

บทที่ 2

ทฤษฎีและทบทวนงานในอดีต

2.1 ชนิดของปูนขาว (Type of Lime)

ปูนขาวโดยทั่วไปเป็นผลผลิตที่ได้มาจากหินปูน ซึ่งปูนขาวเหล่านี้สามารถแบ่งออกได้เป็นประเภทต่างๆ ดังนี้

- High Calcium Quicklime	CaO
- Dolomitic Quick Lime	CaO + MgO
- Hydrated High Calcium Lime	Ca(OH) ₂
- Normal Hydrated Dolomitic Lime	Ca(OH) ₂ + MgO
- Pressure Hydrated Dolomitic Lime	Ca(OH) ₂ + Mg(OH) ₂

โดยทั่วไปที่นิยมใช้กันมักเป็นพวก Quicklime (CaO) และ Hydrated Lime [Ca(OH)₂] ซึ่ง Quicklime นี้จะสามารถเปลี่ยนแปลงไปเป็น Hydrated Lime ได้ดังตารางที่ 2.1

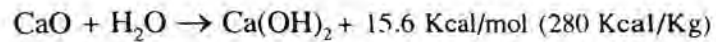
ตารางที่ 2.1 แสดงปฏิกิริยาที่เกิดขึ้นระหว่าง Quicklime กับ น้ำ

	Quicklime	Water	Hydrated Lime
Relative Density	1	0.32	1.32
Relative Volumn	1	-	1.99

Quicklime : Bulk Density 0.85 -1.05 t/m³

Hydrated Lime : Bulk Density 0.45 -0.60 t/m³

ซึ่งปฏิกิริยาที่เกิดขึ้นนี้เรียกว่า ปฏิกิริยา Hydration



Molecular Weight	56.00	18.00	74.00		
Weight Ratio	1.00	0.32	1.32	⇒ Absorbing	1.3 Times
Unit Volume Ratio	1.00	1.00	2.00	⇒ Swelling	2.0 Times

Hydrated Lime หรืออีกชื่อหนึ่ง Slaked Lime นี้เป็นที่นิยมใช้อย่างกว้างขวางเพราะไม่ก่ออันตรายเมื่อเทียบกับ Quicklime ซึ่งจากสมการข้างต้นพบว่าเมื่อ Quick lime นี้รวมตัวกับน้ำแล้วจะเกิดปฏิกิริยา Hydration และคายความร้อนออกมาถึง 280 Kcal/Kg ซึ่งสามารถทำอันตรายถ้าสัมผัสผิวหนัง

2.2 ปฏิกิริยาพื้นฐานของดินเหนียวกับปูนขาว

Herrin&Mitchell (1961) กล่าวว่า ปฏิกิริยาพื้นฐานที่จะเกิดขึ้นเมื่อดินเหนียวทำปฏิกิริยากับปูนขาว สามารถแบ่งได้เป็น 2 ปฏิกิริยาหลัก คือ

2.2.1 ปฏิกิริยาที่เกิดขึ้นทันที (Short-term Reaction)

ปฏิกิริยาชนิดนี้จะเกิดขึ้นทันทีซึ่งสามารถแบ่งออกได้อีก 2 ปฏิกิริยา คือ

1. ปฏิกิริยา Hydration

ปฏิกิริยานี้เป็นปฏิกิริยาพื้นฐานที่เกิดขึ้นเมื่อ Quicklime รวมตัวกับน้ำแล้วได้ Hydrated Lime ดังตารางที่ 2.1 ซึ่งหลังการเกิดปฏิกิริยาก็จะคายพลังงานความร้อนออกมา

2. Ion Exchange

ตามปกติแล้วดินเหนียวจะประกอบด้วย ผลึกของแร่ดินเหนียว (Clay minerals) โดยมีส่วนประกอบหลัก คือ Hydrous Aluminium Silicates Ca^{2+} จากปูนขาวจะเข้าไปแทนที่ประจุบวกที่มีวาเลนซ์ต่ำกว่า เช่น Na^+ เป็นต้น ทำให้วงน้ำ double layer รอบอนุภาคดินเหนียวลด

ลง ทำให้คุณสมบัติทางด้าน Plasticity ของดินเหนียวเปลี่ยนแปลงไป

2.2.2 ปฏิกริยาที่ขึ้นอยู่กับเวลา (Long-Term Reaction)

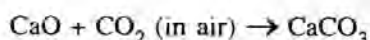
ปฏิกริยานี้สามารถแบ่งได้อีก 2 ปฏิกริยา ดังนี้

I. Pozzolanic Reaction

Eades (1962) และ Thompson (1966) กล่าวว่าปฏิกิริยาระหว่าง Silica กับ Alumina ในดินเหนียว กับปูนขาว ซึ่งจะได้สารประกอบ Calcium Silicate และ/หรือ Calcium Aluminate ซึ่งมีคุณสมบัติเป็นตัวประสานและเป็นส่วนประกอบสำคัญที่ทำให้กำลังของดินเหนียวเพิ่มมากขึ้น

I. Carbonation

เป็นปฏิกิริยาที่เกิดจาก CaO ส่วนเกินที่เหลือจากการทำปฏิกริยา Ion Exchange และ Pozzolanic แล้ว ทำปฏิกริยากับ CO₂ ในอากาศแล้วเกิดเป็น CaCO₃ ดังสมการ



2.3 กรรมวิธีการทำเข็มปูนขาว

เสาเข็มปูนขาวที่ใช้ในการปรับปรุงคุณภาพดิน สามารถแบ่งออกได้เป็น 2 ประเภท ดังนี้

2.3.1 เสาเข็มดินปูนขาว (Lime Column Method)

หรืออีกชื่อหนึ่ง Mixing Lime Pile คือการนำเอา Quicklime มาผสมกับดินเหนียว อ่อนด้วยเครื่องมือพิเศษ มีลักษณะคล้ายสว่านโดยที่แกนกลางเป็นท่อกลวงเพื่ออัดฉีดปูนขาว ทำให้เป็นเข็มขนาด \varnothing 0.5 -0.6 เมตร วิธีการนี้ได้รับการพัฒนาใน Sweden โดย Broms(1982) ซึ่งมีวิธีการดังนี้คือ

- คันใบกวน (Mixing Tools) ลงไปถึงระดับความลึกที่ต้องการแล้วฉีดน้ำปูน (Slurry) ด้วยแรงดันอากาศ แล้วทำการผสม(Mixing) ปูนขาวกับดินเหนียวพร้อมๆกับค่อยๆถอน ออกมาเรื่อยๆจนถึงผิวดินเดิม ซึ่งขั้นตอนแสดงดังรูปที่ 2.1

ข้อเสียของวิธีนี้ คือ การผสมกันระหว่างปูนขาวกับดินไม่เป็นเนื้อเดียวกันทำให้เกิดปัญหาทางด้าน Strength ของเข็ม

2.3.2 เสาเข็มปูนขาวแบบแทนที่(Placing Lime Column)

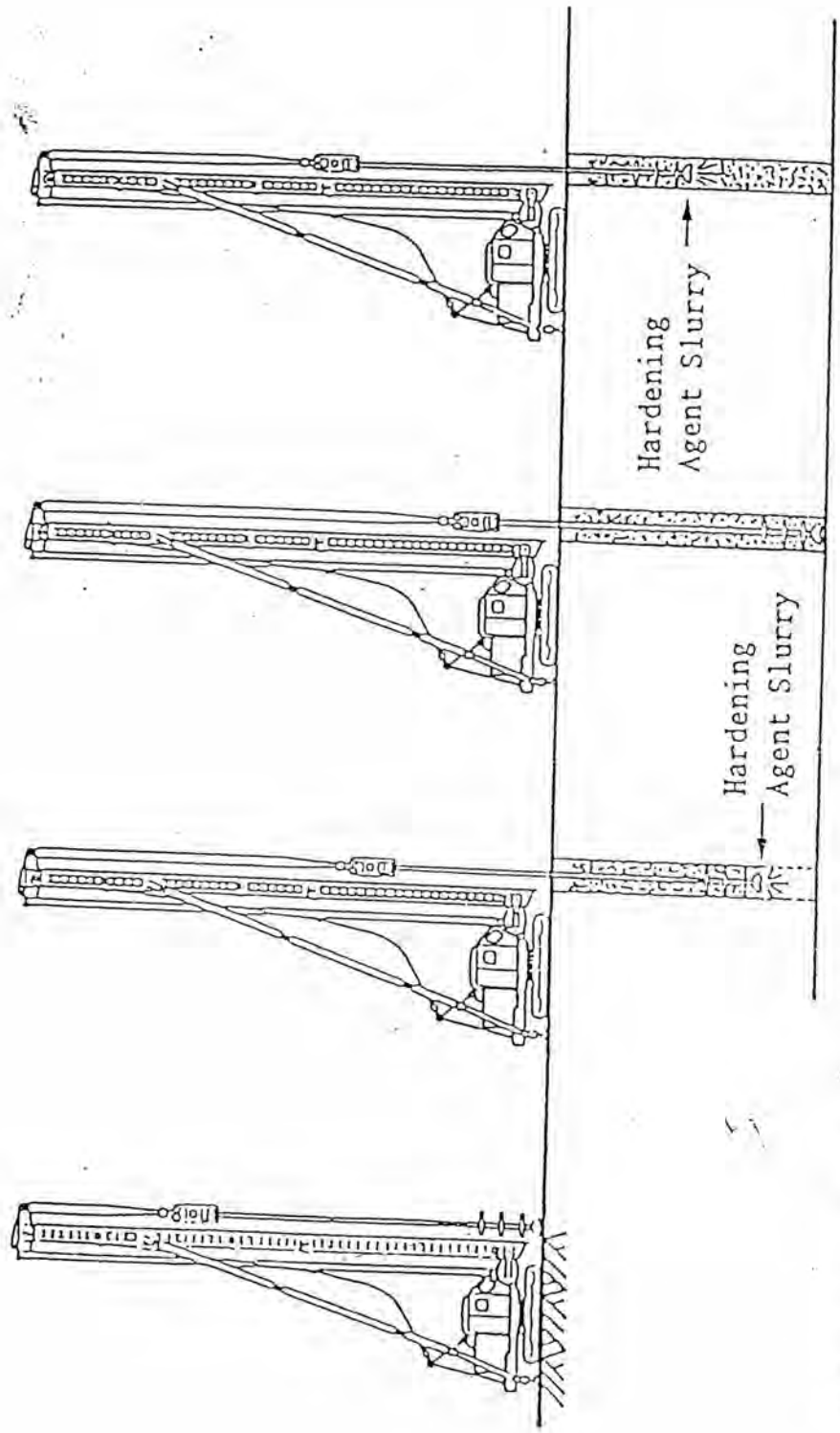
คือการทำเข็มปูนขาวโดยไม่มีการผสมกับดิน (Without Mixing) นั่นคือเป็นเข็มปูนขาวทั้งแท่ง วิธีการนี้มีข้อดีที่ว่า สามารถลด Water Content และ เกิดการขยายตัว(Expansion) ทำให้ดินเกิดการ Consolidation โดยที่ไม่มีการเพิ่ม Surcharge Load แต่อย่างใด วิธีการนี้ได้รับการพัฒนาในปี 1960 ที่ Japan วิธีนี้มีการใช้เครื่องมือการติดตั้งที่ต่างกันโดยในการวิจัยนี้จะทำอยู่ 2 วิธีคือ

1. การติดตั้งโดยใช้ Rotary Machine

การติดตั้งวิธีนี้จะใช้ Rotary Machine ซึ่งที่ภายนอกตัวของปลอกเหล็ก(Casing) จะมีเกลียวที่มีลักษณะคล้าย Auger พันอยู่โดยรอบ Casing เฉพาะที่ส่วนปลาย Casing และที่ปลายจะมีฝาปิดที่สามารถเปิดได้เองเมื่อจะถอน Casing ออกหลังจากใส่ปูนขาวเสร็จแล้ว ขั้นตอนการติดตั้งมีดังนี้

- ใส่ Casing โดยการหมุน Casing ลงไปถึงระดับความลึกที่ต้องการแล้วใส่ผงปูนขาวเข้าไปแทนที่ แล้วทำการอัดปูนขาวด้วยแรงดันอากาศจากนั้นค่อยๆถอน Casing ออกช้าๆก็เสร็จขั้นตอนการทำ และขั้นตอนการติดตั้งแสดงดังรูปที่ 2.2

ข้อดีของวิธีนี้ คือ สามารถทำการติดตั้งได้รวดเร็วและถูกต้อง แต่เครื่องมือมีราคาแพงต้องสั่งนำเข้าจากต่างประเทศ



(1) Positioning (2) Drilling and Mixing (3) End of Drilling (4) Mixing and Pull-out

รูปที่ 2.1 ขั้นตอนการติดตั้งเข็มปูนขาว (Lime Column)

2. การติดตั้งโดยใช้ Vibrating Machine

การติดตั้งโดยวิธีนี้จะใช้ Vibrating Machine ซึ่งเป็นเครื่องมือที่ติดตั้งขึ้นเพื่อต้องการลดต้นทุนการติดตั้งเข็ม โดยการติดตั้งวิธีนี้จะใช้เครื่อง Vibration จับที่ส่วนหัวของ Casing สั่นจนการทั้ง Casing ถึงระดับความลึกที่ต้องการ ซึ่งที่ปลาย Casing ก็จะมีฝาที่เปิดได้เองเมื่อต้องการถอน Casing ออกหลังจากอัดอากาศแล้ว ขั้นตอนการติดตั้งมีดังนี้

- ใส่ง Casing โดยการจับ Casing ด้วยเครื่อง Vibration แล้วสั่น Casing ลงไปถึงระดับความลึกที่ต้องการแล้วใส่งปูนขาวเข้าไปแทนที่ แล้วทำการอัดปูนขาวด้วยแรงดันอากาศจากนั้นค่อยๆถอน Casing ออกช้าๆ โดยการสั่นด้วยเครื่อง Vibration ก็เสร็จขั้นตอนการทำ

- ข้อเสียของวิธีนี้คือ ติดตั้งได้ช้าและไม่แน่นอนเนื่องจากการสั่น Casing อาจไม่ได้ดัง เสาเข็มอาจเอียงเนื่องจากใช้เครื่อง Vibration จับ Casing เพียงอย่างเดียว

2.3.3 การกระจายน้ำหนักของดินและเสาเข็ม

1. การกระจายน้ำหนักของเสาเข็มดินปูนขาว(Lime Column)

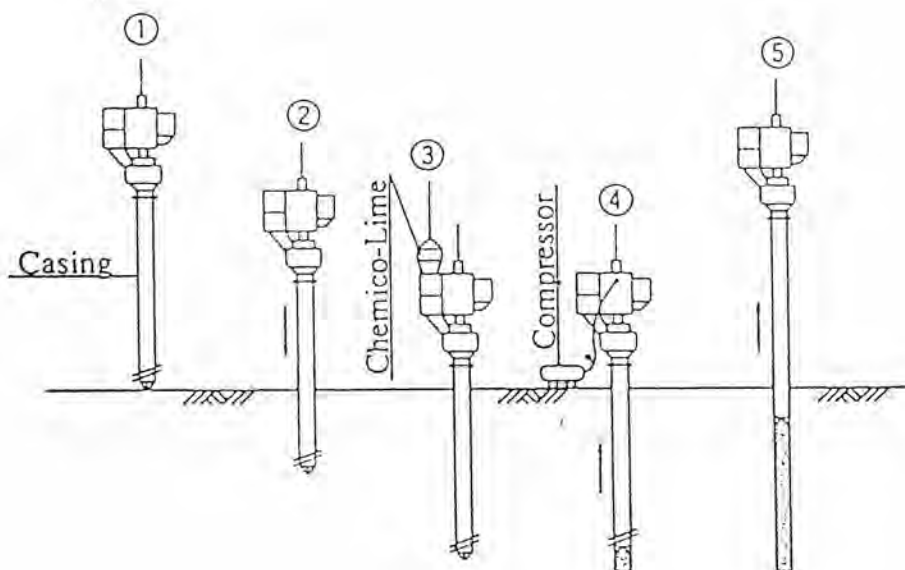
Broms(1987) กล่าวว่าพฤติกรรมการรับน้ำหนักของเสาเข็มดินปูนขาว(Lime Column)จะมีการกระจายน้ำหนักระหว่างดินรอบเสาเข็มและเสาเข็ม โดยจะแบ่งกันรับน้ำหนักโดยใช้ Area Ratio (ดูรายละเอียดการคำนวณในหัวข้อ 2.8)

พฤติกรรมการรับน้ำหนักของ Lime Column นี้ ถ้าต้องการที่จะลดค่าการทรุดตัวของดินเหนียว จะต้องใส่งน้ำหนักบรรทุกทันทีที่ติดตั้งเข็มเสร็จ เพื่อให้ดินระหว่างเข็มทรุดตัวก่อนเนื่องจากตัวเข็มยังไม่แข็งแรง ดังนั้นดินจะรับน้ำหนักมากกว่าและทรุดตัวจะมากในช่วงแรก แต่เมื่อระยะเวลาผ่านไปเข็มเริ่มมีกำลังดีขึ้น ดินก็จะรับน้ำหนักน้อยลงเรื่อยๆ การทรุดตัวก็จะน้อยลง เนื่องจากเสาเข็มจะรับน้ำหนักแทนดินระหว่างเข็ม ซึ่งจะทำให้การทรุดตัวหลังจากนี้ไปน้อยลง

2. การกระจายน้ำหนักของเสาเข็มปูนขาวแบบแทนที่(Placing Lime Column)

พฤติกรรมการรับน้ำหนักของเสาเข็มปูนขาวแบบแทนที่ (Placing Lime Column) จะมีการกระจายน้ำหนักระหว่างดินรอบเสาเข็มและเสาเข็มโดย Lime mixing layer เป็นตัวกระจายแรงและพฤติกรรมการรับน้ำหนักเสาเข็มจะรับแรงเป็นส่วนใหญ่

นายไพโรจน์(2536) ได้ทำการทดสอบพฤติกรรมของคันทางเมื่อใช้เสาเข็มคอนกรีตรับน้ำหนัก ซึ่งมีลักษณะคล้ายการวิจัยในครั้งนี้ โดยมีการติดตั้ง Earth Pressure Cell ที่ดินและหัวเสาเข็ม พบว่าน้ำหนักบรรทุกที่กระทำบนเสาเข็มมีค่าประมาณ 75 % ของน้ำหนักทั้งหมด



รูปที่ 2.2 ขั้นตอนการติดตั้งเข็มปูนขาวแบบแทนที่(Placing Lime)

2.4 หลักการพื้นฐานของการทรุดตัว

มวลดินที่อิ่มตัวด้วยน้ำโดยทั่วไปจะประกอบไปด้วย เม็ดดิน น้ำ และอากาศหรือช่องว่าง ในมวลดิน ซึ่งโดยทั่วไปเราถือว่า เม็ดดิน และน้ำจะไม่สามารถบดอัดได้ภายใต้น้ำหนักที่มากกระทำ

ดินเหนียวโดยทั่วไปจะมีค่าความซึมผ่านได้ต่ำ (Low Permeability) เมื่อมันอิ่มตัวไปด้วย น้ำและได้รับน้ำหนักบรรทุก น้ำหนักที่มากกระทำต่อมวลดินจะถูกรับด้วยน้ำในมวลดินและน้ำไม่สามารถระบายออกได้ (Undrained) ก็จะทำให้เกิดความดันน้ำโพรงเพิ่มขึ้น (Excess Pore Water Pressure) และเกิดการเคลื่อนตัว ทั้งในแนวตั้งและแนวนอน เรียกว่า Undrained Movement ซึ่งจะไม่มีการเปลี่ยนแปลงปริมาตร จากนั้นความดันน้ำโพรงเพิ่ม ก็จะเกิดการขจัดออกจากช่องว่างเม็ดดิน(Dissipation) เนื่องจาก Total Head ในมวลดินสูงกว่าบริเวณภายนอก และน้ำหนักที่กระทำก็ จะถูกถ่ายให้กับเม็ดดินมากขึ้นซึ่งทำให้ช่องว่างในมวลดินลดลงปรากฏการณ์นี้เรียกว่าการอัดตัว ภายน้ำ (Consolidation) กลไกของการทรุดตัวในทางทฤษฎีจึงประกอบไปด้วย

2.4.1. การทรุดตัวทันที หรือ แบบ Undrained

(Immediate or Undrained Settlement , p_i)

เมื่อมีน้ำหนักกระทำต่อมวลดินที่อิ่มตัวไปด้วยน้ำ ดินเหนียวซึ่งมีค่าความซึมผ่านได้ต่ำ (Low Permeability) จะเกิดการทรุดตัวทันทีในสภาพที่ไม่ระบายน้ำ (Undrained Condition) ซึ่งเกิดขึ้น โดยไม่มีการเปลี่ยนแปลงปริมาตร มวลดินที่กึ่งกลางน้ำหนักกระทำจะเกิดการทรุดตัวในแนวตั้ง และขยายตัวทางด้านข้าง

แต่ถ้ามวลดินได้รับน้ำหนักกระทำที่สูงมาก จนกระทั่งเท่ากับกำลังรับแรงเฉือนในสภาพ ไม่ระบายน้ำ (Undrained Shear Strength, S_u) ของมวลดิน ก็จะทำให้มวลดินเกิดการวิบัติเป็นจุดๆ (Local Yielding) และเกิดการทรุดตัวเนื่องจากดินเกิดการไหล

การทรุดตัวทันทีจะเกิดขึ้นในลักษณะการทรุดตัวของ 2 และ 3 มิติ เท่านั้น (Two and Three dimensional Settlements)

2.4.2. การทรุดตัวต่อเนื่องกับเวลา (Time Dependent Settlement)

เป็นการทรุดตัวที่เกิดขึ้นต่อเนื่องกับเวลาเกิดขึ้นหลังจากการทรุดตัวทันทีสิ้นสุดลง การทรุดตัวแบบนี้เกิดขึ้นได้ทั้งในสภาพไม่ระบายน้ำ (Undrained Condition) และสภาพระบายน้ำ (Drained Condition) โดยที่การทรุดตัวในช่วงแรกมีค่าสูง และค่อยๆ ลดลงเรื่อยๆ เมื่อเวลาผ่านไป จนกระทั่งอัตราการทรุดตัวช้าลงมาก ซึ่งในทางปฏิบัติถือว่าไม่มีการทรุดตัวต่อไปแล้ว

การทรุดตัวต่อเนื่องกับเวลาประกอบไปด้วย

1. การทรุดตัวเนื่องจากอันครนคริพ (Settlement due to Undrained Creep , ρ_{cr})

เป็นการทรุดตัวแบบไม่ระบายน้ำที่ต่อเนื่องกับเวลา เกิดขึ้นเนื่องจากดินได้รับน้ำหนักกระทำที่คงที่ และไม่มีการเปลี่ยนแปลงปริมาตรของดิน ในขณะที่เกิดการทรุดตัวแบบนี้ค่าความดันน้ำโพรงเพิ่ม (Excess Pore Water Pressure) จะเพิ่มขึ้นเล็กน้อย หรืออาจเพิ่มมากขึ้นจนดินพิบัติ (Failure) ส่วนกรณีถ้าค่าความดันน้ำโพรงเพิ่มมีค่าคงที่เกิดเนื่องจากดินเกิดขบวนการยุบอัดตัวคายน้ำเกิดขึ้น (Consolidation) ควบคู่ไปกับการเกิดอันครนคริพ นั่นคือดินเกิดขบวนการยุบอัดตัวคายน้ำทำให้ค่าความดันน้ำโพรงเพิ่มลดลง ในขณะที่ดินก็เกิดอันครนคริพด้วยทำให้ความดันน้ำโพรงเพิ่มเพิ่มขึ้น

2. การยุบอัดตัวครั้งแรก (Primary Consolidation , ρ_c)

เป็นการทรุดตัวที่เกิดขึ้นหลังการทรุดตัวทันที นั่นคือ การที่มีน้ำหนักกระทำต่อมวลดินทำให้เกิดความดันน้ำโพรงเพิ่ม (Excess Pore Water Pressure) เกิดขึ้น เมื่อเวลาผ่านไปความดันน้ำโพรงเพิ่มก็จะถูกระบายออกไปเนื่องจากความแตกต่างของ Total Head ทำให้เกิดการทรุดตัวเนื่องจากการเปลี่ยนแปลงปริมาตรและแรงก็จะถูกถ่ายไปยังเม็ดดินแทน อัตราการเปลี่ยนแปลงปริมาตรหรือการทรุดตัวขึ้นอยู่กับอัตราการระบายน้ำออกจากมวลดินและจะสิ้นสุดเมื่อไม่มีความดันน้ำโพรงเพิ่มเหลืออยู่

3. การยุบอัดตัวครั้งที่สอง (Secondary Consolidation , p_s)

ขณะที่ค่าความดันน้ำโพรงเพิ่มในโพรงลดลง หน่วยแรงประสิทธิผลก็เพิ่มขึ้น การทรุดตัวก็เพิ่มขึ้นจนกระทั่งค่าความดันน้ำโพรงเพิ่มหมดไป และค่าหน่วยแรงประสิทธิผลก็จะคงที่ แต่การทรุดตัวยังคงมีต่อไปอีก การทรุดตัวขณะที่หน่วยแรงประสิทธิผลคงที่นี้ เรียกว่า การยุบอัดตัวครั้งที่สอง (Secondary Consolidation) ทั้งนี้เกิดจากการจัดเรียงตัวของเม็ดดิน (Plastic Readjustment of the Soil Particles) ดินที่มีสารอินทรีย์, Plasticity Index สูง จะมีปริมาณการทรุดตัวแบบนี้สูง และดินเหนียวที่อยู่ในสภาพ Normally Consolidated จะมีการทรุดตัวชนิดนี้มากกว่าดินที่อยู่ในสภาพ Overconsolidated

2.4.3. การประมาณการทรุดตัวทั้งหมด

การทรุดตัวทั้งหมด (Total Settlement ; p_t) ของดินเหนียวอิ่มตัวภายใต้น้ำหนักกระทำสามารถคำนวณได้จาก

$$p_t = p_i + p_c + p_s$$

เมื่อ

p_i = การทรุดตัวทันที

p_c = การทรุดตัวเนื่องจากการยุบอัดตัวครั้งแรก

p_s = การทรุดตัวเนื่องจากการยุบอัดตัวครั้งที่ 2

2.5 การคาดคะเนปริมาณการทรุดตัว

2.5.1. การทรุดตัว 1 มิติโดยวิธีพื้นฐาน (Conventional One - Dimensional Consolidation Settlement Method)

Terzaghi (1943) ได้เสนอการคำนวณการทรุดตัว 1 มิติ โดยที่แรงดันน้ำส่วนเกินเท่ากับค่าความเค้นที่เพิ่มขึ้นในแนวตั้ง โดยถือว่าไม่มีการทรุดตัวทันทีที่เกิดขึ้น ดังสมการ

$$\rho_c = \sum_{i=1}^n (m_v \cdot \Delta \bar{\sigma}_v \cdot \Delta H)_i$$

จากความสัมพันธ์ $m_v = \frac{\Delta \varepsilon_a}{\Delta \bar{\sigma}_v} = \frac{\Delta e}{(1 + e_0)} \cdot \frac{1}{\Delta \bar{\sigma}_v}$ จากรูปที่ 2.3 (ก)

Bjerrum(1972) ได้กำหนดคะแนนการทรุดตัวโดยใช้ค่า RR และ CR ดังรูปที่ 2.3 (ข)

ก. กรณี $\bar{\sigma}_{vo} < \bar{\sigma}_{vf} \leq \bar{\sigma}_{vm}$

$$\rho_c = \sum_{i=1}^n (RR \cdot \Delta H \log \frac{\bar{\sigma}_{vf}}{\bar{\sigma}_{vo}})_i$$

ข. กรณี $\bar{\sigma}_{vo} < \bar{\sigma}_{vm} < \bar{\sigma}_{vf}$

$$\rho_c = \sum_{i=1}^n (RR \cdot \Delta H \log \frac{\bar{\sigma}_{vm}}{\bar{\sigma}_{vo}} + CR \cdot \Delta H \log \frac{\bar{\sigma}_{vf}}{\bar{\sigma}_{vm}})_i$$

ค. กรณี $\bar{\sigma}_{vm} \leq \bar{\sigma}_{vo} < \bar{\sigma}_{vf}$

$$\rho_c = \sum_{i=1}^n (CR \cdot \Delta H \log \frac{\bar{\sigma}_{vf}}{\bar{\sigma}_{vo}})_i$$

ซึ่ง ρ_c = การทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำ

$\Delta \bar{\sigma}_v$ = ขนาดการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวดิ่ง

ΔH = ความหนาของชั้นดินแต่ละชั้น โดยที่ $\sum_{i=1}^n \Delta H_i$ มีค่าสูงสุด เท่ากับ 2.5 B

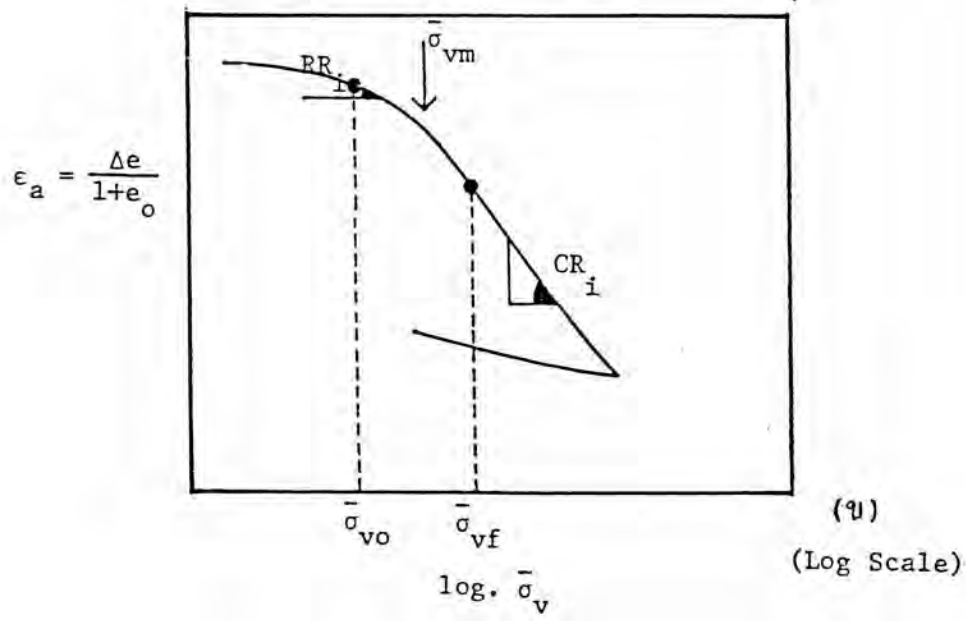
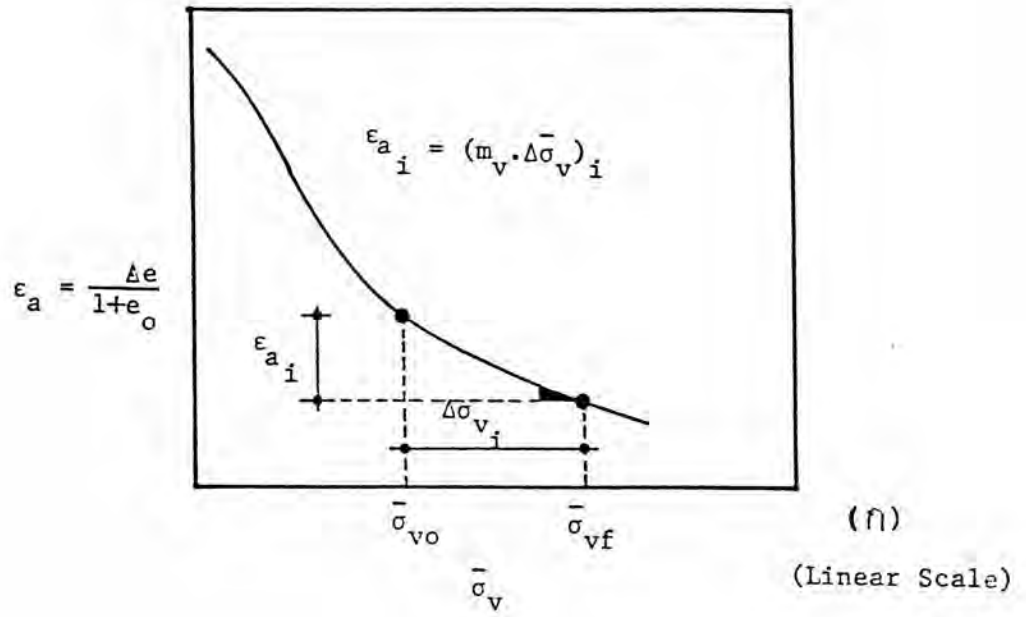
m_v = สัมประสิทธิ์การยุบอัดตัว (Coefficient of Compressibility)

$\Delta \varepsilon_a$ = ขนาดการเปลี่ยนแปลงความเครียดในแนวดิ่ง (Change in the Vertical Strain)

Δe = ขนาดการเปลี่ยนแปลงของอัตราส่วนช่องว่าง (Change in the Void Strain)

e_0 = อัตราส่วนช่องว่างเริ่มแรก

RR = Recompression Ratio



รูปที่ 2.3 หลักการคำนวณการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำ

CR = Compression Ratio

ΔH = ความหนาของชั้นดิน

$\bar{\sigma}_{vf}$ = หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้งท้ายสุด (Final Vertical Effective Stress)

$\bar{\sigma}_{vm}$ = หน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดในอดีต (Maximum Past Pressure)

ส่วนการคำนวณการทรุดตัวเนื่องจากการยุบอัดตัวครั้งที่สอง คำนวณได้จาก

$$\rho_s = \sum_{i=1}^n (C_{\alpha_i} \cdot \Delta H \frac{\log t}{t_{100}})_i$$

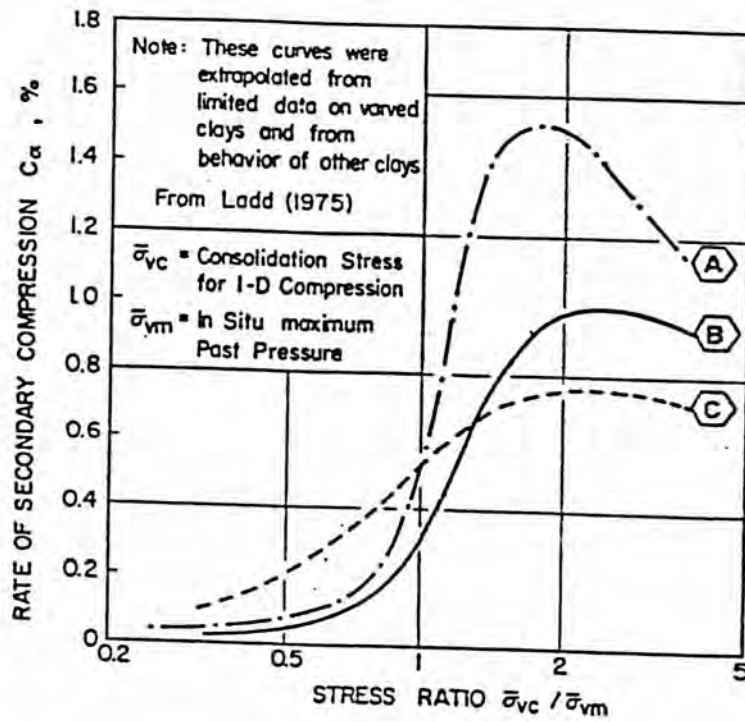
โดยที่ $C_{\alpha_i} = \left[\frac{\Delta \epsilon_a}{\log t \quad t_{100}} \right]_i$ ดูจากรูปที่ 2.4

C_{α_i} = อัตราส่วนการเปลี่ยนแปลงความเครียดในแนวตั้งต่อการเปลี่ยนแปลงขนาดลอจของเวลา (Change in Vertical Strain per log Cycle of time)

ρ_s = การทรุดตัวเนื่องจากการยุบอัดตัวครั้งที่สอง

t = เวลาใดๆ ที่พิจารณา

t_{100} = ระยะเวลาสิ้นสุดการยุบอัดตัวคายน้ำ



- (A) No Disturbance, High Sensitivity, CR = 0.4 – 0.25
- (B) No Disturbance, Moderate Sensitivity, CR = 0.3 – 0.25
- (C) Some Disturbance, Moderate Sensitivity, CR = 0.25

รูปที่ 2.4 องค์ประกอบต่างๆที่มีผลต่ออัตราการทรุดตัวครั้งที่สอง
(Secondary Compression),(Ladd 1975)

2.5.2. การทรุดตัวจากวิธีของ Skempton และ Bjerrum (1957)

Skempton และ Bjerrum (1957) ได้เสนอวิธีการคำนวณการทรุดตัวซึ่งทำให้เกิดสภาพความดันน้ำจากการเคลื่อนตัวในสภาพ 3 มิติ แต่การทรุดตัวยังอยู่ในลักษณะ 1 มิติ โดยปริมาณการทรุดตัวคำนวณได้จาก

$$\rho_c = \sum_{i=1}^n (m_v \cdot \mu \cdot \Delta\sigma_v \cdot H)_i$$

m_v = สัมประสิทธิ์การยุบอัดตัว (Coefficient of Compressibility)

$\Delta\sigma_v$ = หน่วยแรงในแนวตั้งที่เพิ่มขึ้น

H = ความหนาของชั้นดินชั้นใด ๆ

μ = สัมประสิทธิ์การทรุดตัว (Settlement Coefficient) ขึ้นอยู่กับค่า A และรูปลักษณะน้ำหนักที่กระทำ รูปที่ 2.5

$$= \frac{\Delta u}{\Delta\sigma_v}$$

ซึ่งสามารถเขียนใหม่ได้เป็น

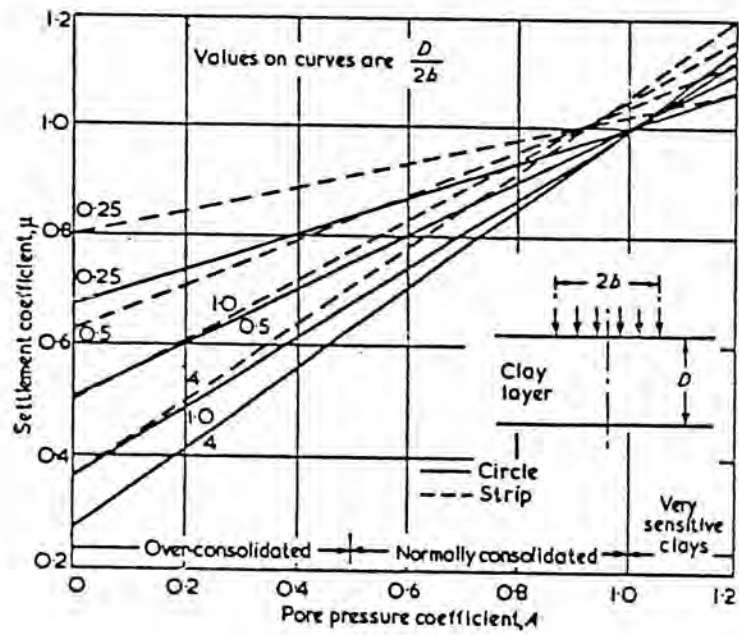
$$\rho_c = \sum_{i=1}^n (m_v \cdot \Delta u \cdot H)_i$$

สำหรับดินที่อิ่มตัวไปด้วยน้ำค่าความดันน้ำโพรงเพิ่ม คำนวณได้จาก

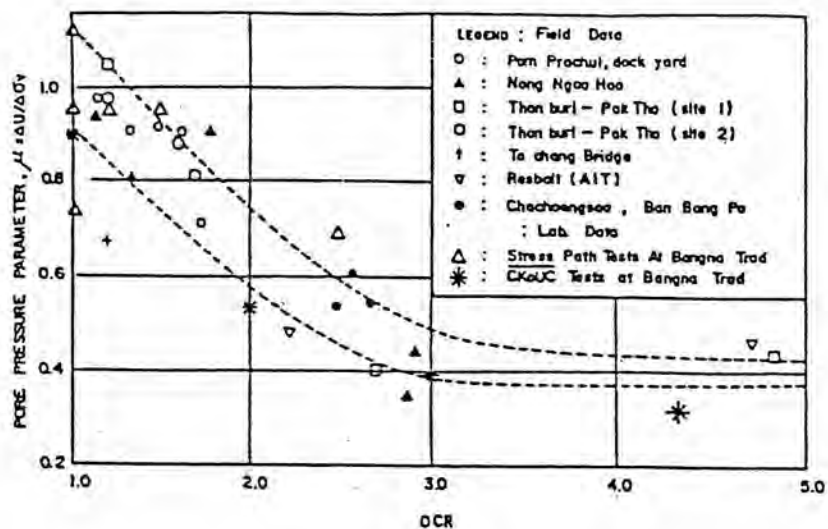
$$\Delta u = \Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)$$

แต่ค่า Δu นี้ อาจคำนวณจาก Chart ของ Lee (1983) สำหรับดินอ่อนกรุงเทพฯ ในปัญหาทางด้าน Embankment ดังรูปที่ 2.6 และสำหรับกรณีทั่วไปของ Leonards (1976) ดังรูปที่ 2.7 หรืออาจจะหาค่า Δu จริงในสนามก็ได้โดยการติดตั้ง Piezometer ที่ตำแหน่งที่สนใจกับ Dumny Piezometer ก็จะได้ค่า Δu

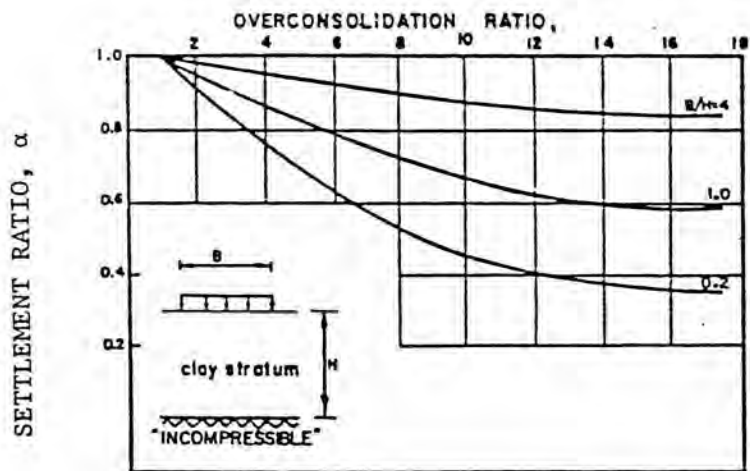
$$\Delta u = u - u_0$$



รูปที่ 2.5 ความสัมพันธ์ระหว่าง μ กับ A (Skempton และ Bjerrum, 1957)



รูปที่ 2.6 ความสัมพันธ์ระหว่าง $u / \Delta \sigma_v$ และ OCR จาก Lee (1983)



รูปที่ 2.7 ความสัมพันธ์ระหว่าง Settlement Ratio กับ OCR (Leonards ,1976)

โดยที่ u = ค่าความดันน้ำที่วัดได้จาก Piezometer ที่ตำแหน่งที่สนใจ
 u_0 = ค่าความดันน้ำจาก Dummy Piezometer ที่ระดับเดียวกับตำแหน่งที่สนใจ

2.6. การประมาณค่าการทรุดตัวของฐานรากเสาเข็มโดยวิธีปฏิภนศาสตร์พื้นฐาน (Conventional Method)

2.6.1. การกระจายหน่วยแรงของฐานรากแบบเสาเข็ม

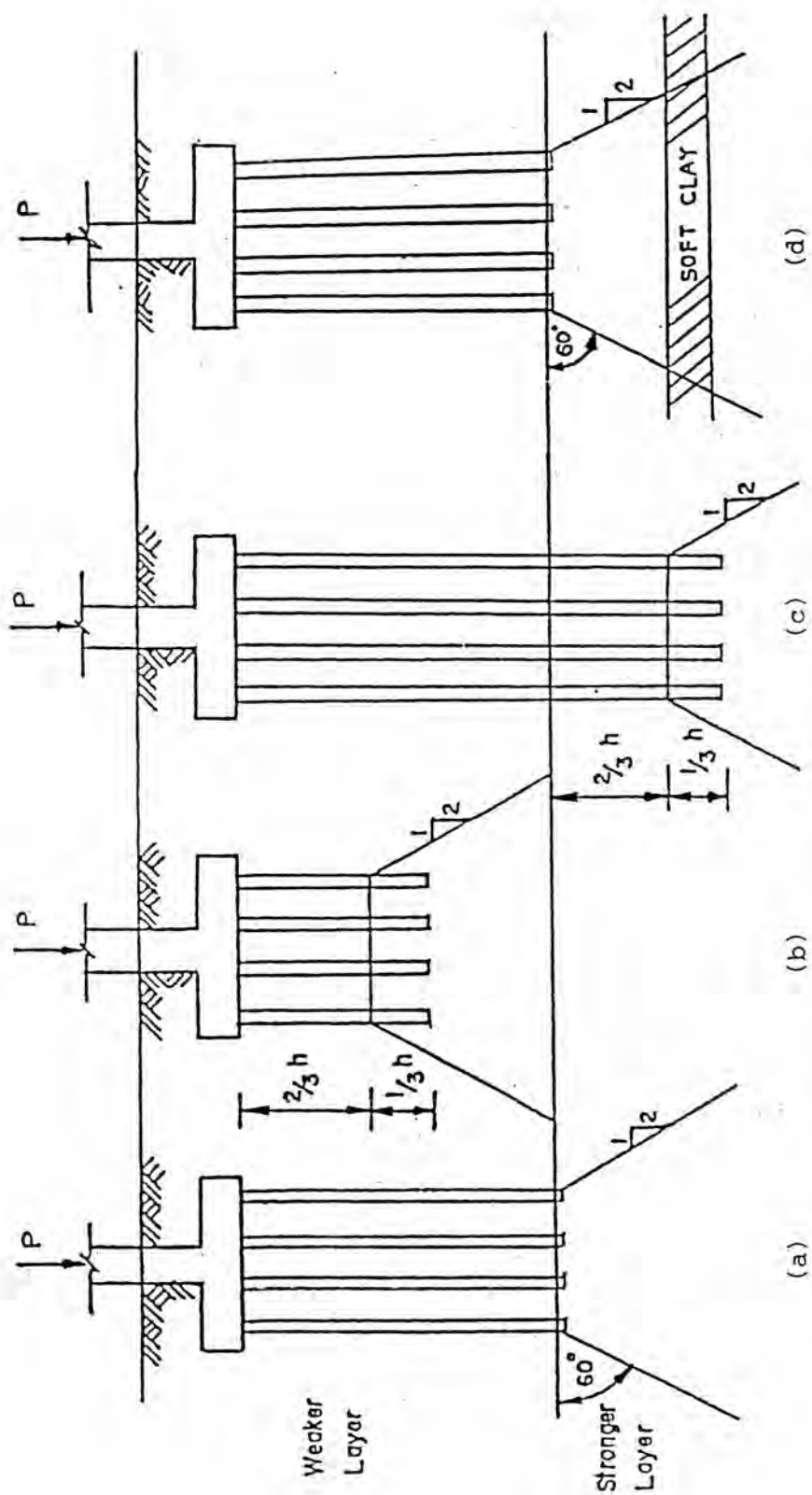
การกระจายหน่วยแรงเค้น (Stress Distribution) เพื่อการวิเคราะห์หาการทรุดตัวของฐานรากเสาเข็มแบบนี้ นิยมสมมุติให้นำหน้าบรรทุกจากโครงสร้างถ่ายลงสู่ Equivalent Mat แล้วกระจายแรงลงสู่ชั้นดินด้านล่างซึ่งมีหลายวิธีดังนี้

Terzaghi and Peak (1948) กล่าวว่า ถ้าเสาเข็มอยู่บนชั้นดินเหนียวหนาให้พิจารณา Equivalent Mat อยู่ที่ระดับความลึก 2 ใน 3 ของความยาวเสาเข็ม และกระจายหน่วยแรงโดยการขยายพื้นที่ออกไปด้วยอัตราส่วนทางคิ่งต่อทางราบ เท่ากับ 2:1 แต่ถ้าปลายเสาเข็มอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งกว่าก็ให้ Equivalent Mat อยู่ที่ปลายเสาเข็มเลยแล้วค่อยกระจายออก ดังรูปที่ 2.8 (a) และ (b)

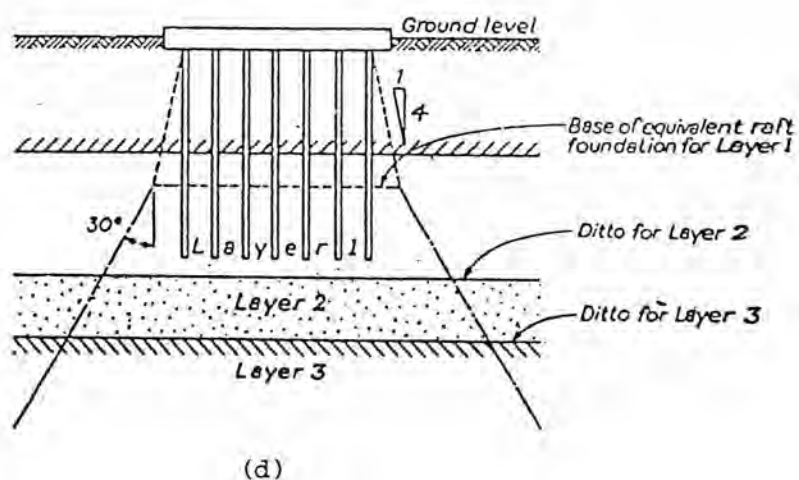
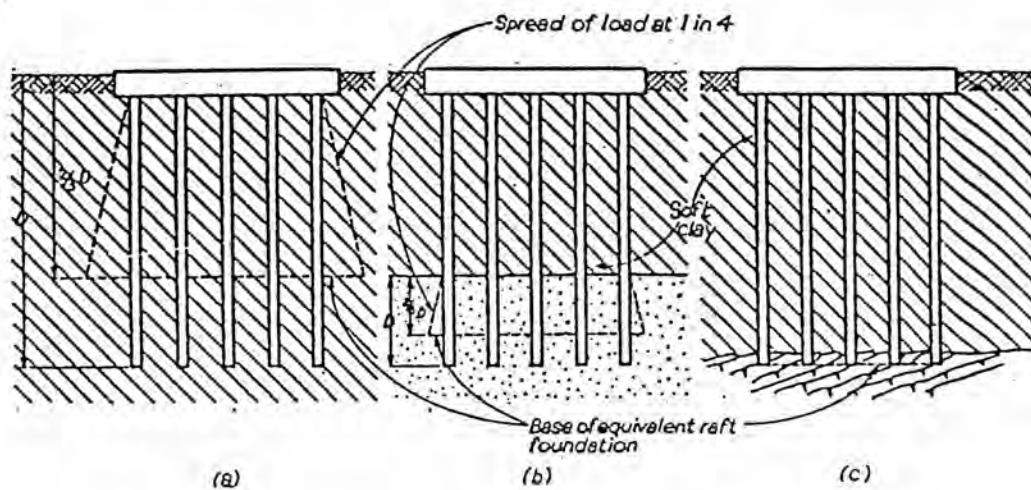
Teng (1962) กล่าวว่าถ้าปลายเสาเข็มอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งและมีระยะฝังเท่ากับ h ให้ Equivalent Mat อยู่ที่ระดับ $h/3$ จากปลายแล้วกระจายออกด้วยอัตราส่วน 2:1 เหมือนกับ Terzaghi and Peak ดังรูปที่ 2.8 (c)

NAVFAC-DM7.1 (1982) กล่าวว่า ในกรณีที่เสาเข็มตอกผ่านชั้นดินอ่อนและปลายเสาเข็มฝังอยู่ในชั้นดินแข็งก็ให้ Equivalent Mat อยู่ที่ปลายเสาเข็มและกระจายหน่วยแรงออกไปด้วยอัตราส่วน 2:1 เช่นกัน ดังรูปที่ 2.8 (d)

Tomlinson (1979) เสนอให้นำหน้าหนักกระทำบนฐานราก flexible Equivalent Mat ที่มีขนาดใหญ่กว่าฐานรากเดิม โดยกระจายออกด้วยอัตราส่วน 1:4 ที่ความลึก 2 ใน 3 ของความยาวเสาเข็ม ดังรูปที่ 2.9 โดย (a) สำหรับกรณีอยู่ในชั้นดินเหนียวอ่อน (b) สำหรับกรณีอยู่ในชั้นทราย โดย



รูปที่ 2.8 แสดงการถ่วงน้ำหนักจากเสาเข็มกลุ่ม Terzaghi & Peck (1948), Teng (1962), NAVFAC DM 7-1 (1982)



รูปที่ 2.9 แสดงการถ่ายน้ำหนักของเสาเข็มกลุ่ม (Tomlinson,1979)

flexible Equivalent Mat จะอยู่ที่ระดับ 2 ใน 3 ของระยะฝังตัวในชั้นทรายแน่นและ (c) กรณีปลายตั้งอยู่บนชั้นดินแข็ง

2.6.2 คุณสมบัติของดินเหนียวที่ใช้ในการประมาณค่าการทรุดตัว

การประมาณค่าการทรุดตัว โดยวิธีปฏิภนศาสตร์พื้นฐานนี้ใช้หลักทฤษฎีของ Terzaghi (1925) โดยสมมุติว่าการทรุดตัวทั้งหมดเกิดขึ้นในทิศทางเดียว ในแนวดิ่งไม่มีทางด้านข้าง โดยหาคุณสมบัติจากการทดลอง Consolidation Test โดยเครื่อง Oedometer ซึ่งจะได้ค่าต่างๆ ดังนี้

1. สัมประสิทธิ์การอัดตัวเชิงปริมาตร (Coefficient of Volume Compressibility, m_v)

คือค่าอัตราส่วนการเปลี่ยนแปลงความเครียดแนวดิ่งต่อการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงกั้นทางดิ่ง ดังรูปที่ 2.3

$$m_v = \frac{\Delta \varepsilon}{\Delta \bar{\sigma}_v} = \frac{\Delta e}{\Delta \bar{\sigma}_v (1 + e_0)} = \frac{1}{E_{\text{ced}}}$$

เมื่อ $\Delta \varepsilon$ = การเปลี่ยนแปลงความเครียดในแนวดิ่ง

Δe = การเปลี่ยนแปลงอัตราส่วนโพรง

e_0 = อัตราส่วนโพรงเริ่มแรก

$\Delta \bar{\sigma}_v$ = การเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวดิ่ง

E_{ced} = Oedometric Modulus of Deformation or Constrained Modulus

2. อัตราส่วนการอัดแน่น (Compression Ratio, CR) คือ การเปลี่ยนแปลงความเครียดในแนวดิ่งต่อการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวดิ่งใน Virgin line ใน log Scale ดังรูปที่ 2.3

$$CR = \frac{\Delta \varepsilon}{\log \Delta \bar{\sigma}_v}$$

3. อัตราส่วนการอัดแน่นซ้ำ (Recompression Ratio ,RR) คือ การเปลี่ยนแปลงความเครียดในแนวตั้งต่อการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้ง ช่วงก่อนถึง Virgin line ใน log scale ดังรูปที่ 2.3

4. สัมประสิทธิ์การอัดตัวครั้งที่สอง (C_{α}) มาจากอัตราส่วนเปลี่ยนแปลงความเครียดในแนวตั้งกับเวลาใน log scale

5. โมดูลัสยืดหยุ่นแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained Young's Modulus ,Eu) คือค่าการเปลี่ยนแปลงแรงในแนวตั้งกับความเครียดในแนวตั้งในสภาพไม่ระบายน้ำ สามารถหาได้จากการทดสอบ Triaxial Compression test ,Plate bearing test หรืออาจมาจาก Consolidation โดยสมมติให้ดินเป็นวัสดุแบบ Ideal elastic (Poulos & Davis , 1963) ดังนี้

$$E_u = \frac{3 E' s}{2 (1 + U' s)}$$

$$E' s = \frac{(1 + U' s) (1 - 2U' s)}{m_v (1 - U' s)}$$

เมื่อ $E' s$ = โมดูลัสยืดหยุ่นของดินในสภาพระบายน้ำ
 $U' s$ = อัตราส่วนปัวซองในสภาพระบายน้ำของดิน

2.7 การประมาณค่าการทรุดตัวของฐานรากแบบเสาเข็มโดยวิธี Modified Theory of Elasticity

2.7.1. การทรุดตัวในเสาเข็มเดี่ยว เมื่อรับแรงตามแนวแกน

Poulos & Davis (1968) ได้เสนอสมการแสดงค่าการทรุดตัวที่หัวเข็ม โดยจะพิจารณาเสาเข็มเป็นแบบ Incompressible ในชั้นดินที่มีค่าโมดูลัสยืดหยุ่นคงที่และอัตราส่วนปัวซองเท่ากับ 0.5

$$\rho = \frac{P I_o}{E_s d}$$

เมื่อ P = น้ำหนักทั้งหมดที่กระทำบนเสาเข็ม
 d = เส้นผ่าศูนย์กลางกลางของเสาเข็ม
 E = โมดูลัสยืดหยุ่นของดิน
 I_0 = Influence factor ดังรูปที่ 2.10 ซึ่งจะมีตัวปรับแก้ แยกออกไป
 ตามลักษณะเสาเข็ม

สำหรับ friction Pile : $\rho = P \cdot I_0 \cdot R_K \cdot R_{II} \cdot R_U / E_s \cdot d$

สำหรับ End-Bearing Pile ; $\rho = P \cdot I_0 \cdot R_K \cdot R_b \cdot R_U / E_s \cdot d$

เมื่อ R_K = ตัวปรับแก้การยุบตัวของเสาเข็ม ดังรูปที่ 2.11
 R_b = ตัวปรับแก้ความลึกของ Rigid Base ดังรูปที่ 2.12
 R_U = ตัวปรับแก้อัตราส่วนผิวของของดิน ดังรูปที่ 2.13
 R_h = ตัวปรับแก้ของความแข็งของชั้นดินที่ปลายเสาเข็ม ดังรูปที่ 2.14

โดย K = Pile Stiffness Factor = $\frac{E_p \cdot R_A}{E_s}$

E_p = โมดูลัสยืดหยุ่นของเสาเข็ม

R_A = อัตราส่วนพื้นที่หน้าตัดต่อพื้นที่รอบนอกของเสาเข็มสำหรับ
 เสาเข็มตัน มีค่าเท่ากับ 1

E_s = โมดูลัสยืดหยุ่น ของชั้นดินที่รับน้ำหนักที่ปลายเสาเข็ม

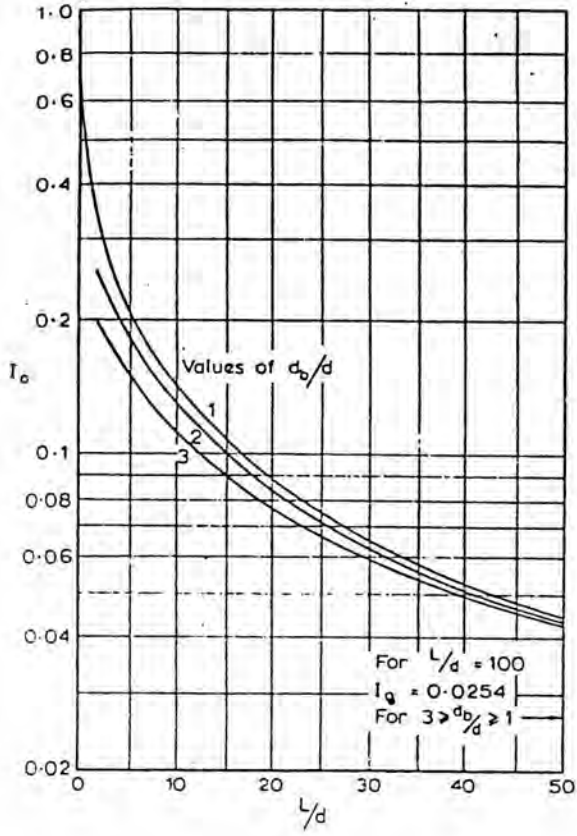
L = ความยาวของเสาเข็ม

h = ระยะจากหัวเสาเข็ม ตั้ง Rigid Base

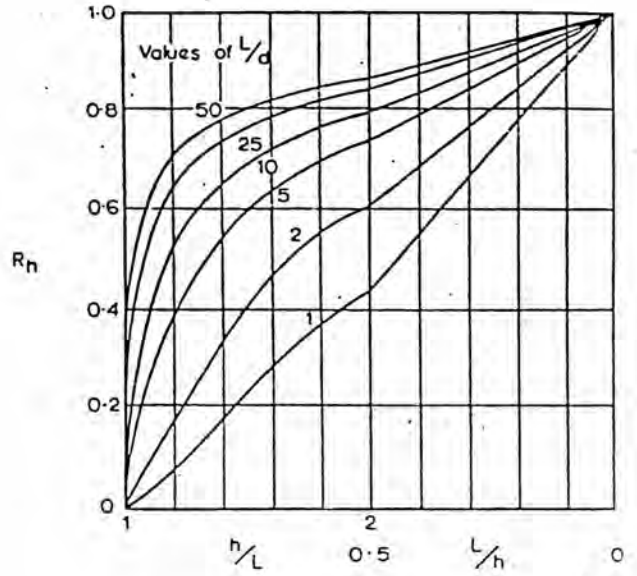
d_0 = เส้นผ่าศูนย์กลางกลางของปลายเสาเข็ม

2.7.2 การทรุดตัวของชั้นดินใต้เสาเข็มเนื่องจากเสาเข็มรับน้ำหนัก

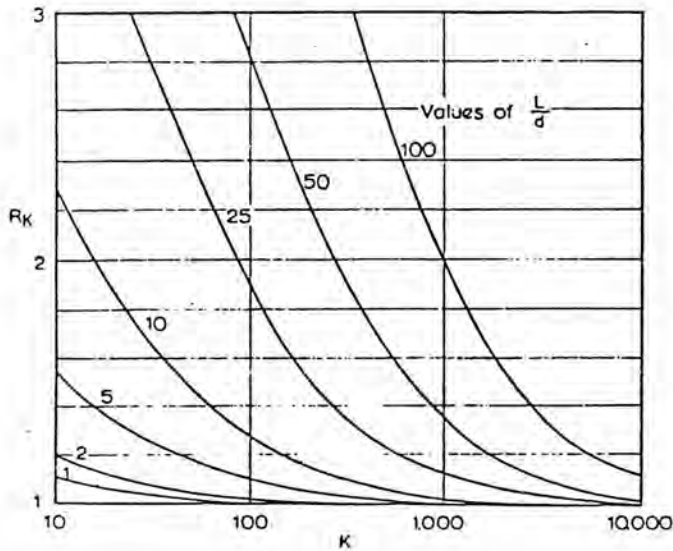
Poulos & Davis (1974) ได้เสนอสมการหาค่าการทรุดตัวของดิน ณ จุดใด ๆ ในมวลดิน
 ซึ่งหาจากการ Integrate สมการของ Mindlin ดังนี้



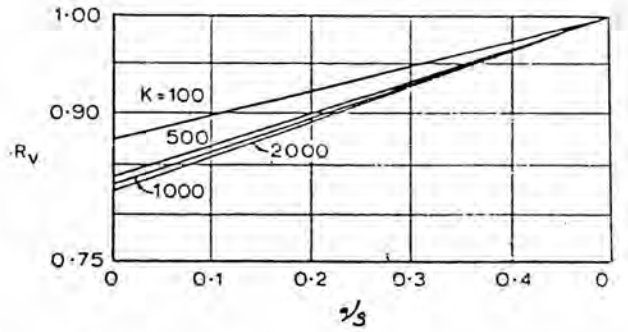
รูปที่ 2.10 Influence Factor, I_o



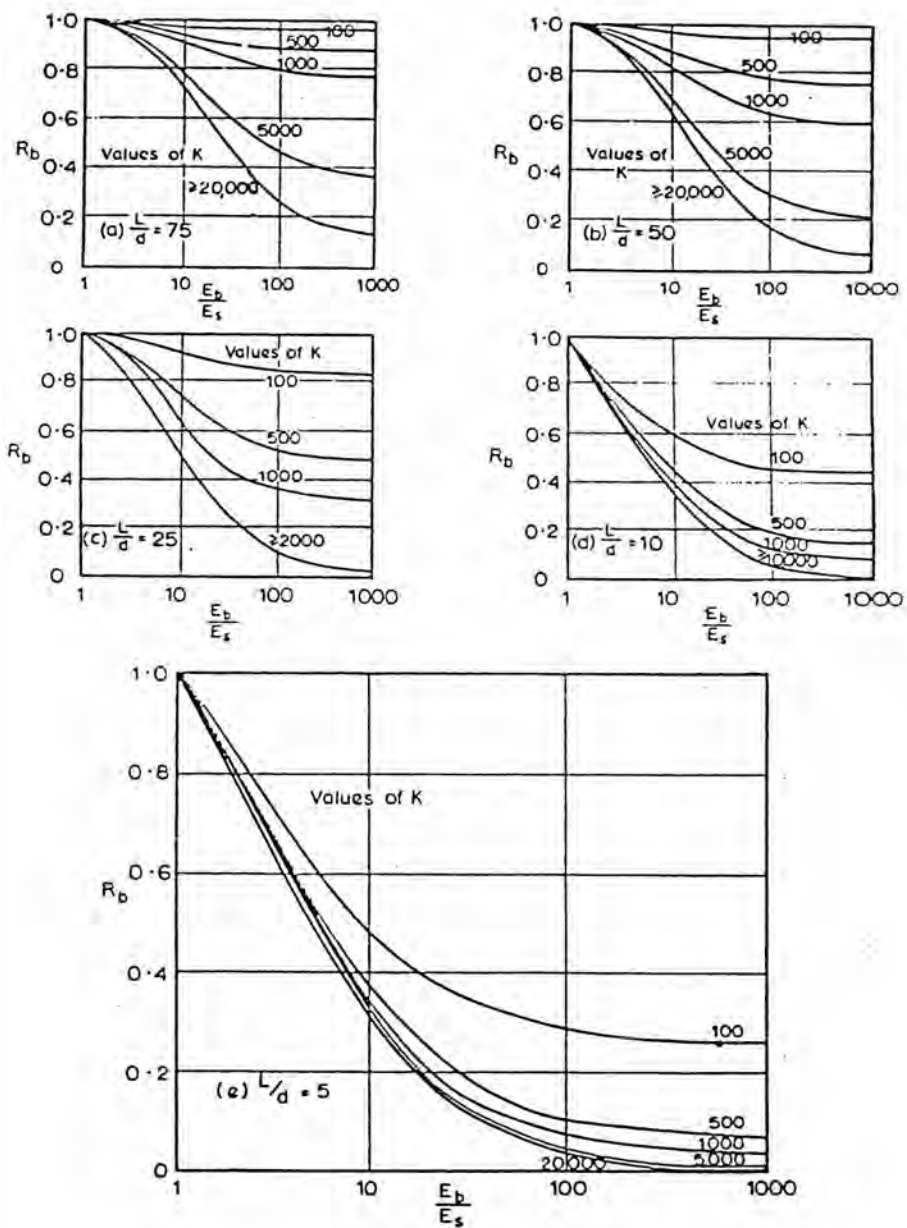
รูปที่ 2.12 ค่าปรับแก้สำหรับความลึกของชั้นดินแบกทาน, R_h



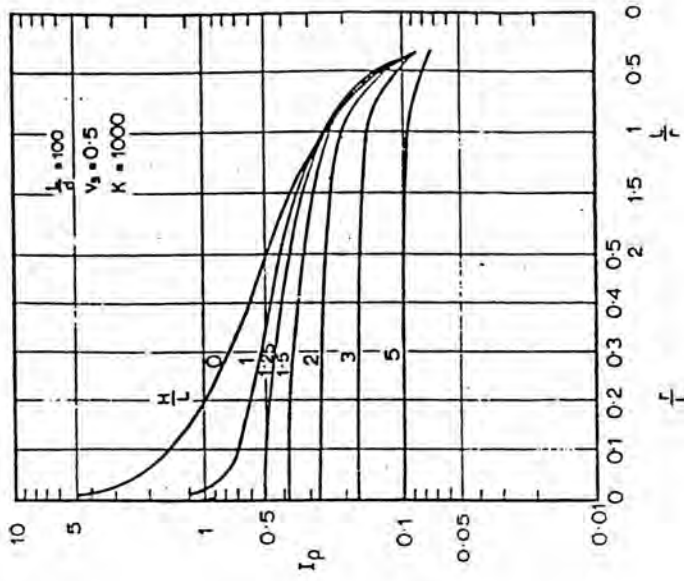
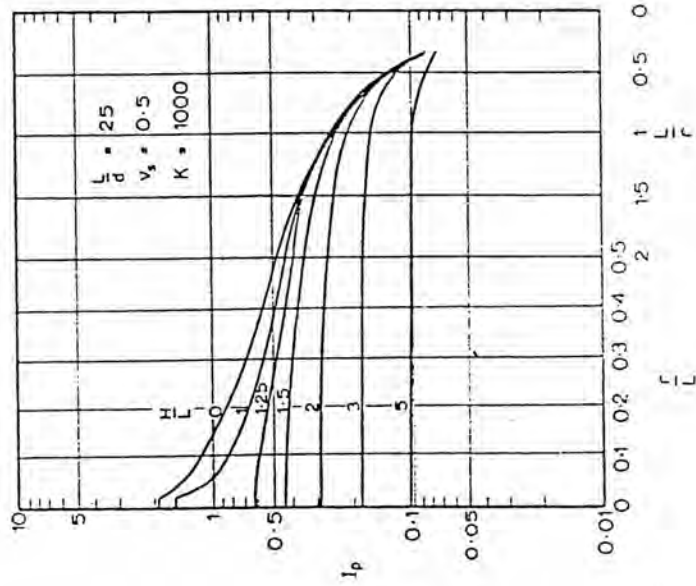
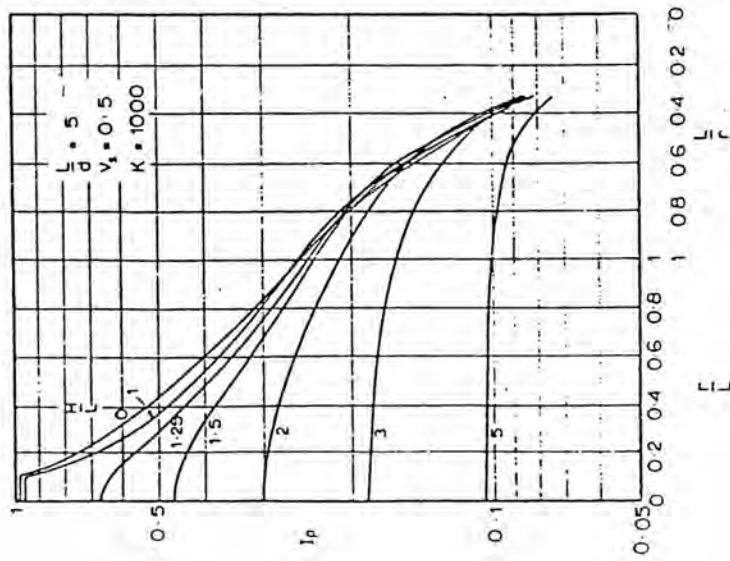
รูปที่ 2.11 ค่าปรับแก้สำหรับการยุบตัวได้ของเสาเข็ม, R_k



รูปที่ 2.18 ค่าปรับแก้สำหรับอัตราส่วนปัวซองของดิน, R_v



รูปที่ 2.14 แสดงค่าปรับแก้สำหรับความแข็งของชั้นดินเบกทาน, R_b
(Poulos & Davis, 1980)



รูปที่ 2.15 ค่า Displacement Influence factor, I_p (Poulos & Davis, 1974)

$$\rho = \frac{P I}{E L_s}$$

- เมื่อ I_0 = Displacement Influenced Factor สำหรับ
 = 0.5 ที่ค่า ต่างๆกัน ดังรูปที่ 2.15
 H = ระยะจากหัวเสาเข็มถึงความลึกที่พิจารณา
 r = ระยะห่างจากแกนกลางเสาเข็มไปยังจุดที่พิจารณา

2.7.3 ค่าการทรุดตัวสุดท้าย (final Settlement, ρ_{TF})

ค่าการทรุดตัวสุดท้ายของฐานรากเสาเข็มกลุ่มในดินเหนียวที่อิ่มตัวเท่ากับผลรวมของการทรุดตัวทันทีทั้งในสภาพไม่ระบายน้ำและระบายน้ำ ซึ่งค่านี้คำนวณจากรูปที่ 2.16 โดยใช้ค่าอัตราส่วนฟังก์ชองเท่ากับศูนย์ จากรูปที่ 2.16 จะแสดงในรูปอัตราส่วนการทรุดตัวทันทีต่ออัตราส่วนการทรุดตัวสุดท้ายรวม

ในการแปลงกลุ่มของเสาเข็มให้เป็น Equivalent pier เพื่อหา Diameter เพื่อใช้ในการคำนวณการทรุดตัวอันเนื่องมาจากกลุ่มเสาเข็มข้างเคียง เราสามารถหา Diameter ของ Equivalent pier ได้จากรูปที่ 2.17

2.7.4 การทรุดตัวของเสาเข็มกลุ่ม (Settlement of Pile Group)

Poulos (1968) , ได้เสนอวิธีการคำนวณหาค่าการทรุดตัวของเสาเข็มกลุ่มไว้ดังนี้

$$\rho_i = R_s \rho_1 \zeta_h \zeta_b \zeta_v$$

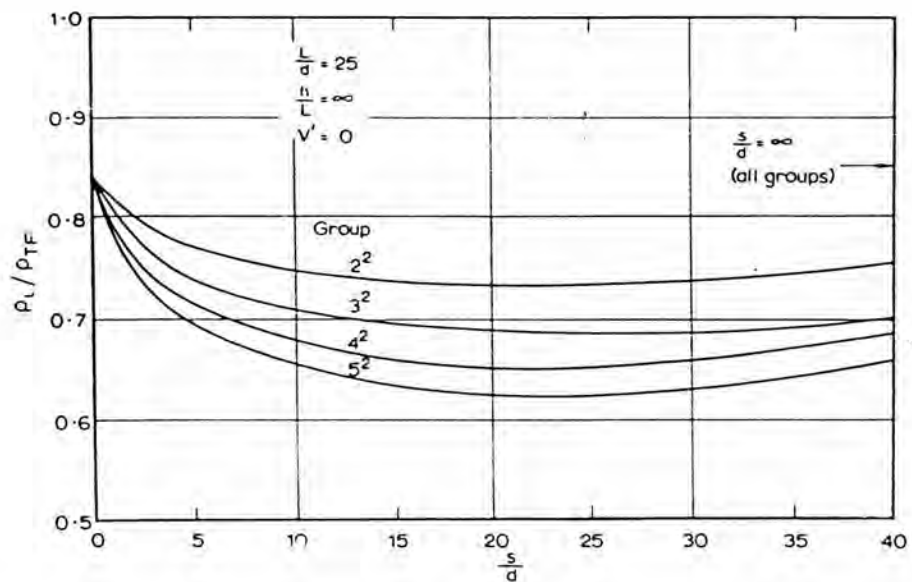
- โดยที่ R_s = Theoretical values of settlement ratio โดย
 ตารางที่ 2.2 สำหรับ Friction pile groups
 ตารางที่ 2.3 สำหรับ End Bearing pile groups
 ρ_1 = ปริมาณการทรุดตัวของเสาเข็มต้นเดียว
 ζ_h = Reduction coefficient for effect of finite layer ดังรูปที่ 2.18

ตารางที่ 2.2 Theoretical values of settlement ratio R_s , friction pile groups, with rigid cap, in deep uniform soil mass

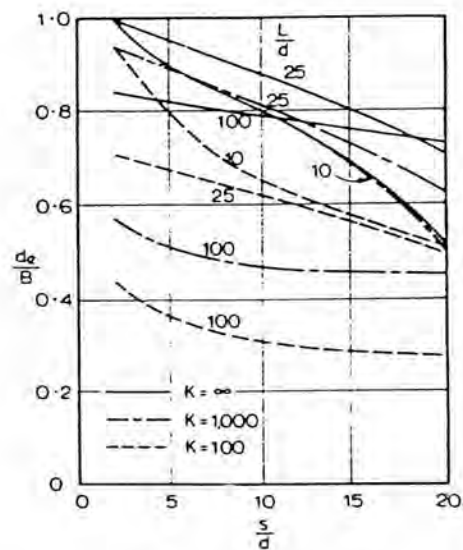
L/d	s/d	K	4				9				16				25			
			10	100	1000	∞	10	100	1000	∞	10	100	1000	∞	10	100	1000	∞
10	2	1.83	2.25	2.54	2.62	2.78	3.80	4.42	4.48	3.76	5.49	6.40	6.53	4.75	7.20	8.48	8.68	
	5	1.40	1.73	1.88	1.90	1.83	2.49	2.82	2.85	2.26	3.25	3.74	3.82	2.68	3.98	4.70	4.75	
	10	1.21	1.39	1.48	1.50	1.42	1.76	1.97	1.99	1.63	2.14	2.46	2.46	1.85	2.53	2.95	2.95	
25	2	1.99	2.14	2.65	2.87	3.01	3.64	4.84	5.29	4.22	5.38	7.44	8.10	5.40	7.25	9.28	11.25	
	5	1.47	1.74	2.09	2.19	1.98	2.61	3.48	3.74	2.46	3.54	4.96	5.34	2.95	4.48	6.50	7.03	
	10	1.25	1.46	1.74	1.78	1.49	1.95	2.57	2.73	1.74	2.46	3.42	3.63	1.98	2.98	4.28	4.50	
50	2	2.43	2.31	2.56	3.01	3.91	3.79	4.52	5.66	5.58	5.65	7.05	8.94	7.26	7.65	9.91	12.66	
	5	1.73	1.81	2.10	2.44	2.46	2.75	3.51	4.29	3.16	3.72	5.11	6.37	3.88	4.74	6.64	8.67	
	10	1.38	1.50	1.78	2.04	1.74	2.04	2.72	3.29	2.08	2.59	3.73	4.65	2.49	3.16	4.76	6.04	
100	2	2.56	2.31	2.26	3.16	4.43	4.05	4.11	6.15	6.42	6.14	6.50	9.92	8.48	8.40	10.25	14.35	
	5	1.88	1.88	2.01	2.64	2.80	2.94	3.38	4.87	3.74	4.05	4.98	7.54	4.68	5.18	6.75	10.55	
	10	1.47	1.56	1.76	2.28	1.95	2.17	2.73	3.93	2.45	2.80	3.81	5.82	2.95	3.48	5.00	7.88	

ตารางที่ 2.3 Theoretical values of settlement ratio R_s end bearing pile groups with rigid cap, bearing on a rigid stratum

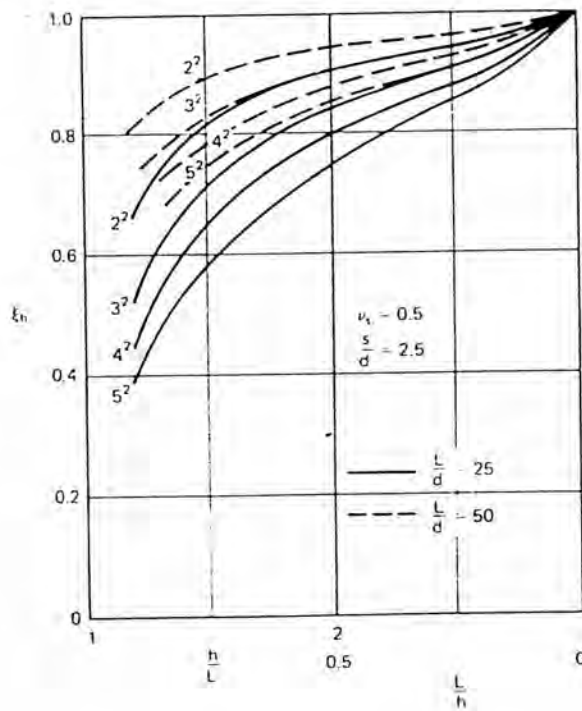
l/d	s/d	K	4			9			16			25					
			10	100	1000	∞	10	100	1000	∞	10	100	1000	∞			
2	5	10	1.52	1.14	1.00	1.00	2.02	1.31	1.00	1.00	2.38	1.49	1.00	1.00	2.70	1.63	1.00
10	5	10	1.15	1.08	1.00	1.00	1.23	1.12	1.02	1.00	1.30	1.14	1.02	1.00	1.33	1.15	1.00
10	10	10	1.02	1.01	1.00	1.00	1.04	1.02	1.00	1.00	1.04	1.02	1.00	1.00	1.03	1.02	1.00
2	5	10	1.88	1.62	1.05	1.00	2.84	2.57	1.16	1.00	3.70	3.28	1.33	1.00	4.48	4.13	1.50
10	5	10	1.36	1.36	1.08	1.00	1.67	1.70	1.16	1.00	1.94	2.00	1.23	1.00	2.15	2.23	1.28
10	10	10	1.14	1.15	1.04	1.00	1.23	1.26	1.06	1.00	1.30	1.33	1.07	1.00	1.33	1.38	1.08
2	5	10	2.49	2.24	1.59	1.00	4.06	3.59	1.96	1.00	5.83	5.27	2.63	1.00	7.62	7.06	3.41
10	5	10	1.78	1.73	1.32	1.00	2.56	2.56	1.72	1.00	3.28	3.38	2.16	1.00	4.04	4.23	2.63
10	10	10	1.39	1.43	1.21	1.00	1.78	1.87	1.46	1.00	2.20	2.29	1.71	1.00	2.62	2.71	1.97
2	5	10	2.54	2.26	1.81	1.00	4.40	3.95	3.04	1.00	6.24	5.89	4.61	1.00	8.18	7.93	6.40
10	5	10	1.85	1.84	1.67	1.00	2.71	2.77	2.52	1.00	3.54	3.74	3.47	1.00	4.33	4.68	4.45
10	10	10	1.44	1.44	1.46	1.00	1.84	1.99	1.98	1.00	2.21	2.48	2.53	1.00	2.53	2.98	3.10



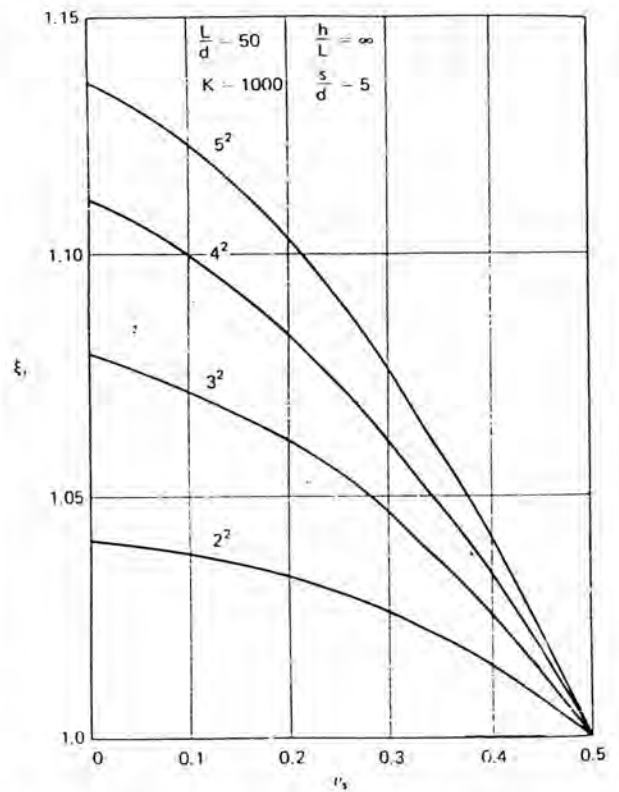
រូបភាព 2.16 Relative importance of immediate settlement pile group with rigid cap.



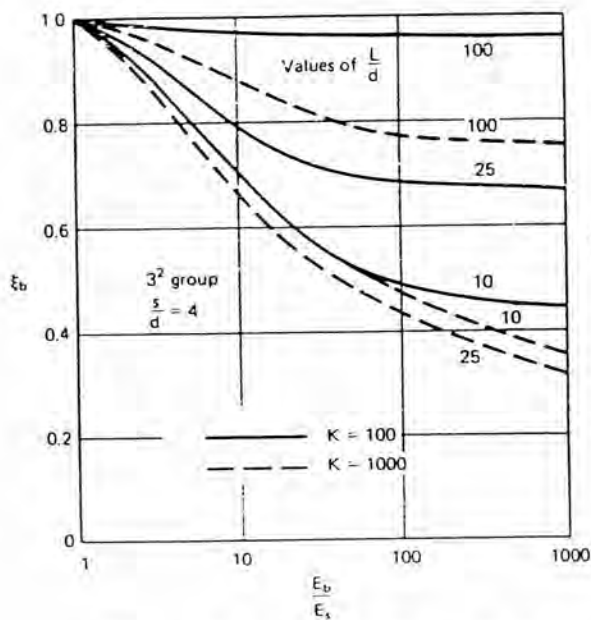
រូបភាព 2.17 Diameter of equivalent pier to represent pile group



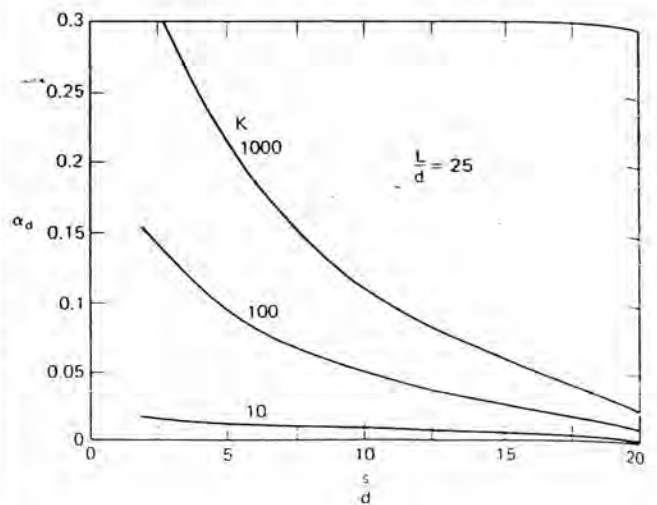
រូបភាព 2.18 Reduction coefficient ξ_h for effect of finite layer



រូបភាព 2.20 Correction factor for effect of ν_s



រូបភាព 2.19 Reduction coefficient ξ_b for effect of bearing



រូបភាព 2.21 Interaction curves for two end bearing pile subjected to negative friction

ξ_b = Reduction coefficient for effect of bearing stratum ดังรูปที่ 2.19

ξ_v = Correction factor for effect of v_s ดังรูปที่ 2.20

2.7.5 การประมาณค่าการทรุดตัวของดินถมเนื่องจาก Negative Skin Friction

กรณีที่เสาเข็มฝังตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวและดินที่อยู่โดยรอบเสาเข็มเกิดการทรุดตัวมากกว่าเสาเข็มกรณีนี้จะเกิดแรงกดลงที่เรียกว่า Negative Skin Friction ซึ่งแรงนี้อาจมากเพียงพอที่จะทำให้เสาเข็มเกิดการทรุดตัวที่เพิ่มขึ้นและเสียหายได้ ซึ่งสาเหตุที่เกิดแรงนี้มีหลายประการ ดังนี้

1. การอัดตัวคายนํ้าของดินเหนียวที่ตั้งอยู่บนชั้นดินแข็ง อันเนื่องมาจากการถมดินและปลายเสาเข็มอยู่ชั้นดินแข็ง
2. การลดลงของระดับน้ำใต้ดิน ซึ่งมีผลมาจากการสูบน้ำบาดาล
3. การทรุดตัวเนื่องมาจากการอัดตัวคายนํ้า ที่มีผลจากแรงดันน้ำโพรงเพิ่มขึ้นจากการตอกเสาเข็มในดินเหนียว ในกรณีที่ปลายเข็มอยู่ในชั้นดินที่เคลื่อนตัวน้อยกว่า

Broms(1978) ได้เสนอสมการหาค่าแรงเสียดทานในทางลบ ที่ทำให้เกิดแรงกดลงสูงสุดซึ่งจะเกิดขึ้นเมื่อ การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ (Relative Movement) ระหว่างดินกับเสาเข็มเกิดเพียง 2-5 มิลลิเมตรเท่านั้น และจุดที่ดินเกิดการเปลี่ยนจากแรงเสียดทานลบเป็นแรงเสียดทานบวกเรียกว่า จุดสะเทิน ซึ่งมีอยู่บริเวณที่ชั้นดินเปลี่ยนจากดินอ่อนเป็นดินแข็ง ในกรณีเสาเข็มกลุ่มมีระยะห่างเสาเข็มประมาณ 3-4 เท่าของเส้นผ่าศูนย์กลางเสาเข็ม สามารถหาแรงนี้ได้ดังนี้

$$NF = f_{s_{neg}} \cdot A_s$$

เมื่อ $f_{s_{neg}}$ = หน่วยแรงเสียดทานทางลบสูงสุด

$$= \beta \cdot \bar{\sigma}_v$$

β = สัมประสิทธิ์ระหว่างดินกับเสาเข็มในที่นี้ใช้ 0.23

$\bar{\sigma}_v$ = หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวดิ่ง

A_s = พื้นที่ผิวเสาเข็มที่เกิดแรงเสียดทานทางลบ ซึ่งอยู่เหนือจุดสะเทิน

ไว้ดังนี้

Poulos (1974) ได้เสนอสมการในการลดผลของเสาเข็มข้างเคียงในเสาเข็มกลุ่มเอา

$$P_i = P_1 \prod_{\substack{j=1 \\ j \neq i}}^n (1 - \alpha_{dij})$$

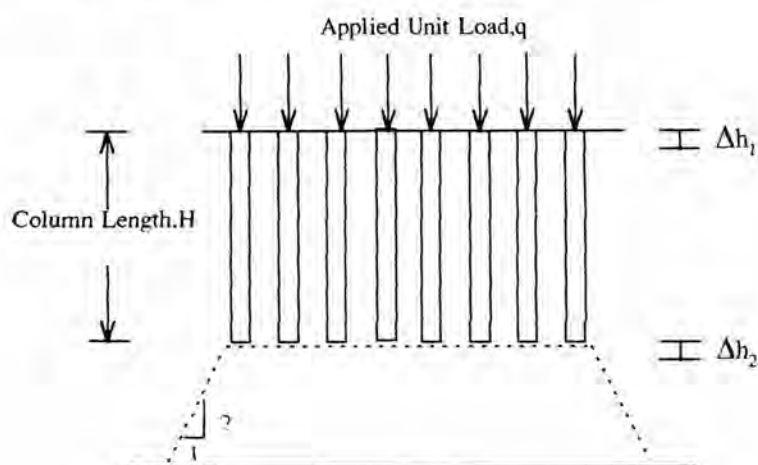
โดยที่ P_1 = แรงจุดลงในทางลบ (Negative Skin Friction) ของเสาเข็มต้นเดียว

α_{dij} = ตัวลดผลกระทบของเสาเข็มข้างเคียงระหว่างเข็มตัวที่ i, j
ดังรูปที่ 2.21

ในเสาเข็มกลุ่มแรงเสียดทานในทางลบจะมีค่าน้อยกว่าเสาเข็มเดี่ยว และเสาเข็มที่อยู่ในกลุ่มก็จะมีแรงเสียดทานในทางลบน้อยกว่าเสาเข็มที่อยู่ภายนอกกลุ่ม

2.8 การคาดคะเนการทรุดตัวโดยวิธี Lime Column Method

Broms, B., (1974) ได้เสนอวิธีการคำนวณค่าการทรุดตัวของดินอ่อนที่ถูกปรับปรุงด้วยกรรมวิธี Lime Column แบบ Deep Mixing Method โดยแบ่งการคำนวณออกเป็น 2 ส่วนคือการทรุดตัวของส่วนที่ปรับปรุงคุณภาพดินด้วย Lime Column (Δh_1) และส่วนที่ไม่ได้ปรับปรุงซึ่งอยู่ใต้เสาเข็ม (Δh_2) ดังรูป



$$\Delta h_1 = \frac{q H}{a M_{col} + (1 - a) M_{soil}}$$

โดยที่

Δh_1 = ปริมาณการทรุดตัวของกลุ่มเสาเข็มและดินที่ปรับปรุงแล้ว

a = The Relative Column Area

$$= \frac{N A_{col}}{B L}$$

N = จำนวนเสาเข็ม

M_{col} = The Compression Modulus of Column

M_{soil} = The Compression Modulus of Soil = $1/m_v$

ส่วนการคำนวณหาปริมาณการทรุดตัวของดินที่อยู่ใต้กลุ่มเสาเข็ม (Δh_2) สามารถคำนวณโดยวิธีการกระจายหน่วยแรงที่เพิ่มขึ้นลงสู่ชั้นดินแต่ละชั้นด้วยอัตราส่วน 2:1 แล้วคำนวณการทรุดตัวแต่ละชั้นและนำมารวมกัน

2.9 การคาดคะเนการทรุดตัวสุดท้ายจากกราฟ

2.9.1 การคาดคะเนการทรุดตัวจากกราฟโดยวิธี Hyperbolic fitting

Rao.SN & Kodandaramaswamy k. (1980) ได้เสนอวิธีด้วยการ Plot กราฟระหว่าง t กับ $\frac{t}{\rho_f}$ ที่ ณ เวลาใดๆ ซึ่งจะได้สมการของเส้นตรงที่ลากผ่านจุด plot แสดงดังรูปที่ 2.22 คือ

$$\frac{t}{\rho_f} = a + bt$$

ซึ่งทำให้สามารถคำนวณการทรุดตัวสุดท้ายได้จากสมการ

$$\begin{aligned} \rho_f &= \text{limit } \rho_f \\ &= \frac{1}{b} \end{aligned}$$

2.9.2 การคาดคะเนการทรุดตัว โดยวิธี Asaoka

Asaoka(1978) เสนอวิธีประเมินปริมาณการทรุดตัว โดยอาศัยข้อมูลการทรุดตัวในสนามที่วัดได้เทียบกับเวลาที่เหมาะสม Magnan & Deroy(1980) กล่าวว่า วิธีนี้จะใช้ได้ดีเมื่อมีข้อมูลการทรุดตัวจนถึงระดับของการอัดตัวคายน้ำ (Degree of Consolidation) อย่างน้อยเท่ากับ 60 %

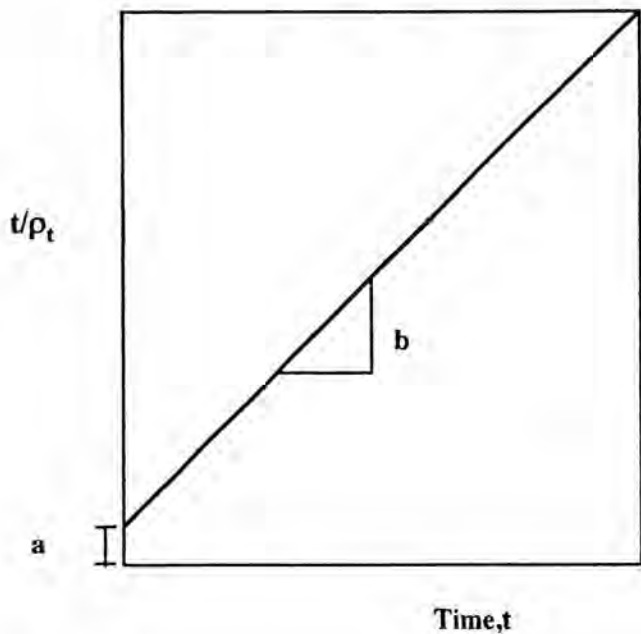
Magnan & Mieussens (1980) ได้เสนอวิธีไว้ดังนี้

ก. ทำการวัดค่าการทรุดตัวกับเวลาในสนามอย่างต่อเนื่อง แล้ว plot กราฟ ระหว่างการทรุดตัวกับเวลา แล้วแบ่งช่วงเวลาออกเป็นช่วงๆเท่ากัน ($\Delta t \approx 30-100$ วัน) อ่านค่า ρ_1, ρ_2, \dots

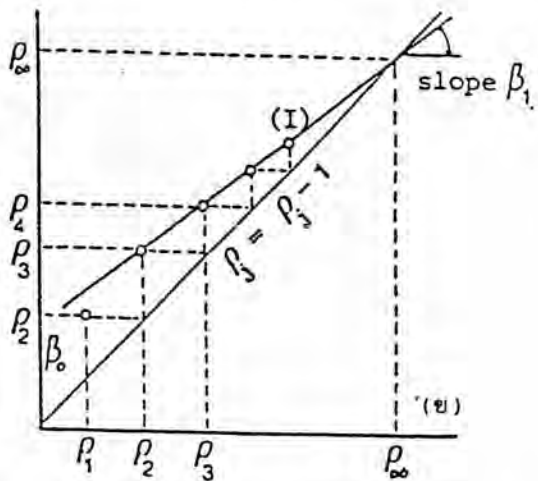
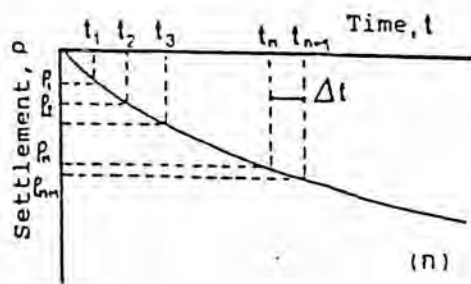
กับ t_1, t_2, \dots

ข. นำค่า ρ_1, ρ_2, \dots และ t_1, t_2, \dots ไป plot กราฟระหว่าง ρ_i กับ ρ_{i-1} แล้วลากเส้นเชื่อมจุดเหล่านี้

ค. ลากเส้น 45° กับแกนทั้ง 2 จนไปตัดกับเส้นตรงที่ลากไว้แล้ว



รูปที่ 2.22 การคาดคะเนการทรุดตัวโดยวิธี Hyperbolic



รูปที่ 2.23 การคาดคะเนการทรุดตัวโดยวิธี Asaoka

ง. จุดตัดคือ ปริมาณการทรุดตัวสุดท้าย (Final Settlement) ซึ่งแสดงดังรูปที่ 2.23

ปริมาณการทรุดตัวกับเวลา ใดๆคำนวณจาก

$$p_t = \beta_0 + \beta_1 \cdot p_{t-1}$$

β_0 = ค่าคงที่จากจุดตัดแกน

β_1 = ความชัน (slope)

นอกจากนี้ยังคำนวณค่า สัมประสิทธิ์การอัดตัวคายน้ำได้ดังสมการ

$$C_v = \frac{-5}{12} H^2 \frac{\ln \beta_1}{\Delta t}$$

2.10 กำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรนในสนาม (Undrained Shear Strength)

ค่ากำลังรับแรงเฉือนที่ได้จากการทำ Field Vane Shear Test ในสนาม $S_u(FV)$ จะเป็นค่าที่สูงกว่าค่า S_u จริงของดิน Bjerrum (1972) ได้ทำการทดสอบถมดิน (Embankment test) และวิเคราะห์อัตราส่วนความปลอดภัยจนค้นดินถล่มพิบัติ (failure) แล้วได้ความสัมพันธ์ ดังนี้

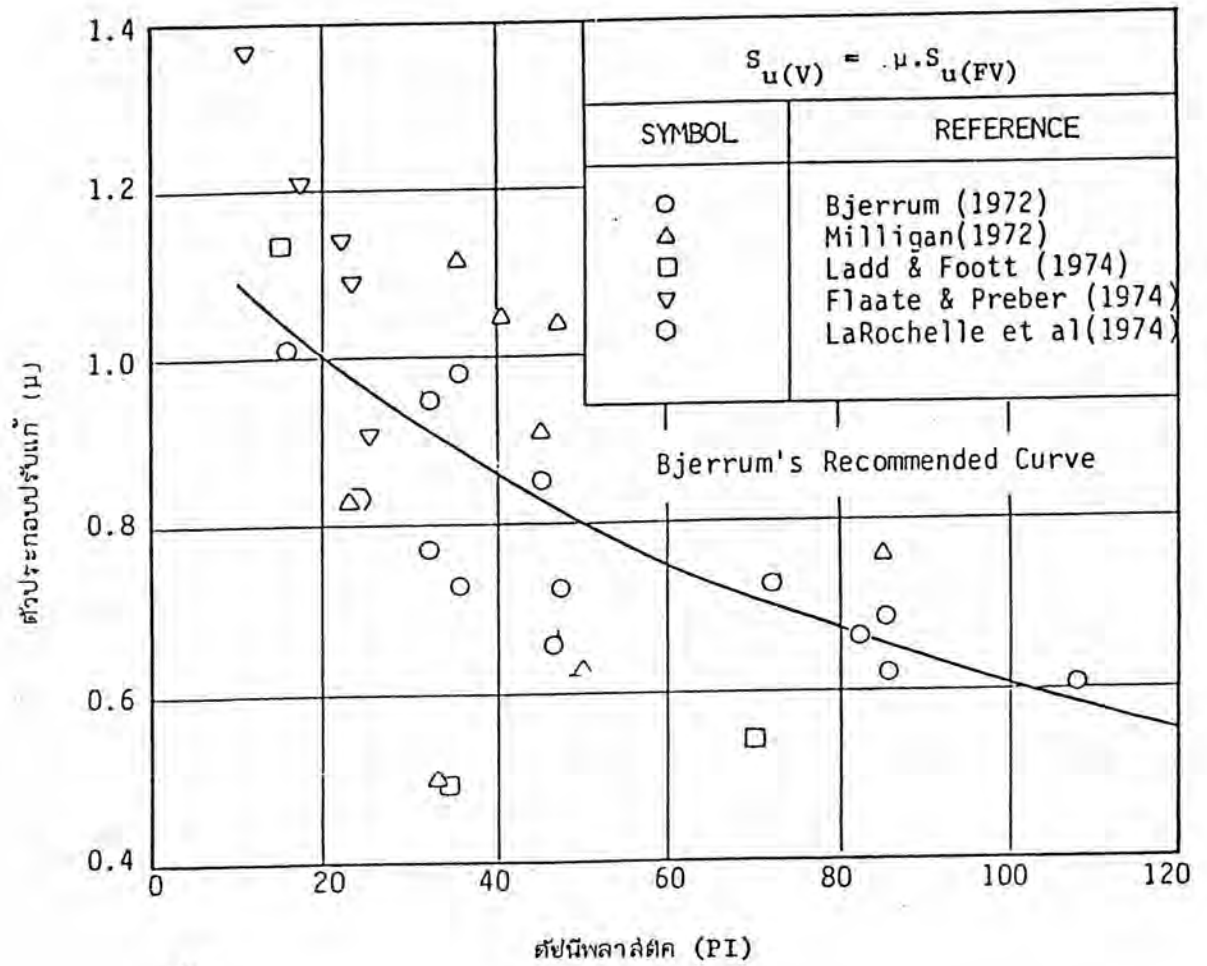
$$S_u = \mu \cdot S_u(FV)$$

S_u = ค่ากำลังรับแรงเฉือนในสนาม

$S_u(FV)$ = ค่ากำลังรับแรงเฉือน จากการทำ Vane Test

μ = Bjerrum's Correction Factor

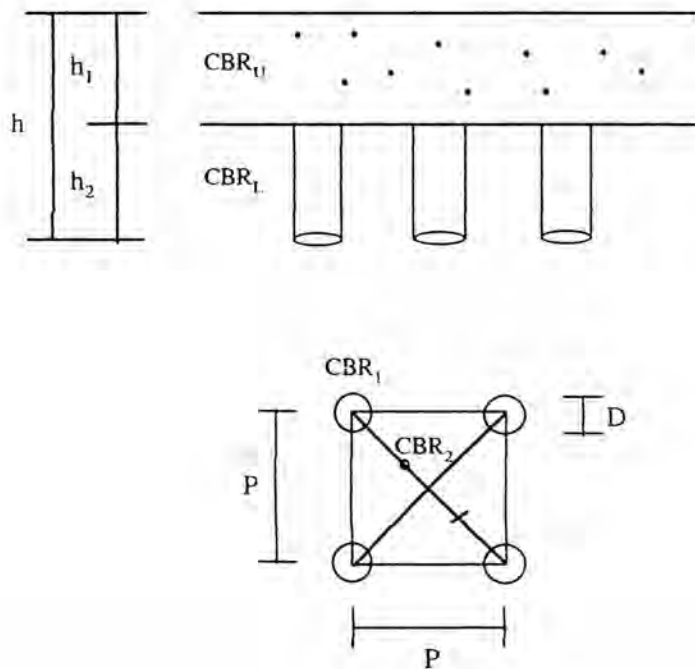
ต่อมา Bjerrum ก็ยังได้แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง PI กับ $S_u(FV)/\bar{\sigma}_{v_0}$ และ $\bar{\sigma}_{v_m}/\bar{\sigma}_{v_0}$ โดย $\bar{\sigma}_{v_m}, \bar{\sigma}_{v_0}$ คือหน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดในอดีตและหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้งตามธรรมชาติและต่อมา Mesri (1975) ก็ได้แสดงความสัมพันธ์ของกราฟระหว่าง $S_u(FV)/\bar{\sigma}_{v_m}$ กับ PI และในเวลาต่อมาก็ได้มีการปรับแก้ $S_u(FV)$ ตาม Bjerrum จนได้กราฟ ดังรูปที่ 2.24



รูปที่ 2.24 ความสัมพันธ์ระหว่างตัวปรับแก้ค่า μ กับค่า PI (Ladd,1975)

2.11 การวิเคราะห์หาค่า CBR กรณีของ Composite Soil

จากการปรับปรุงคุณภาพดินด้วยวิธี Placing Lime Column นั้นจะมีการทำ Lime Mixing ปิดทับหัวเข็มหนาประมาณ 1.00 เมตร ซึ่งถ้าจะมีการออกแบบพื้นผิวทางโดยใช้ Lime Mixing เป็นชั้น Subgrade ดังนั้น จึงต้องมีขั้นตอนวิธีการคำนวณหาค่า CBR เพื่อใช้เป็นแนวทางในการออกแบบพื้นผิวทาง จาก Design manual for airport concrete pavement structure, Ministry of Transportation, Civil Aviation Bureau, 1990, P10-13 ได้แสดงวิธีคำนวณดังนี้



CBR_U = ค่า CBR ของ Lime Mixing

CBR_L = ค่า CBR เฉลี่ยระหว่าง Soil กับ Lime Column

CBR_1 = ค่า CBR ของ Lime Column

CBR_2 = ค่า CBR ของ Soil

โดยที่

$$CBR_L = CBR_1 * a's + CBR_2 * (1 - a's)$$

$$a's = \text{area ratio} = \frac{\pi \cdot D^2}{4 p^2}$$

$$CBR_m = \left[\frac{h_1 CBR_U^{\frac{1}{3}} + h_2 CBR_L^{\frac{1}{3}}}{h} \right]^3$$

เมื่อ CBR_m = ค่า CBR ที่นำไปใช้ออกแบบพื้นผิวทาง

h_1 = ความหนาของชั้น Lime Mixing

h_2 = ความหนาของ Improved Soil ซึ่งมักใช้ประมาณ 1 เมตร

h = ความหนารวมของทั้งหมด