Over consolidated Clay) จำเป็นต้องคำนวณเพิ่มเติมตามขั้นตอนดังนี้
  - 6.1) คำนวณค่าความเค้นในอดีตสูงสุด  $\sigma'_p = OCR \cdot \sigma'_{ini}$  ซึ่งจะใช้เป็นจุด Unloading บนเส้นอัดตัวปกติ (VCL) ของแต่ละชั้นดิน
  - 6.2) คำนวณค่าของอัตราส่วนช่องว่างที่จุด Unloading  $\sigma'_{g_{new}}$  ที่จุด  $\sigma'_p$  จากขั้นตอน 6.1 โดยใช้สมการ AJOP
  - 6.3) กำหนดค่าพารามิเตอร์ ( $C'$ ,  $h'$  และ  $k'$ ) = ( $C$ ,  $h$  และ  $k$ ) สำหรับกระบวนการ Unloading ณ จุดกึ่งกลางของแต่ละชั้น
  - 6.4) คำนวณค่าของอัตราส่วนช่องว่างที่ความเค้นเริ่มต้น ( $\sigma'_{ini}$ ) ซึ่งจะมีค่าเท่ากับอัตราส่วนช่องว่าง ณ จุดเริ่มต้นของกระบวนการ Reloading ( $\sigma'_{\omega}$ )
  - 6.5) กำหนดค่าพารามิเตอร์ ( $C_1'$ ,  $h_1'$  และ  $k_1'$ ) =  $f(C, h$  และ  $k)$  สำหรับกระบวนการ Reloading ณ จุดกึ่งกลางของแต่ละชั้น
- 7.) คำนวณค่า  $e$  ระหว่างค่าความเค้นเริ่มต้นและความเค้นสุดท้ายที่กล่าวถึงในขั้นตอนที่ 5 ตามวิธีดังต่อไปนี้:
  - 7.1) สำหรับดินเหนียวอัดตัวคายนํ้าปกติ (NC) ใช้สมการที่ 4.5
  - 7.2) สำหรับดินเหนียวอัดตัวมากกว่าปกติ (OC) ใช้สมการที่ 4.16-4.18
- 8.) คำนวณการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายนํ้าของชั้นดินที่  $i^{th}$  โดยใช้สมการ  $\rho_i = H_i \left[ \frac{\Delta e_i}{1+e_0} \right]$
- 9.) ค่าการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายนํ้าทั้งหมดสามารถคำนวณได้จากผลรวมของการทรุดตัวของแต่ละชั้นดิน นั่นคือ  $\rho = \sum_{i=1}^n (\rho_i)$  โดยที่  $n$  คือจำนวนชั้นดิน

#### 4.3 วิเคราะห์ผลของหลักการหรือสมการที่นำเสนอ

เพื่อแสดงให้เห็นถึงประสิทธิภาพของสมการที่นำเสนอใหม่ ตัวอย่างการคำนวณการทรุดตัวอัดตัวคายนํ้ารวม ( $\rho_r$ ) จะถูกนำมาใช้ในกรณีของฐานรากรูปสี่เหลี่ยมมุมฉากขนาด 15 ม.  $\times$  30 ม. และชั้นดิน

เหนียวที่มีความหนา 12 ม. ในส่วนนี้ การวิเคราะห์จะครอบคลุมสามกรณี ได้แก่

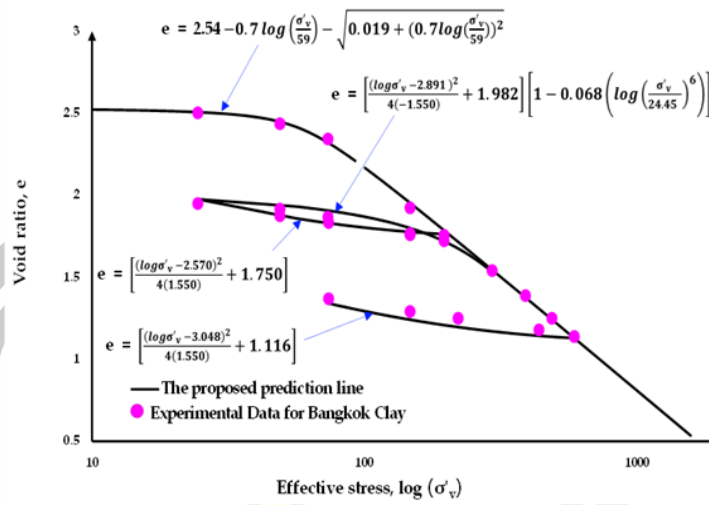
- 1) ดินเหนียวชั้นเดียว
- 2) การคำนวณโดยแบ่งชั้นดินเหนียวออกเป็นชั้น ๆ โดยแต่ละชั้นมีความหนาสม่ำเสมอ 1 เมตร
- 3) การคำนวณโดยแบ่งดินเหนียวออกเป็นชั้นที่มีความหนาแตกต่างกัน โดยชั้นที่อยู่ใกล้ผิวดินจะบางกว่า และความหนาจะเพิ่มขึ้นตามความลึก

ใช้ข้อมูลการทดสอบดินสามชุดจากทวีปที่แตกต่างกันสำหรับการทดสอบการคอนโซลิดชัน (ได้แก่ Bangkok Clay, Boston Blue Clay และ London Clay) ภาพประกอบที่ 4.9-4.11 แสดงผลการทดสอบของ (Oliveira et al., 2021; Trani et al., 2010; Whittle et al., 1994) ตามลำดับ พร้อมกับเส้นโค้งที่เหมาะสมที่สุด ก่อนทำการวิเคราะห์ ได้ทำการสกัดค่าพารามิเตอร์ของดินตามวิธีที่เสนอไว้ ตารางที่ 4.1 สรุปค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการปรับค่าให้เหมาะสมสำหรับดินทั้งสามประเภทข้างต้น โดยค่าพารามิเตอร์  $\Gamma$ ,  $R$ ,  $\alpha$  และ  $\theta$  ใช้สำหรับสมการ AJOP และ  $C$ ,  $h$ ,  $k$  และ  $\Psi$  ใช้สำหรับส่วนที่เกี่ยวข้องกับ hysteresis ในการวิเคราะห์ดินเหนียวอัดตัวคายน้ำปกติ มีการใช้สมการสามรูปแบบ ได้แก่ LF, CF และ AJOP รูปที่ 4.9-4.11 แสดงปัญหาที่ถูกวิเคราะห์สำหรับกรณี a) ชั้นเดียว, b) ความหนาของชั้นเท่ากัน และ c) ความหนาของชั้นแตกต่างกัน ตามลำดับ ควรสังเกตว่าดินทุกชนิดมีพฤติกรรม hysteresis แบบไม่สมมาตร ( $\Psi \neq 0$ )

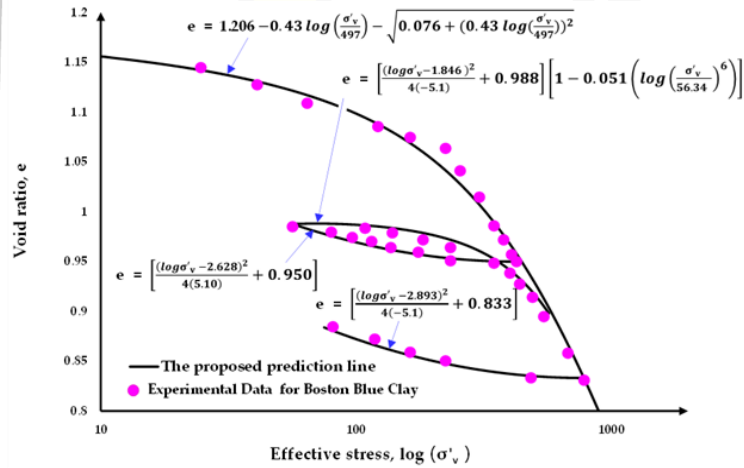
ตารางที่ 4.2 แสดงผลการคำนวณการทรุดตัวโดยอิงตามวิธีและเงื่อนไขที่กล่าวมาสำหรับดินเหนียวอัดตัวคายน้ำปกติ จะเห็นได้ว่าการทรุดตัวที่ได้จากวิธี LF มีค่ามากกว่าวิธี CF และ AJOP อย่างมาก เนื่องจากค่าความเค้นเริ่มต้นที่แท้จริงบริเวณระดับตื้นไม่ได้อยู่บนเส้นตรงของความสัมพันธ์  $\log \sigma'_v$  ดังนั้นสมการที่สามารถจำลองส่วนโค้งได้ เช่น CF และ AJOP จะให้ค่าการทรุดตัวที่ต่ำกว่าและให้ผลลัพธ์ที่น่าเชื่อถือมากขึ้น

นอกจากนี้ ตารางที่ 4.2 ยังแสดงให้เห็นว่าผลลัพธ์จากวิธี CF และ AJOP มีค่าใกล้เคียงกัน เนื่องจากผลกระทบของความคลาดเคลื่อนที่ระดับความลึกมากมีน้อยกว่าผลกระทบที่ระดับตื้น อีกทั้งเมื่อพิจารณาวิธีการแบ่งชั้นดิน จะพบว่าการใช้วิธีชั้นเดียวให้ค่าการทรุดตัวต่ำที่สุดสำหรับดินทุกประเภทและแบบจำลองทุกแบบ ในขณะที่ผลลัพธ์จากแบบจำลองที่ใช้ความหนาชั้นเท่ากันมีค่าใกล้เคียงกับผลลัพธ์จากวิธีที่ใช้ความหนาชั้นแตกต่างกันสำหรับดินทุกประเภท

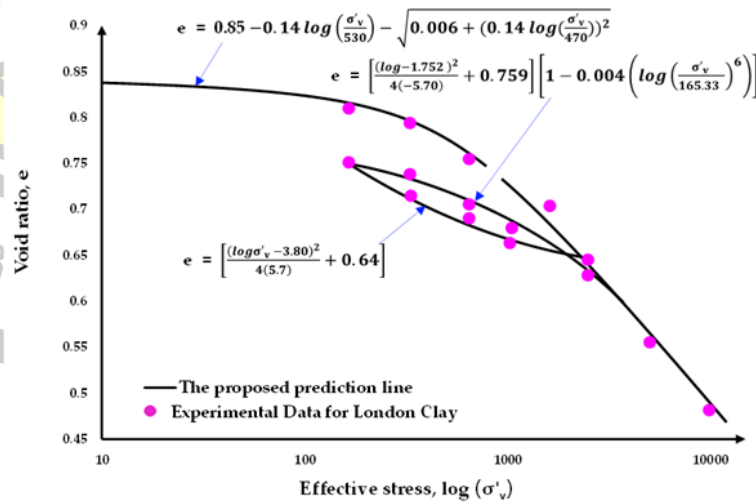
พูนุ ปณุกิตโต ชิว



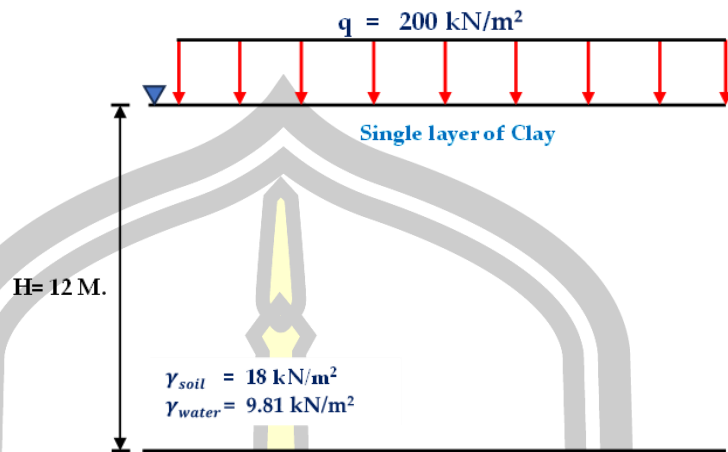
ภาพประกอบที่ 4.9 ผลการทดลองการอัดตัวคายน้ำของ Bangkok Clay กับชุดสมการที่นำเสนอ



ภาพประกอบที่ 4.10 ผลการทดลองการอัดตัวคายน้ำของ Boston Blue Clay กับชุดสมการที่นำเสนอ

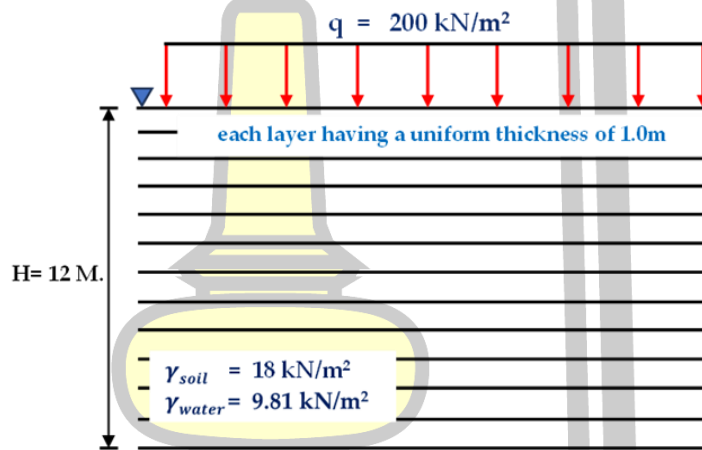


ภาพประกอบที่ 4.11 ผลการทดลองการอัดตัวคายน้ำของ London Clayเปรียบเทียบกับชุดสมการที่นำเสนอ



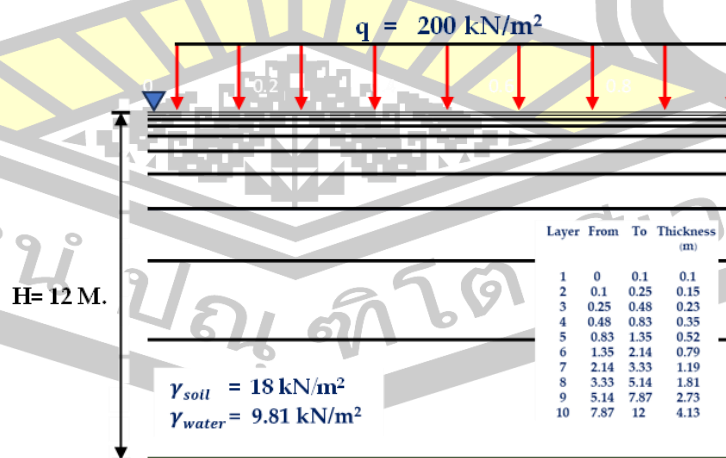
ภาพประกอบที่ 4.12 ฐานรากบนดินเหนียวที่ใช้ในการคำนวณการทรุดตัวอัดตัวคายน้ำ:

1) ชั้นเดียว



ภาพประกอบที่ 4.13 ฐานรากบนดินเหนียวที่ใช้ในการคำนวณการทรุดตัวอัดตัวคายน้ำ:

2) ชั้นที่มีความหนาเท่ากัน



ภาพประกอบที่ 4.14 ฐานรากบนดินเหนียวที่ใช้ในการคำนวณการทรุดตัวอัดตัวคายน้ำ:

3) ชั้นที่มีความหนาแปรผัน

ตารางที่ 4.1 พารามิเตอร์ที่ได้จากการปรับข้อมูลการอัดตัวคายน้ำของดินเหนียว

Type of soil	เส้นการอัดตัวคายน้ำ				Unloading - Reloading line			
	$\Gamma$	$\alpha$	$R$	$\theta$	$C$	$h$	$k$	$\Psi$
Boston blue clay	1.206	0.430	497	0.076	5.10	2.628	0.950	0.051
London clay	0.850	0.135	530	0.0058	5.70	3.800	0.64	0.004
Bangkok clay	2.540	0.700	59	0.019	1.55	2.570	1.75	0.068

ตารางที่ 4.2 การเปรียบเทียบการทรุดตัวรวมจากการอัดตัวคายน้ำปกติของดินเหนียว โดยใช้วิธี LF, CF และ AJOP สำหรับข้อมูลดินทั้งสามชุด

ชนิดของดิน	กรณี	สมการเส้นตรง	สมการเส้นโค้ง	สมการ
		LF (สมการที่ 4.1)	CF (สมการที่ 4.2)	AJOP (สมการที่ 4.5)
Boston Blue Clay	1) ชั้นเดียว	1.566	0.302	0.284
	2) ชั้นความหนาเท่ากัน	1.967	0.323	0.310
	3) ชั้นความหนาไม่สม่ำเสมอ	1.988	0.323	0.309
London Clay	1) ชั้นเดียว	0.806	0.102	0.089
	2) ชั้นความหนาเท่ากัน	1.012	0.109	0.097
	3) ชั้นความหนาไม่สม่ำเสมอ	1.023	0.108	0.097
Bangkok Clay	1) ชั้นเดียว	2.334	3.453	1.832
	2) ชั้นความหนาเท่ากัน	2.933	3.667	1.781
	3) ชั้นความหนาไม่สม่ำเสมอ	2.964	3.663	1.780

พหุ ประถมศึกษา

ตารางที่ 4.3 ผลการเปรียบเทียบค่าการทรุดตัวแบบอัดตัวคายน้ำ OC ที่น้ำหนัก  $q = 200$  (KN/m<sup>2</sup>)

ชนิดของดิน	กรณี	AJOP (สมการที่ 6)
Boston Blue Clay	1) ชั้นเดียว	0.178
	2) ชั้นความหนาเท่ากัน	0.207
	3) ชั้นความหนาไม่สม่ำเสมอ	0.205
London Clay	1) ชั้นเดียว	0.072
	2) ชั้นความหนาเท่ากัน	0.080
	3) ชั้นความหนาไม่สม่ำเสมอ	0.080
Bangkok Clay	1) ชั้นเดียว	1.015
	2) ชั้นความหนาเท่ากัน	1.119
	3) ชั้นความหนาไม่สม่ำเสมอ	1.101

ตารางที่ 4.4 ผลการเปรียบเทียบค่าการทรุดตัวแบบอัดตัวคายน้ำ OC ที่น้ำหนัก  $q = 1000$  (KN/m<sup>2</sup>)

ชนิดของดิน	กรณี	AJOP (สมการที่ 6)
Boston Blue Clay	1) ชั้นเดียว	1.084
	2) ชั้นความหนาเท่ากัน	1.139
	3) ชั้นความหนาไม่สม่ำเสมอ	1.138
London Clay	1) ชั้นเดียว	0.397
	2) ชั้นความหนาเท่ากัน	0.417
	3) ชั้นความหนาไม่สม่ำเสมอ	0.417
Bangkok Clay	1) ชั้นเดียว	3.578
	2) ชั้นความหนาเท่ากัน	3.659
	3) ชั้นความหนาไม่สม่ำเสมอ	3.651

สำหรับดินเหนียวอัดตัวคายน้ำมากกว่าปกติ การวิเคราะห์จะแบ่งออกเป็นสองกรณี คือ 1) น้ำหนักกระทำที่ผิวดินมีค่าน้อย  $200 \text{ kN/m}^2$  และ 2) น้ำหนักกระทำที่ผิวดินมีค่ามาก  $1,000 \text{ kN/m}^2$  ตารางที่ 4.3 และ 4.4 แสดงผลการคำนวณการอัดตัวคายน้ำสำหรับดินเหนียวอัดตัวคายน้ำมากกว่าปกติในกรณี 1) และกรณี 2) ตามลำดับ จากตารางที่ 4.3 วิธี AJOP ได้รับการเลือกและระบุว่า เป็นวิธีที่น่าเชื่อถือที่สุด ผลการค้นพบแสดงให้เห็นถึงอิทธิพลที่สำคัญของวิธีการแบ่งชั้นดินต่อผลลัพธ์ เมื่อใช้สมการ AJOP วิธีการแบ่งชั้นดินแบบชั้นเดียวให้ค่าการทรุดตัวต่ำที่สุด เนื่องจากชั้นกลางตั้งอยู่ห่างจากผิวดินมากกว่า ในทางกลับกัน วิธีการแบ่งชั้นดินหลายชั้นให้ผลลัพธ์ที่แม่นยำมากขึ้น เนื่องจากจุดกึ่งกลางของบางชั้นอยู่ใกล้ผิวดิน ซึ่งเป็นปัจจัยที่สำคัญสำหรับวิธี AJOP ในกรณี 3) ความหนาของชั้นดินแปรผัน ผลลัพธ์ที่ได้มีความแม่นยำที่สุด เนื่องจากจุดกึ่งกลางของชั้นดินถูกตำแหน่งอย่างถูกต้อง ซึ่งแสดงให้เห็นว่า ทั้งวิธีการคำนวณและวิธีการแบ่งชั้นดินมีผลกระทบต่อความแม่นยำของผลลัพธ์ ควรสังเกตว่า สำหรับค่าน้ำหนักกระทำที่ผิวดินมีค่าน้อยเราพบว่าชั้นดินบางชั้นถูกคำนวณด้วยความเค้นสุดท้ายที่ต่ำกว่าความเค้นสูงสุดในอดีต

ตารางที่ 4.4 แสดงผลการคำนวณภายใต้เงื่อนไขที่มีน้ำหนักกระทำสูง ในการคำนวณนี้ ได้ใช้ทั้งอัตราส่วนการอัดตัว  $C_r$  และดัชนีการอัดตัว  $C_c$  สำหรับดินเหนียว Boston Blue Clay และ Bangkok Clay อย่างไรก็ตาม สำหรับดินเหนียว London Clay มีการใช้เฉพาะอัตราส่วนการอัดตัว  $C_r$  ในบางระดับความลึก ผลลัพธ์แสดงให้เห็นว่า แม้ว่าจะใช้วิธีแบ่งชั้นดินที่แตกต่างกัน แต่ค่าการทรุดตัวจากการอัดตัวคายน้ำมีความใกล้เคียงกันสำหรับทุกวิธี โดยที่การแบ่งชั้นแบบชั้นเดียวให้ค่าต่ำที่สุดทั้งในกรณีที่มีแรงกระทำต่ำ ( $200 \text{ kN/m}^2$ ) และแรงกระทำสูง ( $1,000 \text{ kN/m}^2$ ) พบว่ากรณี 1) สามารถเกิดขึ้นได้ แต่ไม่พบบ่อที่ความลึกเฉพาะจุด ในขณะที่กรณี 2) มักเกิดขึ้นบ่อยกว่าในทั้งสองกรณีของน้ำหนักที่กระทำต่ำและสูง

ทั้งในกรณีน้ำหนักกระทำต่ำ  $200 \text{ kN/m}^2$  และน้ำหนักกระทำสูง  $1,000 \text{ kN/m}^2$  จากการตรวจสอบพบว่า กรณี 1) ในภาพประกอบที่ 4.8a อาจเกิดขึ้นได้แต่ไม่เป็นเรื่องปกติที่ความลึกเฉพาะ ในขณะที่กรณี 2) ในภาพประกอบที่ 4.8b มักจะเกิดขึ้นบ่อยกว่าในทั้งสองกรณีของความเค้นต่ำและสูง



## บทที่ 5 สรุปผลการทดลองและข้อเสนอแนะ

### 5.1 สรุปผลการทดลอง

ปริมาณการทรุดตัวจากการอัดตัวคายนํ้าทั้งหมดในสนามสามารถกำหนดได้จากการเปลี่ยนแปลงของอัตราช่องว่าง (Void Ratio) โดยอ้างอิงจากคุณสมบัติของดินเหนียวที่ได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการ งานวิจัยนี้ได้นำเสนอสมการใหม่ที่สามารถสอดคล้องกับเส้นโค้งอัดตัวคายนํ้าได้อย่างแม่นยำโดยไม่ต้องอาศัยการประมาณค่าเพิ่มเติมหรือการทดสอบเพิ่มเติมสมการที่นำเสนอประกอบด้วย 1) สมการ AJOP ฉบับปรับปรุงสำหรับดินเหนียวอัดตัวด้วยนํ้าปกติ (Normally Consolidated Clay) 2) สมการสำหรับ hysteresis แบบสมมาตรและไม่สมมาตรของดินเหนียวอัดตัวคายนํ้ามากกว่าปกติด้วยสมการเหล่านี้จึงสามารถพัฒนาแนวทางการวิเคราะห์สำหรับการคำนวณการทรุดตัวจากการการอัดตัวคายนํ้าของดินเหนียวได้ทำการเปรียบเทียบระหว่างวิธีที่มีอยู่เดิมกับวิธีที่นำเสนอ โดยวิธีการคำนวณที่ใช้ในการวิเคราะห์มี 3 วิธี ได้แก่ ฟังก์ชันเชิงเส้น ฟังก์ชันเส้นโค้ง และ สมการ AJOP ฉบับปรับปรุง (ซึ่งรวมฟังก์ชันทั้งส่วนโค้งและเชิงเส้นไว้ในสมการเดียว) นอกจากนี้ ยังได้ศึกษารูปแบบการแบ่งชั้นของดินเหนียว 3 รูปแบบ ได้แก่ ชั้นเดียวหลายชั้นที่มีความหนาเท่ากัน และ หลายชั้นที่มีความหนาแตกต่างกัน ในการวิเคราะห์ครั้งนี้ ได้ใช้ข้อมูลดินเหนียวจาก 3 ทวีป ได้แก่ Bangkok Clay, Boston Blue Clay และ London Clay

สำหรับดินเหนียวอัดตัวคายนํ้าปกติ NC พบว่าวิธี LF ให้ค่าการทรุดตัวจากการอัดตัวคายนํ้าสูงกว่าวิธี CF และ AJOP อย่างมีนัยสำคัญสำหรับดินทุกประเภทและทุกเงื่อนไขของการแบ่งชั้นดิน นอกจากนี้แบบจำลองชั้นเดียวให้ค่าการทรุดตัวต่ำกว่าทั้งสองแบบจำลองที่มีการแบ่งชั้นดิน ปรากฏการณ์เหล่านี้ได้รับอิทธิพลจากปัจจัยสำคัญสองประการ ได้แก่ 1) การมีอยู่ของช่วงโค้งในกราฟ  $e - \log \sigma'_v$ , 2) การละเว้นหรือรวมช่วงโค้งในการคำนวณ อันเป็นผลมาจากวิธีการแบ่งชั้นดิน ดังนั้น วิธี CF จึงให้ความแม่นยำสูงกว่าวิธี LF เนื่องจากสามารถพิจารณาช่วงโค้งได้ อย่างไรก็ตาม วิธี AJOP ช่วยลดความคลาดเคลื่อนทั้งที่ระดับความลึกที่อยู่ใกล้บริเวณผิวดินและความลึกมากขึ้น เนื่องจากสามารถรวมทั้งส่วนโค้งและส่วนเชิงเส้นไว้ในสมการเดียวกันสำหรับดินเหนียวอัดตัวคายนํ้ามากกว่าปกติ OC ในการวิเคราะห์เลือกใช้เพียงสมการ AJOP โดยผลการคำนวณแสดงให้เห็นว่าค่าที่ได้จากแบบจำลองทั้งหมดมีความใกล้เคียงกัน อย่างไรก็ตาม จากตัวอย่างดินทั้งหมด พบว่าแบบจำลองที่ไม่มีการแบ่งชั้นดินให้ค่าการทรุดตัวต่ำกว่าวิธีแบ่งชั้นดินทั้งสองเล็กน้อย

ผลการศึกษานี้เน้นย้ำถึงความสำคัญของการจำลองความสัมพันธ์ระหว่างอัตราช่องว่าง (Void Ratio) และความเค้นแนวตั้งที่มีประสิทธิภาพอย่างแม่นยำ โดยเฉพาะผ่านสมการ AJOP ที่เป็นนวัตกรรมใหม่ ซึ่งรวมทั้งช่วงโค้งและเส้นตรงบนสเกลกึ่งลอการิทึม วิธีการนี้ช่วยแก้ไขข้อจำกัดของวิธีดั้งเดิมที่มักไม่สามารถ

สะท้อนพฤติกรรมที่ซับซ้อนของดินภายใต้ระดับความเค้นที่แตกต่างกันได้วิธีที่นำเสนอไม่เพียงแต่ช่วยเพิ่มความเข้าใจเกี่ยวกับกระบวนการอัดตัวคายน้ำ แต่ยังเป็นเครื่องมือที่เป็นประโยชน์สำหรับวิศวกรในการทำนายพฤติกรรมการทรุดตัวได้อย่างน่าเชื่อถือยิ่งขึ้น ในอนาคต อาจมีการศึกษาต่อยอดเพื่อปรับปรุงวิธีนี้ให้แม่นยำยิ่งขึ้น และขยายขอบเขตการใช้งานไปยังด้านอื่น ๆ เช่น กรอบแนวคิดการอัดตัวคายน้ำ-ครีพ (Consolidation-Creep Framework) และแบบจำลองเชิงโครงสร้างของดินเหนียว (Constitutive Model of Clay)

## 5.2 ข้อเสนอแนะ

1. ศึกษาและทดสอบสมการ AJOP กับดินเหนียวประเภทอื่น ๆ
2. รวบรวมข้อมูลจากการทดลองในสนามเพื่อเปรียบเทียบระหว่างผลลัพธ์จากสมการ AJOP และวิธีการแบบดั้งเดิม โดยเฉพาะกรณี ดินเหนียวที่มีการอัดตัวอย่างรวดเร็ว
3. พัฒนา Software ที่สามารถใช้สมการ AJOP ในการคำนวณการทรุดตัวแบบ Realtime เพื่อใช้งานในโครงการก่อสร้างและการวิเคราะห์สถานการณ์จริง
4. ศึกษาเพิ่มเติมเกี่ยวกับความสัมพันธ์ระหว่างคุณสมบัติของดิน เช่น ความชื้น และเสถียรภาพการทรุดตัว เพื่อให้ได้ข้อมูลเชิงลึกในการคาดการณ์การทรุดตัวอย่างแม่นยำมากขึ้น
5. ศึกษาความแตกต่างระหว่างผลลัพธ์จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการและการทดสอบในสนาม เพื่อเข้าใจและปรับปรุงกระบวนการคำนวณให้ตรงกับความเป็นจริง
6. พัฒนาศมการการคำนวณการทรุดตัวอัดตัวคายน้ำร่วมกับการเกิด Creep ให้มีความแม่นยำมากยิ่งขึ้น

พูน ปณ ทิโต ชีเว

## บรรณานุกรม

- Abbasi, N., Rahimi, H., Javadi, A. A., & Fakher, A. (2007). Finite difference approach for consolidation with variable compressibility and permeability. *Computers and Geotechnics*, 34(1), 41-52.
- Aysen, A. (2002). *Soil mechanics: basic concepts and engineering applications*. CRC Press.
- Barden, L., & Berry Peter, L. (1965). Consolidation of Normally Consolidated Clay. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 91(5), 15-35.  
<https://doi.org/10.1061/JSFEAO.0000790>
- Cao, L., Teh, C., & Chang, M. (2001). Undrained cavity expansion in modified Cam clay I: Theoretical analysis. *Geotechnique*, 51(4), 323-334.
- Carrera, E., & Brischetto, S. (2008). Analysis of thickness locking in classical, refined and mixed multilayered plate theories. *Composite Structures*, 82(4), 549-562.
- Chen, R., Zhou, W., Wang, H., & Chen, Y. (2005). One-dimensional nonlinear consolidation of multi-layered soil by differential quadrature method. *Computers and Geotechnics*, 32(5), 358-369.
- Conte, E., & Troncone, A. (2007). Nonlinear consolidation of thin layers subjected to time-dependent loading. *Canadian Geotechnical Journal*, 44(6), 717-725.
- Davis, E. H. R., G.P. A. (1965). Non-linear Theory of Consolidation. *Geotechnique*, 15, 161-173. <https://doi.org/https://doi.org/10.1680/geot.1965.15.2.161>
- Duriez, J., & Vincens, É. (2015). Constitutive modelling of cohesionless soils and interfaces with various internal states: An elasto-plastic approach. *Computers and Geotechnics*, 63, 33-45.
- Gibson, R., England, G., & Hussey, M. (1967). The theory of one-dimensional consolidation of saturated clays: 1. Finite non-linear consolidation of thin homogeneous layers. *Geotechnique*, 17(3), 261-273.
- Gray, H. (1945). Simultaneous consolidation of contiguous layers of unlike compressible soils. *Trans., ASCE*, 110, 1327-1344.
- Grimstad, G., Degago, S. A., Nordal, S., & Karstunen, M. (2010a). Modeling creep and rate

effects in structured anisotropic soft clays. *Acta Geotechnica*, 5(1), 69-81.

<https://doi.org/10.1007/s11440-010-0119-y>

Hu, J., Bian, X., & Chen, Y. (2021). Nonlinear consolidation of multilayer soil under cyclic loadings. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 25(6), 1042-1064.

Huang, J., Yao, Y., Lu, X., Qi, J., & Peng, R. (2023). A simplified algorithm for predicting creep settlement of high fills based on modified power law model. *Transportation Geotechnics*, 43, 101078.

Kaewhanam, N., & Chaimoon, K. (2023a). A Simplified Silty Sand Model. *Applied Sciences*, 13(14). <https://doi.org/10.3390/app13148241>

Kim, P., Kim, H.-S., Pak, C.-U., Paek, C.-H., Ri, G.-H., & Myong, H.-B. (2021). Analytical solution for one-dimensional nonlinear consolidation of saturated multi-layered soil under time-dependent loading. *Journal of Ocean Engineering and Science*, 6(1), 21-29.

Kim, P., Ri, K.-S., Kim, Y.-G., Sin, K.-N., Myong, H.-B., & Paek, C.-H. (2020). Nonlinear consolidation analysis of a saturated clay layer with variable compressibility and permeability under various cyclic loadings. *International Journal of Geomechanics*, 20(8), 04020111.

Lashkari, A. (2014). Recommendations for extension and re-calibration of an existing sand constitutive model taking into account varying non-plastic fines content. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 61-62, 212-238.

<https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2014.02.012>

Lee, P., Xie, K., & Cheung, Y. (1992). A study on one-dimensional consolidation of layered systems. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 16(11), 815-831.

Lekha, K., Krishnaswamy, N., & Basak, P. (2003). Consolidation of clays for variable permeability and compressibility. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 129(11), 1001-1009.

Li, C., Huang, J., Wu, L., Lu, J., & Xia, C. (2018). Approximate analytical solutions for one-dimensional consolidation of a clay layer with variable compressibility and

- permeability under a ramp loading. *International Journal of Geomechanics*, 18(11), 06018032.
- Li, X.-S., & Wang, Y. (1998). Linear representation of steady-state line for sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 124(12), 1215-1217.
- Matsuoka, H., Yao, Y.-P., & Sun, D. A. (1999a). The Cam-Clay Models Revised by the SMP Criterion. *Soils and Foundations*, 39(1), 81-95.  
<https://doi.org/10.3208/sandf.39.81>
- Mesri, G., & Rokhsar, A. (1974). Theory of Consolidation for Clays. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 100(8), 889-904.  
<https://doi.org/10.1061/AJGEB6.0000075>
- Miranda, P. A. M. N., Vargas, E. A., & Moraes, A. (2020). Evaluation of the Modified Cam Clay model in basin and petroleum system modeling (BPSM) loading conditions. *Marine and Petroleum Geology*, 112.  
<https://doi.org/10.1016/j.marpetgeo.2019.104112>
- Murthy, T., Loukidis, D., Carraro, J., Prezzi, M., & Salgado, R. (2007). Undrained monotonic response of clean and silty sands. *Geotechnique*, 57(3), 273-288.
- Nishimura, T. (2019). Shear strength of an unsaturated silty soil subjected to creep deformation. In *Geotechnics for sustainable infrastructure development* (pp. 977-984). Springer.
- Oliveira, P. J. V., Santos, L. M. A., e Sousa, J. N. A., & Lemos, L. J. (2021). Effect of initial stiffness on the behaviour of two geotechnical structures: An embankment and a tunnel. *Computers and Geotechnics*, 136, 104181.
- Ou, C. Y., Liu, C. C., & Chin, C. K. (2011). Anisotropic viscoplastic modeling of rate-dependent behavior of clay. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 35(11), 1189-1206. <https://doi.org/10.1002/nag.948>
- Poskitt, T. (1969). The consolidation of saturated clay with variable permeability and compressibility. *Geotechnique*, 19(2), 234-252.
- Rahman, M. M., Lo, S., & Baki, M. A. L. (2011). Equivalent granular state parameter and undrained behaviour of sand-fines mixtures. *Acta Geotechnica*, 6, 183-194.
- Rahman, M. M., Lo, S. C. R., & Dafalias, Y. F. (2014). Modelling the static liquefaction of

sand with low-plasticity fines. *Géotechnique*, 64(11), 881-894.

<https://doi.org/10.1680/geot.14.P.079>

Schiffman, R. L., & Stein, J. R. (1970). One-dimensional consolidation of layered systems. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 96(4), 1499-1504.

Suebsuk, J., Horpibulsuk, S., & Liu, M. D. (2011). A critical state model for overconsolidated structured clays. *Computers and Geotechnics*, 38(5), 648-658.

<https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2011.03.010>

Trani, L., Bergado, D., & Abuel-Naga, H. (2010). Thermo-mechanical behavior of normally consolidated soft Bangkok clay. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 4(1), 31-44.

Whittle, A. J., Degroot, D. J., Ladd, C. C., & Seah, T.-H. (1994). Model prediction of anisotropic behavior of Boston blue clay. *Journal of geotechnical Engineering*, 120(1), 199-224.

Xie, K.-H., Xie, X.-Y., & Jiang, W. (2002). A study on one-dimensional nonlinear consolidation of double-layered soil. *Computers and Geotechnics*, 29(2), 151-168.

Xie, K., & Pan, Q. (1995). One-dimensional consolidation of soil stratum of arbitrary layers under time-dependent loading. *Chinese J. Geotech. Eng*, 17(5), 82-87.

Yang, J., Wei, L. M., & Dai, B. B. (2015). State variables for silty sands: Global void ratio or skeleton void ratio? *Soils and Foundations*, 55(1), 99-111.

<https://doi.org/10.1016/j.sandf.2014.12.008>

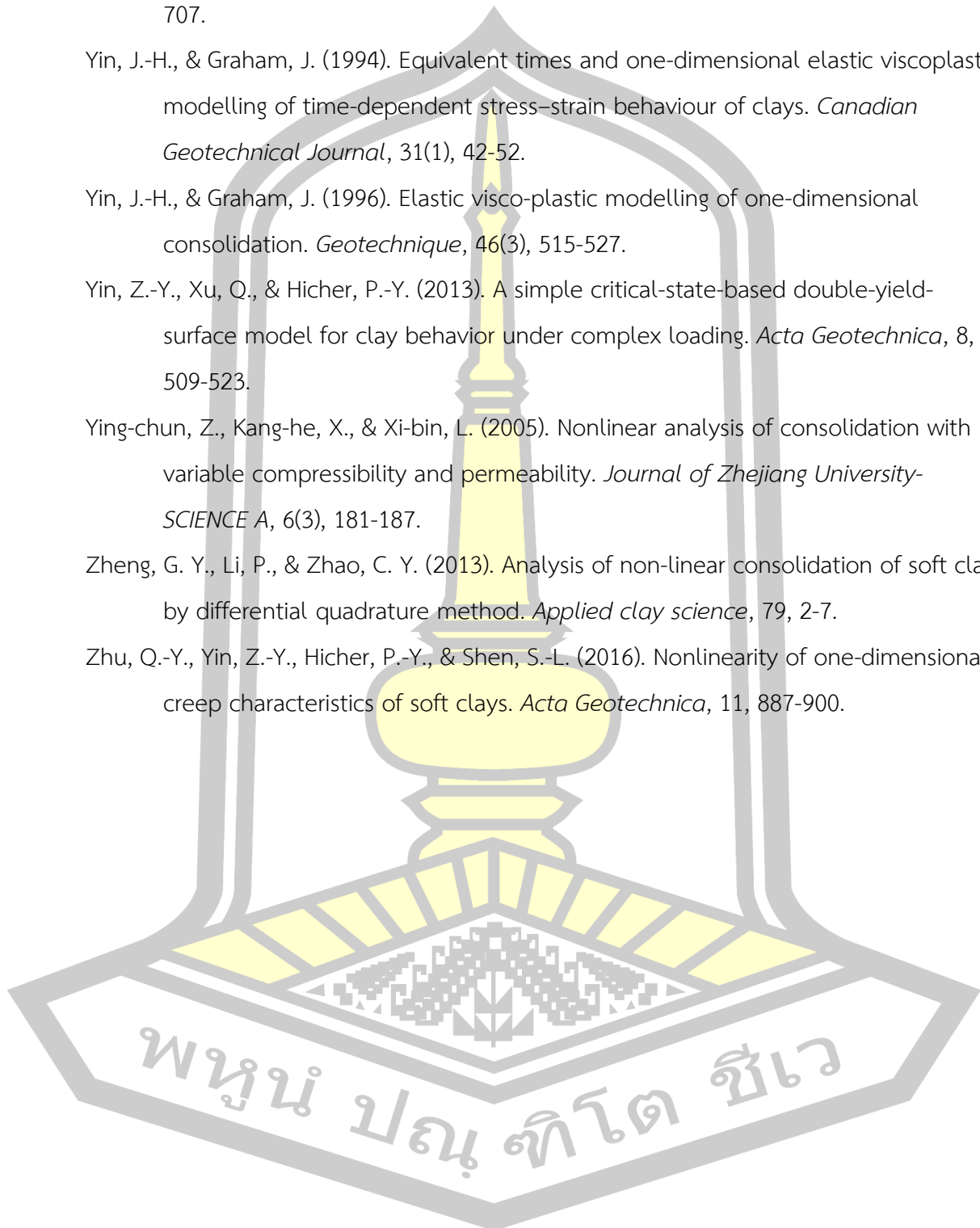
Yang, Z. X., Li, X. S., & Yang, J. (2008). Quantifying and modelling fabric anisotropy of granular soils. *Géotechnique*, 58(4), 237-248.

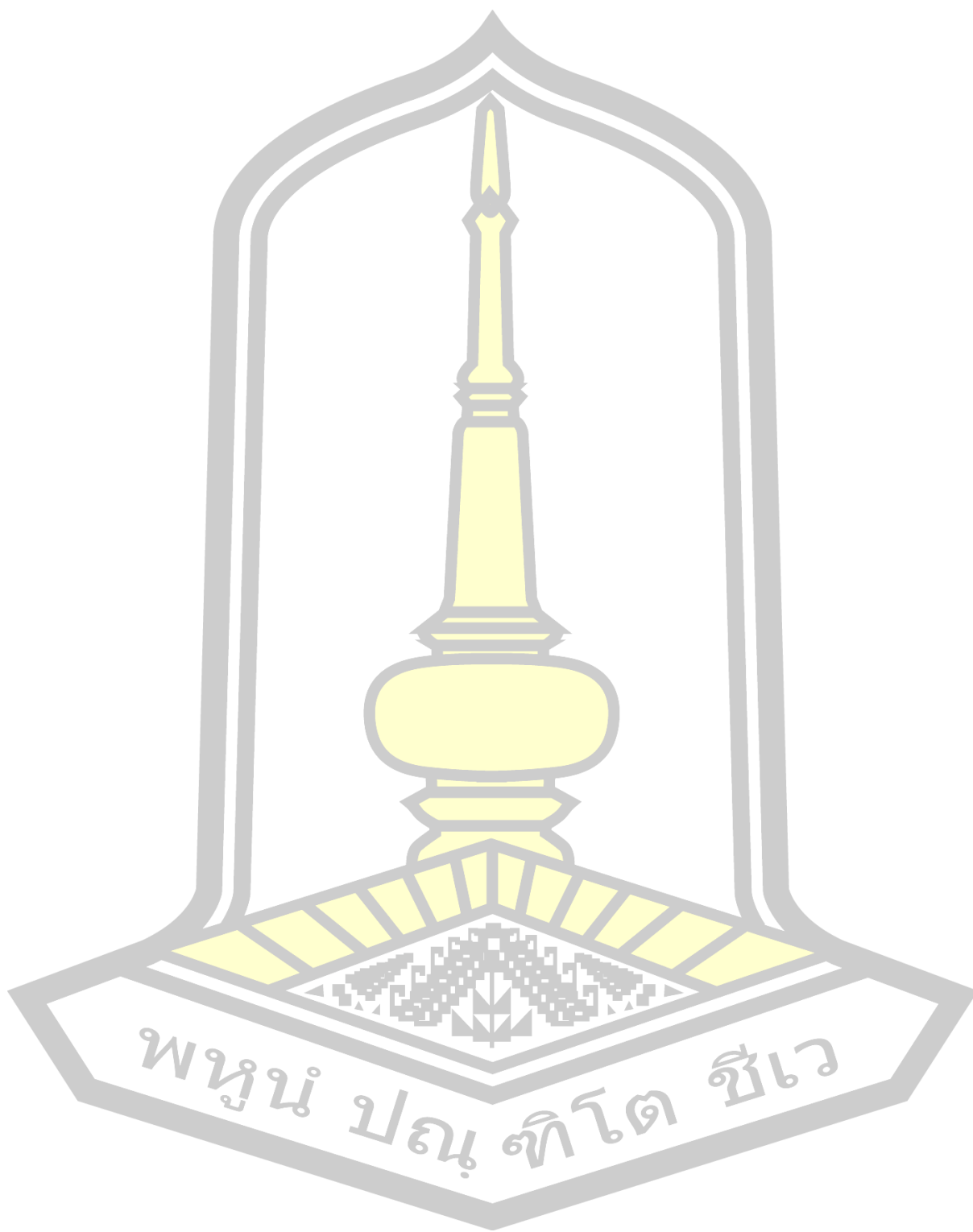
<https://doi.org/10.1680/geot.2008.58.4.237>

Yao, Y. P., Sun, D. A., & Luo, T. (2004). A critical state model for sands dependent on stress and density. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 28(4), 323-337. <https://doi.org/10.1002/nag.340>

Yao, Y. P., Sun, D. A., & Matsuoka, H. (2008). A unified constitutive model for both clay and sand with hardening parameter independent on stress path. *Computers and Geotechnics*, 35(2), 210-222. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2007.04.003>

- Yin, J.-H. (1999). Non-linear creep of soils in oedometer tests. *Geotechnique*, 49(5), 699-707.
- Yin, J.-H., & Graham, J. (1994). Equivalent times and one-dimensional elastic viscoplastic modelling of time-dependent stress-strain behaviour of clays. *Canadian Geotechnical Journal*, 31(1), 42-52.
- Yin, J.-H., & Graham, J. (1996). Elastic visco-plastic modelling of one-dimensional consolidation. *Geotechnique*, 46(3), 515-527.
- Yin, Z.-Y., Xu, Q., & Hicher, P.-Y. (2013). A simple critical-state-based double-yield-surface model for clay behavior under complex loading. *Acta Geotechnica*, 8, 509-523.
- Ying-chun, Z., Kang-he, X., & Xi-bin, L. (2005). Nonlinear analysis of consolidation with variable compressibility and permeability. *Journal of Zhejiang University-SCIENCE A*, 6(3), 181-187.
- Zheng, G. Y., Li, P., & Zhao, C. Y. (2013). Analysis of non-linear consolidation of soft clay by differential quadrature method. *Applied clay science*, 79, 2-7.
- Zhu, Q.-Y., Yin, Z.-Y., Hicher, P.-Y., & Shen, S.-L. (2016). Nonlinearity of one-dimensional creep characteristics of soft clays. *Acta Geotechnica*, 11, 887-900.





พญูน์ ปณฺ ทิตฺ สีเว

## ประวัติผู้เขียน

ชื่อ	นายณพคุณ พลขำนิ
วันเกิด	24 พฤศจิกายน พ.ศ.2541
สถานที่เกิด	อำเภอเมือง จังหวัดมหาสารคาม
สถานที่อยู่ปัจจุบัน	29 หมู่ 18 บ้านเชียงเหียน ต.เขวา อ.เมือง จ.มหาสารคาม รหัสไปรษณีย์ 44000
ประวัติการศึกษา	พ.ศ. 2555 มัธยมศึกษาตอนต้น โรงเรียนสาธิต(ฝ่ายมัธยม)มหาวิทยาลัยมหาสารคาม พ.ศ. 2556 มัธยมศึกษาตอนต้น โรงเรียนรัชรินทร์วิทยาบางเขน พ.ศ. 2558 มัธยมศึกษาตอนปลาย โรงเรียนสารคามพิทยาคม พ.ศ. 2563 ปริญญาวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต (วศ.บ.) สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์มหาวิทยาลัยมหาสารคาม

พูนัน ปณุกิตโต ชีวะ