



ทฤษฎีและทบทวนงานในอดีต

ในงานวิจัยนี้ต้องใช้ทฤษฎีและงานในอดีตเกี่ยวกับการวิจัยทางด้านแอนไอโซทรอปี และอันเดรนครีพ เพื่อใช้เป็นแนวทางในการศึกษาพฤติกรรม ดังนั้นจึงแบ่งบททฤษฎีและทบทวนงานในอดีตออกเป็น 2 หัวข้อใหญ่ คือ

- ทบทวนงานในอดีตเกี่ยวกับแอนไอโซทรอปี (Anisotropy)
- ทบทวนงานในอดีตเกี่ยวกับอันเดรนครีพ (Undrained Creep)

2.1 งานในอดีตเกี่ยวกับแอนไอโซทรอปี

2.1.1 แอนไอโซทรอปี และผลกระทบของหน่วยแรงต่อพฤติกรรมขณะอันเดรน (Anisotropy and Effect of Stress on Undrained Behavior)

ค่ากำลังรับแรงเฉือนที่พิจารณาเป็นค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรน (Undrained Shear Strength,  $S_u$ ) ที่พิจารณาขณะที่น้ำยังไม่ทันระบายออกไปขณะที่ถูกน้ำหนักมากกระทำในกรณี Short Term Condition เป็นจุดวิกฤต ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรนนี้ขึ้นอยู่กับค่า Effective Overburden Pressure,  $\bar{\sigma}_{vo}$ , Plasticity Index และ stress system during shear ของดินเหนียวอ่อน

แอนไอโซทรอปีเป็นคุณสมบัติหนึ่งของดินเหนียวอ่อนที่มีผลกระทบต่อค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรน สำหรับการวิเคราะห์ปัญหาทางด้านความเสถียรภาพว่าจะเลือกค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรนเท่าไร จึงจะเหมาะสมและใกล้เคียงสภาพความเป็นจริงในสนาม (in situ condition)

ในปี ค.ศ. 1976 Mitchell ได้แสดงถึงวิธีการวัดโครงสร้างของดิน และ แสดงผลออกมาว่าอนุภาคของมวลดินจะพยายามจัดตัวให้อยู่ในสภาพแนวนอน อันเนื่องจากการทับถมของดินและหลังจากถูกน้ำหนักมากกระทำ การที่อนุภาคของมวลดินจัดตัวมันเอง โดยเรียงตัวในลักษณะนี้ แกนของอนุภาคมวลดินจะตั้งฉากกับทิศทางในแนวดิ่ง เป็นเหตุให้เกิดคุณสมบัติทางด้านแอนไอโซทรอปี ด้วยสาเหตุนี้จึงทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงค่า Modulus, Pore Pressure, Undrained Strength และ The Mohr Coulomb,  $\bar{c}$ ,  $\bar{\phi}$  Parameter ซึ่ง

ขึ้นอยู่กับทิศทางของหน่วยแรงหลัก (Major Principal Stress) แปรผันตามขณะที่ Shear

Ladd et al (1977) ได้อธิบายมูลเหตุของแอนไอโซทรอปี่ไว้ 2 ประการ

1. แอนไอโซทรอปี่ประจำตัว (inherent anisotropy) เกิดจากการจัดโครงสร้างของอนุภาคของมวลดินแบบเป็นระเบียบมีการจัดเรียงตัวของอนุภาคมวลดินขนานกันจำนวนหนึ่ง ซึ่งเกิดขึ้นระหว่างการตกตะกอนทับถมกันหรือภายหลังการเปลี่ยนแปลงของสภาพแวดล้อมรวมทั้งสภาพการแผ่ของหน่วยแรงหลักมากกระทำในทิศทางต่าง ๆ กัน การหันเหของอนุภาคของมวลดินต่อทิศทางของหน่วยแรงหลักดังกล่าวจะทำให้กำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรนของดินแตกต่างกันไปได้ (ดังรูปที่ 1.1 และ 1.2)

2. แอนไอโซทรอปี่เหนี่ยวนำโดยหน่วยแรง (stress induced anisotropy) ผลของระบบของหน่วยแรงสามารถทำให้เกิดพฤติกรรมของแอนไอโซทรอปี่ได้ เนื่องจากการเปลี่ยนแปลงในทิศทางของหน่วยแรงหลัก ณ จุดพิบัติ (Major Principal Stress at Failure,  $\sigma_{1f}$ ) จากทิศทางเดิมที่อยู่ในธรรมชาติก่อนมีน้ำหนักมากกระทำ เมื่อดินชนิดนั้นมีค่าสัมประสิทธิ์ของแรงดันของดิน ณ สภาวะสัมดุลย์ (Coefficient of Earth Pressure at Rest,  $K_0$ ) ไม่เท่ากับหนึ่ง

การวัดค่าแอนไอโซทรอปี่ประจำตัว (Tests for Evaluating Anisotropy) เป็นสิ่งที่ยาก แต่ผลลัพธ์ก็สามารถแสดงผลจากการทดลองดังต่อไปนี้

1. การวัดค่าแอนไอโซทรอปี่ในสนาม (in situ tests) Aas, b (1965) เป็นผู้ริเริ่มใช้เครื่องมือ Field Vane เพื่อวัดกำลังรับแรงเฉือนทางแนวตั้งและแนวนอน โดยจัดลักษณะใบ Vane ให้แตกต่างออกไปจากที่มีอยู่เดิม และสรุปผลการทดลองของ Normally Consolidated Norwegian quick marine clays ได้ว่า

$$\frac{\text{ค่ากำลังรับแรงเฉือนทางแนวนอน } (S_u = 90^\circ)}{\text{ค่ากำลังรับแรงเฉือนทางแนวตั้ง } (S_u = 0^\circ)} = 1.5 \text{ ถึง } 2$$

Ladd (1971) ได้เสนอความเห็นว่าการใช้ Field Vane ในสนาม ระบบหน่วยแรง (stress system during shear) จะไม่เหมือนกับลักษณะที่เกิดการพิบัติของมวลดินในสนามจริง ควรทำ Strength Index Test เพื่อหาความสัมพันธ์ระหว่างค่ากำลังรับแรงเฉือนที่ได้จาก Field Vane กับค่ากำลังรับแรงเฉือนที่เกิดการพิบัติจริง เพื่อเป็น

Calibration Factor เพราะค่ากำลังรับแรงเฉือนจาก Field Vane จะมากกว่าค่าที่เป็นอยู่จริง โดยเฉพาะดินเหนียวอ่อนมาก (high plastic clays)

ต่อมาทาง NGI (Norwegian Geotechnical Institute) ได้พัฒนาเครื่องมือเพื่อใช้ในการวัดค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรนให้ดีขึ้น คือ สามารถวัดค่ากำลังรับแรงเฉือนโดยแกนของตัวอย่างเอียงเป็นมุม  $(\beta)$   $45^\circ$  ด้วย ดังแสดงในตารางที่ 2.1 จะพบว่าระบบหน่วยแรง (Stress system) และวิธีการทดลองต่าง ๆ มีผลต่อกำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรนที่มีค่า  $\beta = 0$  องศาถึง  $90$  องศา










2. การวัดค่าแอนไอโซทรอปี้ในห้องทดลอง (Laboratory Tests) แบ่งออกเป็น การทดลองหลักได้ 2 อย่าง คือ

2.1 การทดลอง UU เป็นการทดลองที่ง่ายและสะดวกที่สุดโดยนำตัวอย่างที่ถูกรบกวนน้อยที่สุด (Undisturbed Sample) เก็บโดยแบบกล่อง นำมาตัดตัวอย่างออกให้เป็นมุมเอียงต่าง ๆ กัน แล้วทดลอง UU Hanson และ Gibson (1949) ได้แสดงผลการทดลอง UU ของตัวอย่างที่เอียงทำมุมกับแนวตั้ง  $(\beta)$  มีค่าตั้งแต่  $0$  องศาถึง  $90$  องศาว่าการตัดตัวของหน่วยแรงหลัก ณ จุดพิบัติ  $(\sigma_{1f})$  แปรผันตามค่ามุม  $\beta$  ซึ่งเป็นสาเหตุให้ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรนแปรผันตามค่ามุม

Ladd (1971) ได้วิจารณ์ผลการทดลอง UU มีข้อเสีย ดังต่อไปนี้  $(S_u, \beta=90^\circ)$

1. การทดลองหาค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรนทางแนวอนระนาบของการพิบัติ (Failure Plane) จะไม่ถูกต้องเหมือนในสนาม
  2. ผลของการถูกรบกวน (Disturbance) ต่อตัวอย่างจะมีผลกระทบมากต่อค่าแอนไอโซทรอปี้ โดยเฉพาะตัวอย่างที่มีค่าความไว (Sensitivity) สูง และตัวอย่างที่ถูกคลุกเคล้าจะไม่แสดงผลของแอนไอโซทรอปี้
  3. การทดลอง UU ไม่เป็นสภาวะจริง (in situ condition) ในสนาม
- 2.2 การทดลอง CU เป็นการทดลองที่ใกล้เคียงสภาวะจริงในสนามมากที่สุด โดยการอัดตัวคายน้ำใหม่ (Reconsolidated) แบ่งออกเป็น

1. การทดลอง Triaxial แบบมาตรฐาน (Standard Triaxial Cell) เช่น การทดลองแบบกด (Compression Test) มีค่า  $\beta = 0$  องศา และการทดลองแบบดึง (Extension Test) มีค่า  $\beta = 90$  องศา

Test type			Average value of $s_u/p$
Vane tests in situ	Vertical		0.12
	45°		0.14
	Horizontal		0.18
Large in-situ shear box	Horizontal		0.24
	45° - down		0.30
	45° - up		0.08
Triaxial tests	Compression		0.29
	Extension		0.13
Simple direct-shear tests			0.18

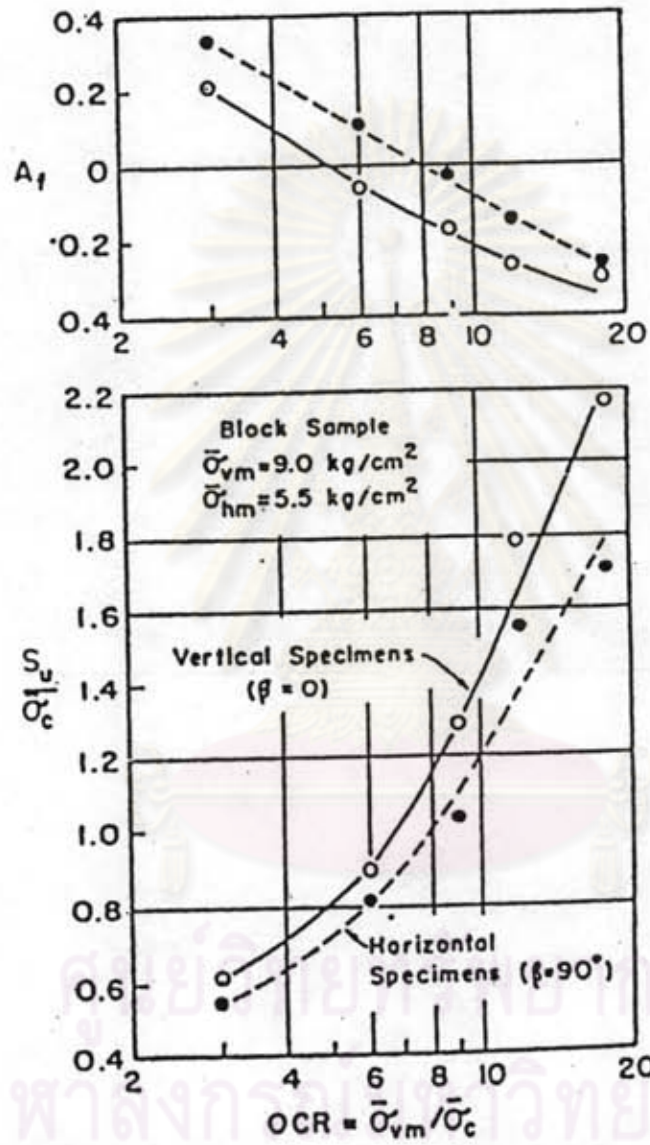
ตารางที่ 2.1 แสดงค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรนของ Manglerud Quick Clay จากการทดลองต่างชนิดกัน (Bjerrum, 1973)



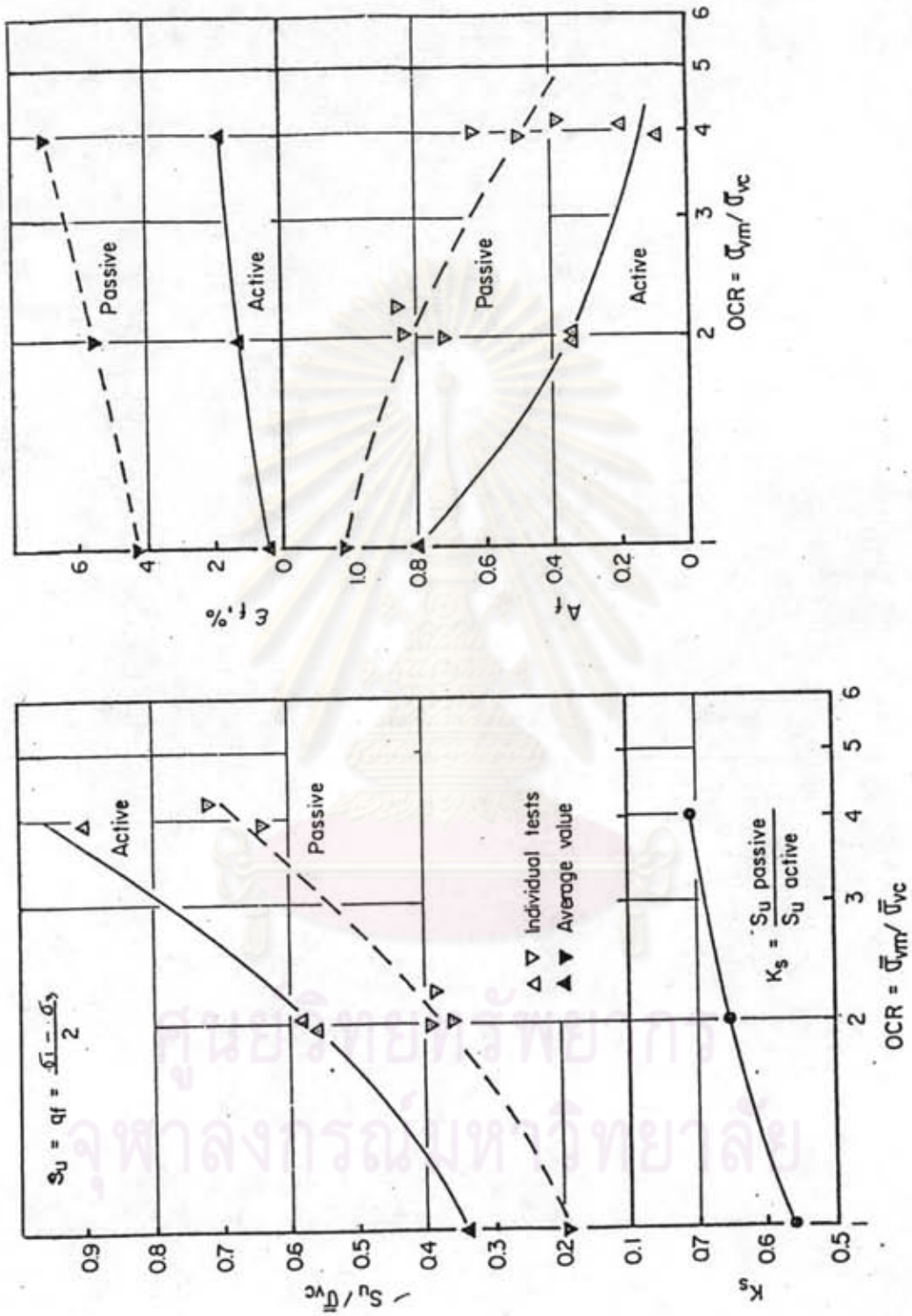
2. การทดลอง Plane Strain เช่น Active Plane Strain มีค่า  $\beta = 0^\circ$  และ Passive Plane Strain มีค่า  $\beta = 90^\circ$
3. การทดลอง Direct Simple Shear เครื่องมือชนิดนี้สามารถทำให้ค่ามุม  $\beta = 45 \pm 15^\circ$

Duncan และ Seed (1966a) ได้แสดงค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบฮันเดรอนโดยวิธี CIUC ของตัวอย่างดินในแต่ละแนวมีค่าไม่เท่ากัน โดยตัดตัวอย่างดินออกเป็นแนวตั้ง และแนวนอนจะได้เอนVELOPE ของหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress Envelope) เป็นเส้นเดียวกัน แต่ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบฮันเดรอนทางแนวตั้งจะมากกว่าทางแนวนอนอันเนื่องจาก Skempton's Pore Pressure Parameter,  $A_f$  ทางแนวนอนมากกว่าทางแนวตั้งดังแสดงในรูปที่ 2.1 โดยที่เส้นเอนVELOPE ของหน่วยแรงประสิทธิผลของตัวอย่างดินในแนวตั้ง และในแนวนอนเป็นเส้นเดียวกัน นอกจากนี้เขายังได้ทดลองเปรียบเทียบกับดินทางแนวเอียง และผลลัพธ์ได้แสดงออกมาว่า ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบฮันเดรอนทางแนวตั้งมากที่สุด โดยสรุปเหตุผลที่เป็นเช่นนี้ เนื่องจากการตัดตัวของอนุภาคมวลดินในทิศทางต่าง ๆ กันไม่เท่ากัน

Ladd (1971) ได้อธิบายถึงระบบหน่วยแรง (Stress System) ที่มีต่อการเปลี่ยนแปลงของระนาบหลัก (Principal plane) โดยเปลี่ยนแปลงทิศทางของหน่วยแรงหลัก ณ จุดกัมปติ ( $\sigma_{1f}$ ) Ladd คิดว่าโครงสร้างของดิน (Soil Structure) ต้องเปลี่ยนแปลงเพื่อต้านทานหน่วยแรงหลักที่มากกระทำในทิศทางใหม่ให้เกิดขึ้น การเปลี่ยนแปลงโครงสร้างของดินนี้จะทำให้เกิดความเครียดมากกว่าปกติที่จะทำให้เกิดการกัมปติของมวลดิน (Soil Failure) และจะทำให้เกิดความตึงในโพรงมากกว่าปกติด้วย ฉะนั้นดินเหนียวจะมีค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบฮันเดรอนน้อยกว่าเดิม (เนื่องจากปลดค่าหน่วยแรงประสิทธิผล) และมีความเครียดมากที่สุดกัมปติดังแสดงในรูปที่ 2.2 จะพบว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบฮันเดรอนลดลงเมื่อเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงหลัก ณ จุดกัมปติ ( $\sigma_{1f}$ ) ค่าสัดส่วนแอนไอโซทรอปี้ (Anisotropy Ratio) มีค่าเพิ่มขึ้นเมื่อเพิ่ม OCR และค่า  $A_f$  กับความเครียดที่จุดกัมปติ ( $\epsilon_f$ ) เพิ่มขึ้นเพื่อ  $\beta$  เพิ่มขึ้น และจากตารางที่ 2.2 จะพบว่าแอนไอโซทรอปี้ เนื่องจากการเปลี่ยนทิศทางของหน่วยแรงหลักจะมีค่าเพิ่มขึ้นเมื่อเพิ่มค่าความไว (sensitivity) และลดค่า Plasticity Index ของดินเหนียว



รูปที่ 2.1 ผลของการทดสอบแบบ CIUC Test กับตัวอย่างดินโนแนวตั้ง และแนวนอนของ overconsolidated kaolinite (Duncan และ Seed, 1966a)



รูปที่ 2.2 การเปรียบเทียบผลของการทดลอง CK U Plane Strain Active กับ Passive ของ Boston Blue Clay

(Ladd, 1971)

Name of Clay	P.I. %	$S_t$	OCR	$\frac{s_u(V)}{\bar{\sigma}_{vc}}$	$K_s = \frac{s_u(H)}{s_u(V)}$	Type of Test	Reference
Undisturbed San Francisco Bay Mud	45	8	1	0.37	0.76	$\bar{CK}_U$ Plane Strain	Duncan and Seed (1966)
Resacdlimented Boston Blue Clay	20	-	4	0.95	0.70	$\bar{CK}_U$ Plane Strain	Ladd, Bovee Edgers and Rixner (1971)
			1	0.34	0.56		
Undisturbed * Portsmouth, N.H. Sensitive Clay	15	10-15 from FV-	1	0.35	0.44	$\bar{CK}_U$ Plane Strain	M.I.T. for Halay & Aldrich
Undisturbed Manglerud Quick Clay, Norway	8	100±	1	0.31	0.39	Geonor In Situ Direct Shear	Di Biagio (1967)

ตารางที่ 2.2 ผดของการ เปลี่ยนแปลงหน่วยแรงหลักของแอน ไอโซทรอปียองกำลังรับแรงเฉือนแบบอื่น เทรน (Ladd, 1971)



Bjerrum (1973) ได้รวบรวมผลงานทางด้านแอนไอโซทรอปปี ดังแสดงใน ตารางที่ 2.3 ของตัวอย่างดินที่สภาวะ Normally Consolidated ที่มีค่า Plasticity Index ต่างกัน และวิธีการทดลองต่างกัน ค่าที่แสดงออกมาเป็นค่า Normalized ของกำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรนต่อหน่วยแรงทับถมประสิทธิผล ( $S_u/\bar{\sigma}_{vo}$ ) จากการทดลองในห้องทดลองและในสนาม จะพบว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรนที่ได้จากการทดสอบแบบกด (Triaxial Compression) จะมากกว่าค่าที่ได้จากการทดสอบแบบดึง (Triaxial Extension) ประมาณ 30% และค่า Plasticity Index มีผลต่อค่าแอนไอโซทรอปปีมาก คือ ค่า Plasticity Index ยิ่งลดลงค่าแอนไอโซทรอปปียิ่งมากขึ้น

Ladd (1977) ได้สรุปให้เห็นถึงผลแตกต่างของค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรน เนื่องจากการเปลี่ยนแปลงทิศทางของหน่วยแรงหลัก ณ จุดพิบัติ โดยทำการอัดตัวคายน้ำใหม่ (Reconsolidated) ตัวอย่างดินในสภาวะ Normally Consolidated ไปที่หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้ง (Effective Vertical Stress,  $\bar{\sigma}_{vc}$ ) มากกว่าค่าหน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดที่มวลดินเคยได้รับตามธรรมชาติ (Maximum Past Pressure,  $\bar{\sigma}_{vm}$ ) ภายใต้สภาวะ  $K_0$  condition และพบว่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรนของตัวอย่างดินโดยมีทิศทางของหน่วยแรงหลัก ณ จุดพิบัติ ( $\sigma_{lf}$ ) แตกต่างกันไปตามสภาวะที่จะเกิดขึ้นจริง ๆ ในสนาม ดังแสดงในรูปที่ 2.3

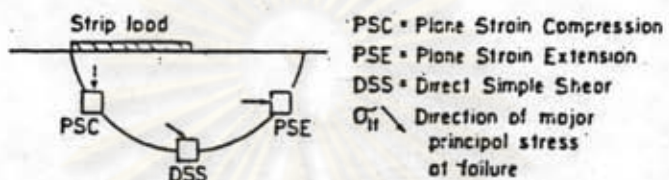
นอกจากนี้ ข้อมูลที่ได้จาก Ladd (1977) ดังรูปที่ 2.3 สามารถยืนยันข้อมูลที่ได้จาก Bjerrum (1973) และ Ladd (1971) ว่าค่า Plasticity Index ยิ่งสูงค่าแอนไอโซทรอปปียิ่งต่ำลง

ตะกอนดินเหนียวที่ทับถมกันส่วนมากจะเป็นการอัดตัวคายน้ำ แบบหนึ่งทิศทาง (One-dimensional Consolidation) ซึ่งจะเป็นการอัดตัวแบบแอนไอโซทรอปปีที่มีค่าสัมประสิทธิ์ของแรงดันของดิน ณ สภาวะสมดุล ( $K_0$ ) น้อยกว่าหนึ่ง และมีค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรนแปรผันไปตามระนาบที่เกิดการพิบัติ (Failure Plane) ขึ้นอยู่กับทิศทางของหน่วยแรงหลัก ณ จุดพิบัติ ( $\sigma_{lf}$ ) จากสาเหตุทั้งสองนี้ ควรนำมาพิจารณาเพื่อศึกษาพฤติกรรมของค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรน

เรื่องเศษ (2525) ได้ทดสอบแอนไอโซทรอปปีของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ที่ระดับความลึก 4.50-5.00 เมตร และ 7.00-7.50 เมตร และแสดงผลว่าดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ

Type of soil	Index properties %				Triaxial tests $\tau/p_0$		Simple shear test $\tau_{11}/p_0$		Vane tests $\tau_u/p_0$	
	w	w <sub>L</sub>	w <sub>p</sub>	I <sub>p</sub>	Compres.	Extension			Observed	Corrected for rate
Bangkok clay	140	150	65	85	0.70	0.40		0.41	0.59	0.47
Matagami clay	90	85	38	47	0.61	0.45		0.39	0.46	0.40
Drammen plastic clay	52	61	32	29	0.40	0.15		0.30	0.36	0.30
Waterland clay	35	42	26	16	0.32	0.09		0.26	0.22	0.20
Studenterlund	31	43	25	18	0.31	0.10		0.19	0.18	0.16
Drammen lean clay	30	33	22	11	0.34	0.09		0.22	0.24	0.21

ตารางที่ 2.3 การเปรียบเทียบผลการทดลองที่ได้จาก Triaxial Compression, Triaxial Extension, Direct Simple Shear และ in-situ vane tests ของดินเหนียวอ่อน (Bjerrum, 1973)



(a) STRESS SYSTEMS ALONG A FAILURE SURFACE

SOIL	LL% PI%	$C_u/\sigma_{vc}'$			REFERENCE
		PSC $C_u = \tau_{ff}^m$	DSS $C_u = \tau_h^m$	PSE $C_u = \tau_{ff}^m$	
Portsmouth Sensitive Clay	35 15	0.295	0.20	0.13	Ladd & Edgers (1972)
Honey Sensitive Clay	44 18	0.27	—	0.175	Vaid & Campanella (1974)
Boston Blue Clay	41 21	0.30	0.20	0.145	Ladd & Edgers (1972)
AGS CH Clay	71 40	0.295	0.25	0.18	MIT & Univ. of British Col
San Francisco Bay Mud	8E 45	0.295	0.25	0.23	Duncan & Dunlop (1969)
Conn. Valley Varved Clay	clay 65, 39 silt 35, 12	0.255	0.165	0.23	Ladd & Edgers (1972)

$$\text{a) } \tau_{ff} = 0.5(\sigma_1 - \sigma_3)_1 \cos \phi' \quad \text{b) } \tau_h = (\tau_h)_{max}$$

(b) ANISOTROPIC STRENGTH DATA FOR NORMALLY CONSOLIDATED CLAYS

รูปที่ 2.3 ผลของแอนไอโซทรอปี เนื่องจากระบบของหน่วยแรงที่กระทำ (stress system induced anisotropy) จากการทดสอบ  $\overline{CK}_U$  plane strain shear test

มีคุณสมบัติทางค้ำานแอนไอโซทรอปี้ คือ ค่ากำลังรับแรงเฉือนทางแนวตั้งจะมีค่ามากที่สุด และมีค่าลดลงเมื่อเพิ่มมุม  $\beta$  มากขึ้น นั่นคือ ค่ากำลังรับแรงเฉือนทางนอนจะมีค่าน้อยที่สุด ดังแสดงในรูปที่ 2.4-2.7 ค่า  $A_F$  จะมีค่าเพิ่มขึ้นเมื่อมุม  $\beta$  เพิ่มขึ้น สำหรับตัวอย่างที่ถูกคลุกเคล้า (Remold) จะไม่แสดงคุณสมบัติทางค้ำานแอนไอโซทรอปี้ และตัวอย่างที่ถูกการอัดตัวคายน้ำมากกว่าค่าหน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดที่มวลดินเคยได้รับตามธรรมชาติ ( $\bar{\sigma}_{vm}$ ) ด้วยวิธีการทดลอง CIUC จะแสดงคุณสมบัติทางค้ำานแอนไอโซทรอปีน้อยกว่าการทดลอง CAUC และ CAUE

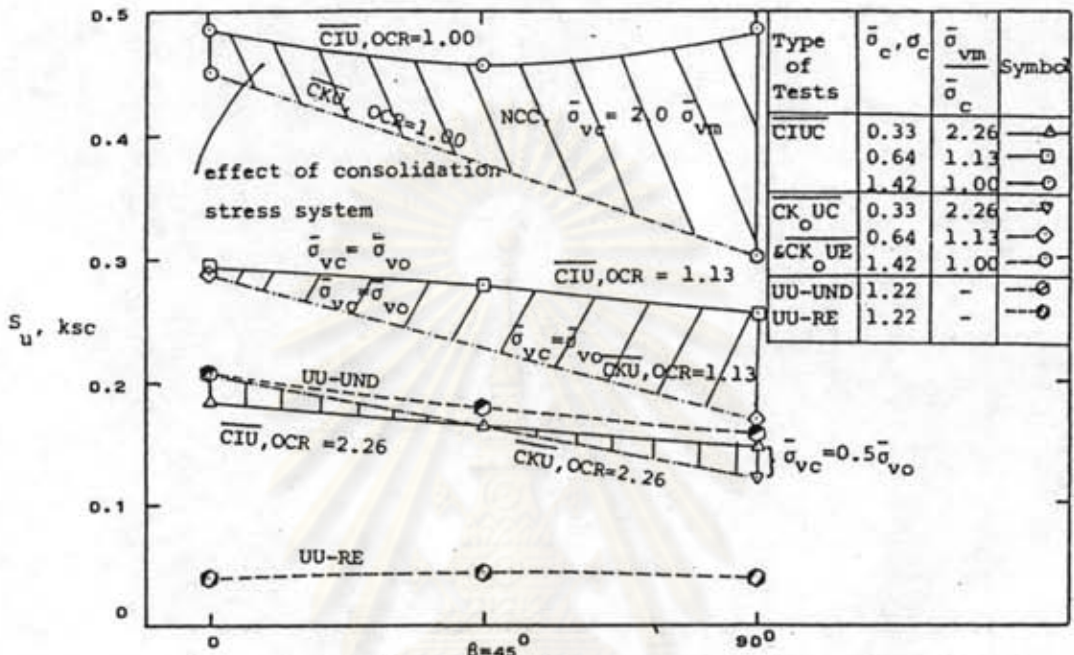
2.1.2 สัมประสิทธิ์ของแรงดันของดิน ณ สภาวะสมดุล (Coefficient of Earth Pressure at Rest,  $K_o$ )

สัมประสิทธิ์ของแรงดันของดิน ณ สภาวะสมดุล ที่ไม่มีการเคลื่อนตัวของมวลดินในแนวค้ำานข้าง (no lateral strain) ได้ถูกอธิบายว่าเป็นอัตราส่วนของหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวนอนตามธรรมชาติ (in situ effective horizontal stress,  $\bar{\sigma}_{ho}$ ) ต่อหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้งตามธรรมชาติ (in situ effective vertical stress,  $\bar{\sigma}_{vo}$ )

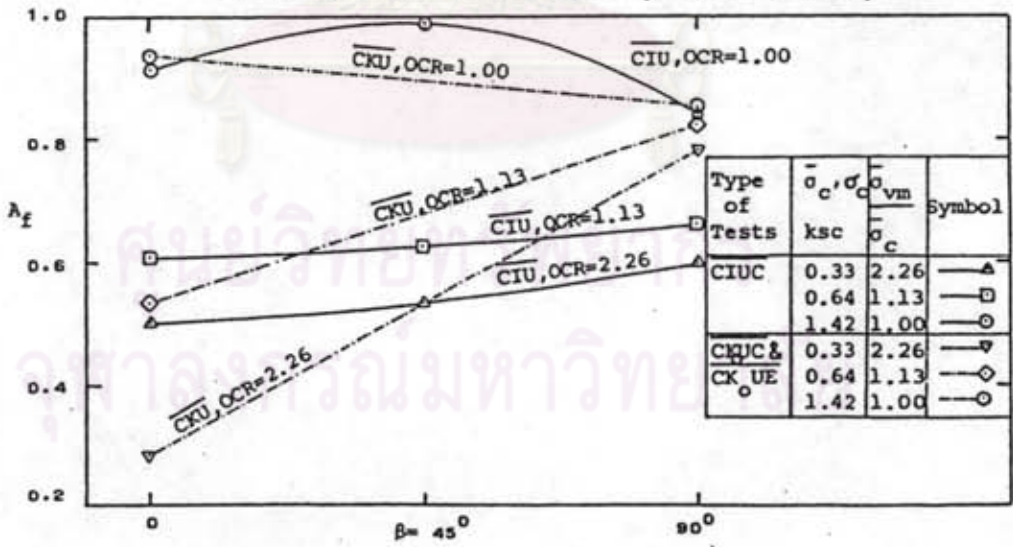
$$K_o = \frac{\bar{\sigma}_{ho}}{\bar{\sigma}_{vo}} \dots\dots\dots(2.1)$$

ค่า  $K_o$  เป็นค่าที่มีปัญหาทางวิศวกรรมที่ควรจะตระหนักว่าจะหามาได้อย่างไร ให้ถูกต้องหรือใกล้เคียงตามธรรมชาติมากที่สุด Lambe และ Whitman (1969) ใช้การอัดตัวคายน้ำแบบเท่ากันทุกทิศทาง (Isotropic Consolidated) จะให้ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันเตรนสูงเกินกว่าสภาพเป็นจริง และในการอัดตัวคายน้ำแบบไม่มีการเคลื่อนตัวทางค้ำานข้าง (Oedometer Consolidation) จะให้ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันเตรนต่ำกว่าสภาพเป็นจริง

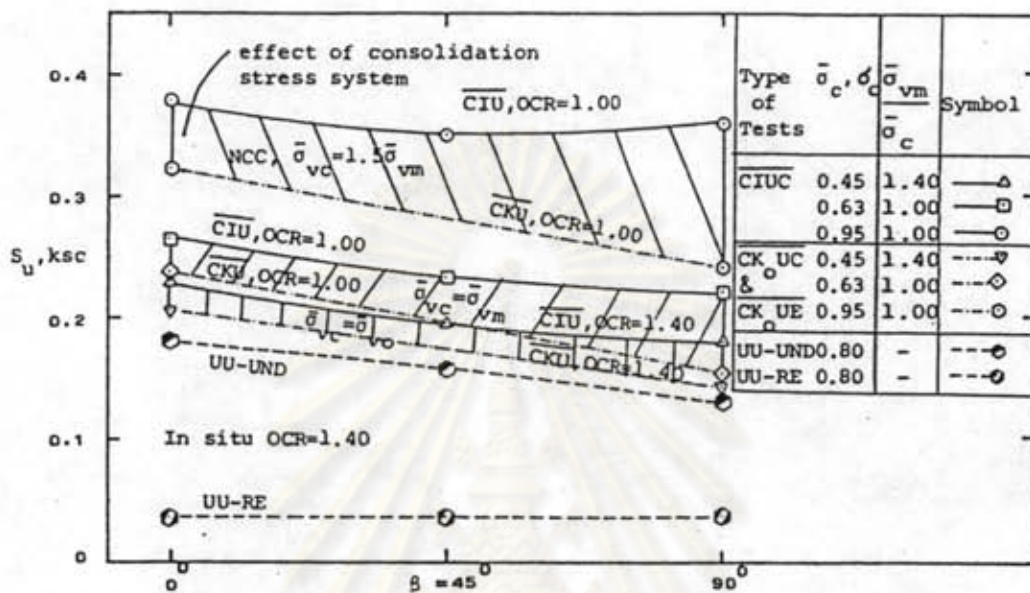
Som (1970) ได้ศึกษาผลกระทบของทางเดินของหน่วยแรง (Stress Path) กับหน่วยแรงทางค้ำานข้าง ภายใต้สภาวะที่ไม่มีการเคลื่อนตัวทางค้ำานข้าง (Zero lateral strain)  $K_o$  condition ของตัวอย่างดินจากลอนดอน (London Clay) ในห้องทดลอง เพื่อหาค่า  $K_o$  เขาสรุปว่าค่า  $K_o$  ขึ้นอยู่กับ stress history เป็นสำคัญ



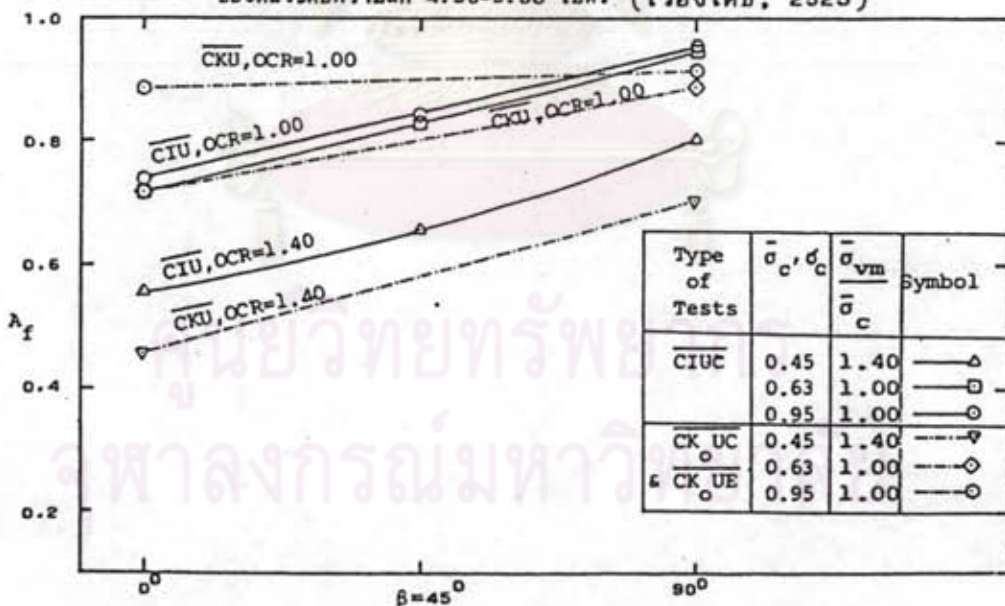
รูปที่ 2.4 ความสัมพันธ์ของ  $S_u$  กับ  $\beta^\circ$  จากการทดสอบ UU, CIUC, CK UC & CK UE ของดินระดับความลึก 7.00-7.50 เมตร (เวียงเคช, 2525)



รูปที่ 2.5 ความสัมพันธ์ของ  $\lambda_f$  กับ  $\beta^\circ$  .จากการทดสอบ CIUC, CK UC & CK UE ของดินระดับความลึก 7.00-7.50 เมตร (เวียงเคช, 2525)



รูปที่ 2.6. ความสัมพันธ์ของ  $S_u$  กับ  $\beta$  จากการทดสอบ UU, CIUC, CK UC & CK UE ของดินระดับความลึก 4.50-5.00 เมตร (เรื่องเคช, 2525)



รูปที่ 2.7. ความสัมพันธ์ของ  $\lambda_f$  กับ  $\beta$  จากการทดสอบ CIUC, CK UC & CK UE ของดินระดับความลึก 4.50-5.00 เมตร (เรื่องเคช, 2525)

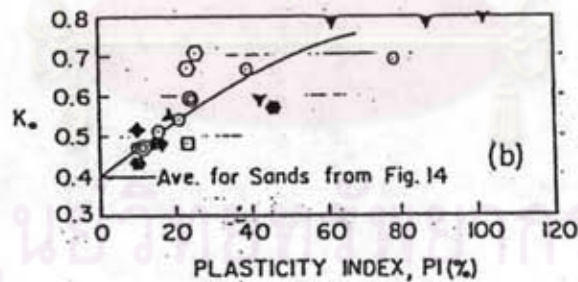
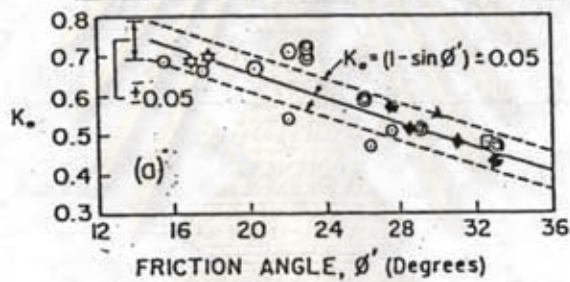
Poulos และ Davis (1972) ใช้วิธีเรียกว่า Preconsolidation Pressure Simulating method (PPSM) เพื่อใช้หาค่า  $K_0$  ในห้องทดลอง โดยการอัดตัวคายน้ำใหม่ไปที่หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้งตามธรรมชาติและให้หน่วยแรงประสิทธิผลทางแนวนอน  $= 0.35-0.40 \bar{\sigma}_{vc}$  ให้หน่วยแรงประสิทธิผลทางแนวนอน ขณะที่หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้งคงที่ อ่านปริมาตรที่เปลี่ยนแปลง (Volume Change) จากการอัดตัวคายน้ำ และหาความสัมพันธ์ระหว่าง ปริมาณความชื้นในมวลดิน (พ%) กับหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวนอน จะได้จุดเปลี่ยนแปลงของความลาด เขาสรุปว่า จุดนั้นเป็นค่าหน่วยแรงประสิทธิผลทางแนวนอนตามธรรมชาติ วิธีนี้มีข้อดี คือ ผลกระทบเนื่องจากการรบกวนน้อยมาก (Disturbance)

Andrawes และ El-Sohby (1973) หาค่า  $K_0$  โดยวิธีการอัดตัวคายน้ำไปในทิศทางต่างกันไม่เท่ากัน (Anisotropic Consolidated) ที่อัตราส่วนของหน่วยแรงคงที่ (Constant Stress Ratio) ค่า  $K = \bar{\sigma}_h / \bar{\sigma}_v$  โดยเปลี่ยนระดับหน่วยแรงและหาความสัมพันธ์ระหว่าง Volumetric Strain กับความเครียดตามแนวแกน ค่า  $K_0$  ที่ได้จากวิธีการเฉลี่ย (Interpolation Method)

Chang et al (1977) ได้เสนอวิธีใหม่ เรียกว่า Allowable Deviator Stress Testing Method (ADSTM) โดยใช้แนวความคิดว่าดินในสภาวะธรรมชาติไม่มีการเคลื่อนตัวทางด้านข้างโดย การอัดตัวคายน้ำแบบเท่ากันทุกทิศทาง ที่  $0.4-0.5 \bar{\sigma}_{vc}$  ให้หน่วยแรงทางด้านข้างคงที่ ขณะที่เพิ่มหน่วยแรงทางแนวตั้งเป็นขั้น ๆ โดยที่อัตราส่วนของหน่วยแรง  $K$  จะลดลงจาก 1.0 วัดปริมาตรที่เปลี่ยนแปลง (Volume Change) และเปรียบเทียบกับผลคูณของพื้นที่หน้าตัดของตัวอย่างหลังจากที่ถูกอัดตัวคายน้ำครั้งแรกกับความสูงที่เปลี่ยนแปลง ถ้าเท่ากันก็ได้ค่า  $K_0$  ตามธรรมชาติ และสรุปค่า  $K_0$  สำหรับ NCC ของดินเหนียวกรุงเทพฯ โดยทั่วไปมีค่าประมาณ  $0.60 \pm 0.02$

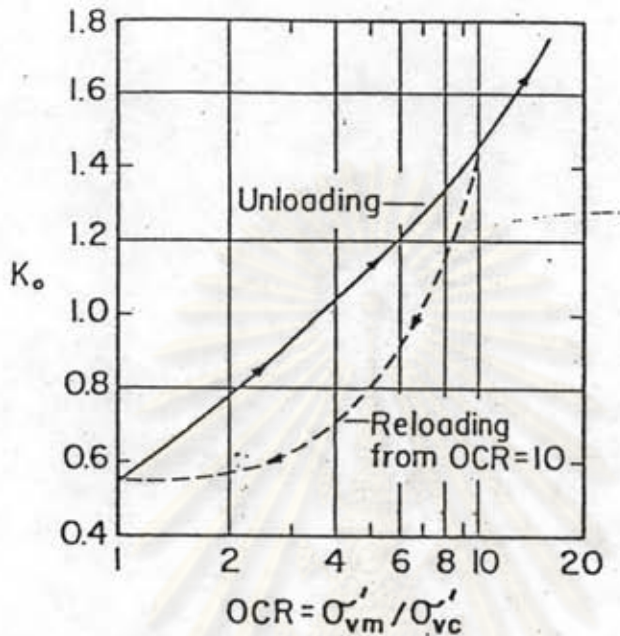
Ladd et al (1977) ได้รวบรวมผลของการทดลองของ Brooker & Ireland (1965), R. Ladd (1965), Bishop (1958), Simons (1958), Campanella & Vaid (1972), Wroth (1972), Geot. Eng. Inc. (1976), Abdelhamid & Krizek (1976) นำมาหาความสัมพันธ์ระหว่าง มุมเสียดทานภายในประสิทธิผล ( $\bar{\phi}$ ), OCR, และค่า Plasticity Index ตั้งแสดงในรูปที่ 2.8 ถึง 2.10

Re-molded	Un-disturbed	REFERENCE
○		Brooker & Ireland (1965)
□	■	R. Ladd (1965)
○	●	Bishop (1958)
	◆	Simons (1958)
	▲	Campanella & Vaid (1972)
⊙		Compiled by Wrath (1972)
	▼	Geot. Eng. Inc. (1976)
☆		Abdelhamid & Krizek (1976)

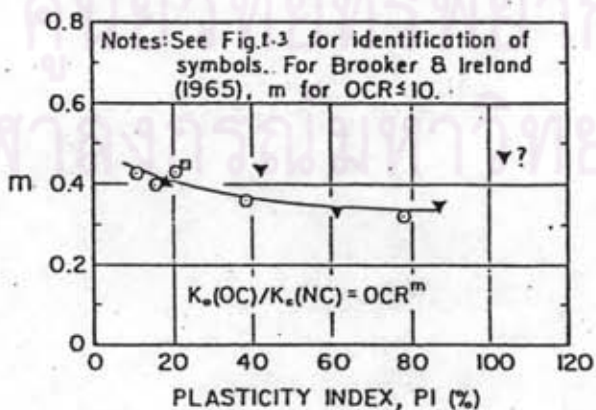


รูปที่ 2.8 ความสัมพันธ์ของ  $K_0$  ของ Normally Consolidated Clays กับมุมเสียดทานภายในประสิทธิผล,  $\bar{\phi}$  (a) และ Plasticity Index (b)





รูปที่ 2.9 ความสัมพันธ์ของ  $K_0$  กับ OCR ของ Haney Sensitive Clay ระหว่างการ unloading และ reloading (Campanella และ Vaid, 1972)



รูปที่ 2.10 ความสัมพันธ์ของสัมประสิทธิ์  $m$  ซึ่งเป็นฟังก์ชันของค่า  $K_0$  และ OCR กับ Plasticity Index (Ladd, 1977)

Supachai (1982) ได้ทดสอบหาค่า  $K_o$  ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ โดยวิธีการต่าง ๆ ของ Som (1970), Poulos และ Davis (1972), Andrawes และ El-Sohby (1973) ได้ค่าตั้งตารางที่ 2.4 เขาแนะนำหาค่า  $K_o$  สำหรับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ โดยวิธี PPSM ได้ค่า 0.66-0.68, วิธี Constant Stress Ratio ค่า  $K_o = 0.57 - 0.67$ , และวิธี zero lateral strain ให้ค่า  $K_o = 0.59 - 0.61$

นอกจากนี้ยังมีสูตร empirical สำหรับการคำนวณหาค่า  $K_o$  ดังนี้  
ในปี 1960 Jaky ได้ให้ค่าความสัมพันธ์ของค่า  $K_o$  สำหรับ Normally Consolidated Sand

$$K_o = 1 - \sin \bar{\phi} \quad (2.2)$$

เมื่อ  $\bar{\phi}$  = มุมเสียดทานภายในประสิทธิผล (angle of internal friction)

Brooker และ Ireland (1965) ได้ทดลองหาค่า  $K_o$  สำหรับ Normally Consolidated Clay

$$K_o = 0.95 - \sin \bar{\phi}$$

ในปี 1966 Schmidt ได้เสนอสมการของผลกระทบของประวัติหน่วยแรง (Stress history) ที่มีอิทธิพลต่อค่าสัมประสิทธิ์ของแรงดันของดิน ณ สภาวะสมดุล สำหรับการทดลอง Unloading ไว้ดังนี้

$$K_o(OC) / K_o(NC) = OCR^m \quad (2.3)$$

เมื่อ  $K(OC)$  = สัมประสิทธิ์ของแรงดันของดิน ณ สภาวะสมดุลของ Over Consolidated Clay

$K_o(NC)$  = สัมประสิทธิ์ของแรงดันของดิน ณ สภาวะสมดุลของ Normally Consolidated Clay

OCR = Overconsolidation Ratio

m = ค่าสัมประสิทธิ์ที่ขึ้นอยู่กับค่า Plasticity Index

AlPan (1967) ได้หาความสัมพันธ์ของ  $K_o$  กับ Index properties ของ Normally Consolidated Clay ได้ความสัมพันธ์

K <sub>0</sub> Measurements on Bangkok Clay						
Depth (m)	Laboratory Test				Hydraulic Fracturing Test	
	Consolidation under Constant Stress Ratio		PPSM	Consolidation under Zero Lateral Strain	Falling Head Test	Constant Head Test
	Interpolation Method	Strain path Method				
1.4-1.6 1.7-1.8 2.0	0.70	0.58	0.63		0.58 0.64 0.63	
2.7-2.9 2.9-3.0 3.4-3.5	0.67	0.66	0.63	0.50-0.68 (0.61)		
3.5-3.6 3.6-3.9 4.7-4.8 5.0	0.58	0.57	0.62 0.60		0.49 0.47	0.69
5.4-6.0 5.7-5.8 6.4-6.5	0.59	0.58	0.67	0.50-0.75 (0.59)		
6.5-6.6 6.9-7.0 7.0			0.62 0.62		0.67 0.59 0.50	
7.3-7.4 7.4-7.5			0.62	0.55-0.75 (0.60)		
7.6-7.7				0.54-0.77 (0.61)		
8.7					0.34 0.42	
8.6-9.0				0.59-0.72 (0.68) 0.58-0.71 (0.69) 0.49-0.75 (0.61) 0.50-0.76 (0.60)		
9.7-10.0				0.51-0.73 (0.58) 0.54-0.65 (0.57) 0.51-0.75 (0.58)		
10.0 10.7-11.0				0.45-0.70 (0.57) 0.44-0.65 (0.55) 0.46-0.70 (0.56)		0.54
11.0 11.8 13.7						0.53 0.36 0.52

-Based on Hydrostatic Pressure

-( ) K<sub>0</sub> values at In-situ effective vertical stress

ตารางที่ 2.4 แสดงค่าสัมประสิทธิ์ของแรงดันด้านข้างของดิน ณ สภาวะสมดุล (K<sub>0</sub>) กับความลึกของดินรังสิต (Supachai, 1982)

$$K_o = 0.19 + 0.233 \log PI \quad \dots\dots\dots (2.4)$$

เมื่อ PI มีหน่วยเป็น %

Sherif et al (1981) ได้หาความสัมพันธ์ของ  $K_o$  กับฟังก์ชันของขีดเหลว (Liquid Limit) ได้

$$K_o = \alpha + \lambda(OCR - 1.0) \quad \dots\dots\dots (2.5)$$

เมื่อ  $\alpha$  และ  $\lambda$  สามารถหาได้จากการทราบค่าขีดเหลว ในรูปที่ 2.11

Supachai (1982) ได้ใช้สูตร empirical เพื่อหาค่า  $K_o$  ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ที่ความลึกต่าง ๆ ออกจากตารางที่ 2.5

## 2.2 งานในอดีตเกี่ยวกับอันเดรนครีพ (Undrained Creep)

### 2.2.1 ทัวไป

อันเดรนครีพ (Undrained Creep) เป็นการบวมตัวต่อเนื่องกับเวลา (Continuous Time-dependent Deformation) เกิดขึ้นเมื่อดินรับหน่วยแรงเฉือนค่าคงที่ (Constant Shear Stress) ในสภาพไม่ระบายน้ำ (Undrained) ของดินที่อิ่มตัวด้วยน้ำ และไม่มีการเปลี่ยนแปลงในปริมาตรของดิน (Constant Volume)

Shear Stress-Strain-Time Model สำหรับดินรวมทั้งค่าพารามิเตอร์ (Parameter) ต่าง ๆ เป็นเพียงค่าประมาณที่ได้จากการศึกษาพฤติกรรมของดิน ซึ่งแบบจำลอง (Model) อย่างง่าย ๆ สามารถอธิบายพฤติกรรมตลอดจนวิเคราะห์ปัญหาต่าง ๆ ทางด้านวิศวกรรมอย่างมีเหตุผล ค่าพารามิเตอร์ที่ถูกวิเคราะห์ออกมาอย่างมีเหตุผลของแบบจำลองอย่างง่าย ๆ ถูกใช้เพื่ออธิบายพฤติกรรมของ Shear Stress-Strain-Time ของดิน โดยการวิเคราะห์ค่าพารามิเตอร์สามารถแยกแยะตัวแปรสำคัญที่ใช้ในการทดลองและเลือกขึ้นมาเพื่อให้เหมาะสมกับวิธีการทดลอง

จุดประสงค์ของการศึกษาและวิเคราะห์พฤติกรรมของ Shear Stress-Strain-Time Model เพื่อ Creep Model ในการวิเคราะห์หาค่าเป็นต้องทราบคุณสมบัติเบื้องต้น (Physical Properties) ของดิน และวิธีการทดสอบเพื่อพยายามคัดแบบจำลองให้เหมือนในสนาม (in situ condition)

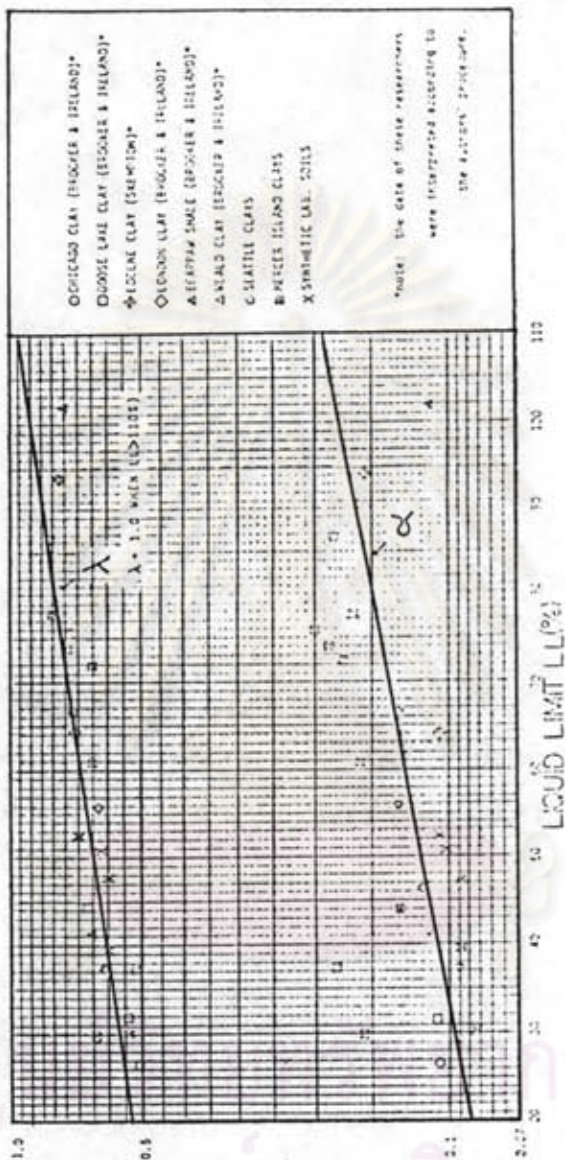
Depth m	Ip(%)	$\phi$	K <sub>0</sub> Predicted					K <sub>0</sub> Measured	
			ALPAN	BROOKER & IRELAND	FRASER	JAKY	KEZDI	Field	Laboratory
1.2	43.6	22.3	0.57	0.57	0.56	0.62	0.56	0.68-0.70*	
1.75	43.6	22.3	0.57	0.57	0.56	0.62	0.56	0.68**	
2.0	45.8	23.1	0.58	0.56	0.56	0.61	0.56	0.58-0.63	
4.0	48.1	22	0.58	0.58	0.56	0.63	0.57	0.57-0.58*	
7.0	50.7	22.4	0.59	0.57	0.56	0.62	0.56	0.50-0.67	
8.5	34.0	25.0	0.56	0.53	0.52	0.58	0.52	0.34-0.42	
9.0	39	20	0.56	0.61	0.59	0.66	0.61	0.60-0.69**	

\* Consolidation under Constant Stress Ratio

\*\* PPSM

+ Consolidation under Zero Lateral Strain

ตารางที่ 2.5 แสดงค่าสัมประสิทธิ์แรงดันข้างของดิน ณ สภาพธรรมชาติ (K<sub>0</sub>) จากสูตร Empirical ที่ความลึกต่าง ๆ ของดินร่วนซุย



รูปที่ 2.11 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง  $\lambda$  และ  $\alpha$  ซึ่งเป็นฟังก์ชันกับ Liquid Limit (Sherif, 1981)

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ผลกระทบที่มีต่อการศึกษา Creep Model คือ

1. คุณสมบัติและส่วนประกอบของดิน (physical properties and composition)
2. สภาวะที่ใช่ในการอัดตัวคายน้ำก่อน shear (pre-shear consolidation state)
3. สภาวะของการทดลอง (condition of loading)
4. วิธีการทดลอง (Method of loading)
5. สภาวะแวดล้อม (Environmental Condition)

จากการทดลองในอดีตได้มีผู้นำเอาคณิตศาสตร์มาใช้เพื่อเป็น Model แสดงถึงปรากฏการณ์ของครีพในดินเหนียว อาจแบ่งออกเป็น 2 แบบด้วยกัน คือ

แบบที่ 1 "Rheological Models" ใช้แทนคุณสมบัติ Stress-Strain-Time ของดินประกอบด้วย Linear Springs, Linear และ Non-Linear Dashpots และ Sliders (Geuze and Tan, 1953; Murayama and Shibata, 1961; Christensen and Wu, 1964; Abdelhady and Herrin, 1966)

แบบที่ 2 "Empirical Phenomenological" โดยใช้คณิตศาสตร์ต่างๆ อธิบายการยุบตัวของอันเตรนครีพ (Creep Deformation) โดยให้พารามิเตอร์ของดิน (Soil Parameter) น้อยที่สุด

Singh และ Mitchell (1968) ได้ใช้พารามิเตอร์ของดิน 3 ค่า ในสมการ "ความสัมพันธ์ หน่วยแรง - ความเครียด - เวลา ของดิน " (General Stress-Strain-Time Function for soils) ซึ่งแสดงความสัมพันธ์ของอัตราความเครียด (Axial Strain Rate,  $\dot{\epsilon}^0$ ); ระดับหน่วยแรงเฉือน (Shear Stress Level,  $\bar{D}$ ); และเวลา (Time, t)

จากผลการทดลองครีพโดยเครื่อง Triaxial (Triaxial Creep Test)

$$\dot{\epsilon}^0 = A \exp(\alpha \bar{D}) (t_1/t)^m \quad \dots \dots \dots (2.6)$$

พารามิเตอร์ของดินทั้ง 3 ค่า คือ A,  $\alpha$  และ m เป็นค่าที่เหมาะสมในการหาค่าอัตราความเครียด ( $\dot{\epsilon}^0$ ) สำหรับดินเหนียวโดยทั่วไปเมื่อ

$\epsilon^0$  = อัตราความเครียด %/หน่วยเวลา

A = ค่าที่ได้จากการต่อเส้นกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Logarithm ฐาน e ของอัตราความเครียด กับค่าระดับหน่วยแรงเฉือนส่วนที่เป็นเส้นตรง เมื่อเวลา  $t = t_1$  ตัดแกนของอัตราความเครียดที่ค่า A เมื่อระดับหน่วยแรงเฉือนมีค่าเป็นศูนย์ (ดูรูปที่ 2.13)

$\bar{\alpha}$  = ค่าความลาด (Slope) ของส่วนที่เป็นเส้นตรง จากกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Logarithm ฐาน e ของอัตราความเครียดกับค่าระดับหน่วยแรงเฉือน (ดูรูปที่ 2.13)

$\bar{D}$  = ระดับหน่วยแรงเฉือน =  $D/D_{max}$

D = หน่วยแรงเฉียงเบน (Deviator stress) =  $\sigma_1 - \sigma_3$  ใน Triaxial Test

$D_{max}$  = ค่าสูงสุดของหน่วยแรงเฉียงเบน

= ค่าสูงสุดของ  $(\sigma_1 - \sigma_3)$  ที่ได้จากการทดลองกำลังรับแรงเฉือนโดย Triaxial Test

m = ค่าความลาดของเส้นตรงจากกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Logarithm ของอัตราความเครียดกับ Logarithm ของเวลา (ดูรูปที่ 2.12)

t = เวลาใด ๆ

$t_1$  = หน่วยของเวลา เช่น 1 นาที, 1 ชั่วโมง

Singh และ Mitchell (1968) แสดงความสัมพันธ์ระหว่างอัตราความเครียดกับเวลา ซึ่งได้จากการอินทิเกรต (Integration) สมการ (2.6) ให้ผลลัพธ์ 2 ค่าขึ้นอยู่กับค่าความลาด m คือ

$$\epsilon = a + \frac{A}{1-m} \exp(\bar{\alpha}\bar{D})(t)^{1-m} \quad \text{เมื่อ } m \neq 1, t = 1 \dots (2.7a)$$

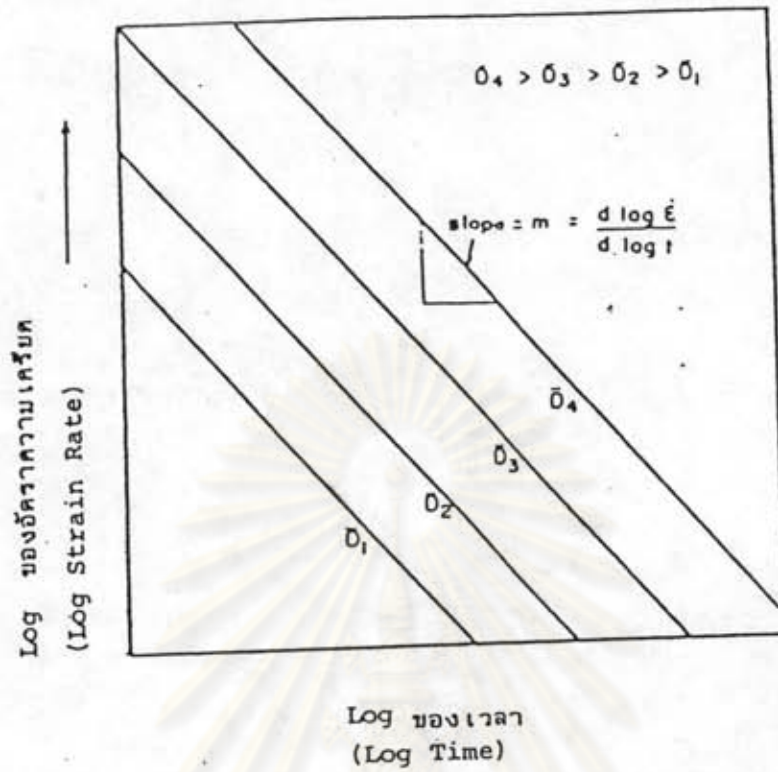
$$\epsilon = \epsilon_1 + A \exp(\bar{\alpha}\bar{D}) \ln t \quad \text{เมื่อ } m = 1, t = 1 \dots (2.7b)$$

เมื่อ  $\epsilon$  = ความเครียด (Strain) เมื่อเวลา t

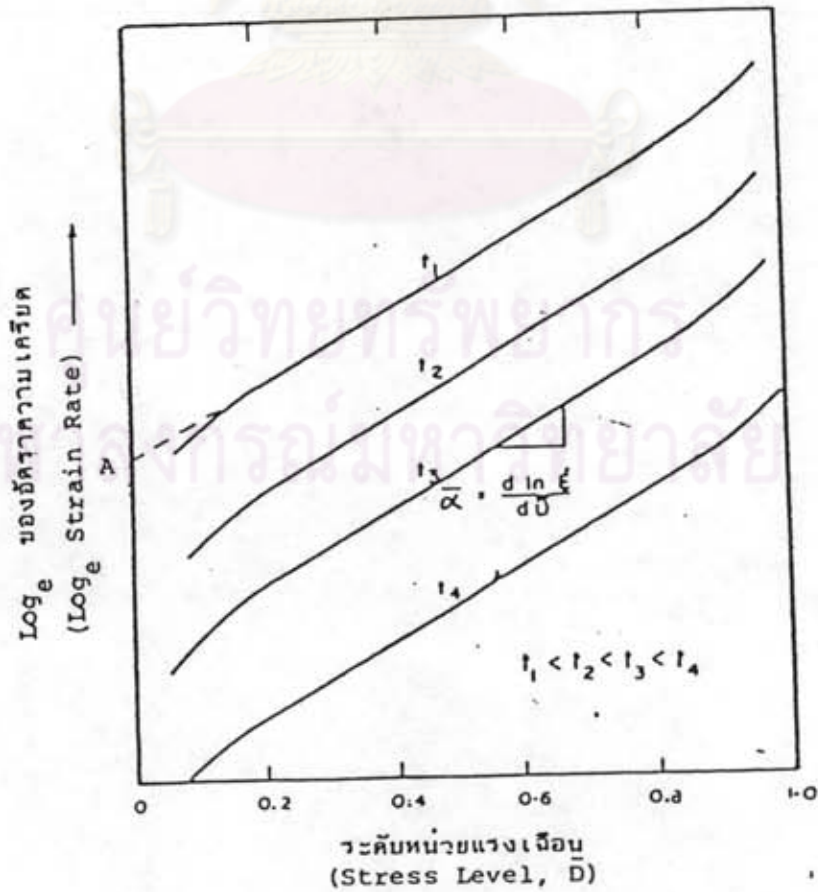
a = ค่าคงที่จากการอินทิเกรตของฟังก์ชันครีพ (Creep Function)

$\epsilon_1$  = ความเครียดเมื่อเวลา  $t = 1$  หน่วย





รูปที่ 2.12 ความสัมพันธ์ระหว่าง Log ของอัตราความเครียด กับ Log ของเวลา



รูปที่ 2.13 ความสัมพันธ์ระหว่าง Log<sub>e</sub> ของอัตราความเครียด กับค่าระดับหน่วยแรงเฉือน



จากสมการ (2.7a) และ (2.7b) ของ Singh และ Mitchell ค่า  $a$  และ  $\epsilon_1$  พารามิเตอร์ไม่เป็นค่าคงที่ (constant) (Mesri et al, 1981) Singh และ Mitchell ไม่ได้พิจารณาถึงค่าตัวแปร  $a$  และ  $\epsilon_1$  พร้อมกับค่า  $m, \bar{\alpha}, A$  พารามิเตอร์ในอดีต

Semple (1973) ได้ปรับปรุงค่าพารามิเตอร์ทั้ง 3 ค่าของ Singh และ Mitchell (1968) โดยใช้ค่าความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดครีป (Creep Strain) กับเวลา ( $t$ ) และระดับหน่วยแรงเฉือน โดยให้ค่า  $a$  พารามิเตอร์จากสมการ (2.7a) มีค่า = 0 จากสมการที่ (2.7a) สามารถพัฒนาขึ้นมาเป็นสมการ

$$\epsilon = B \exp(\beta' \Delta) (t/t_1)^\lambda \dots\dots\dots (2.8)$$

เมื่อเปรียบเทียบกับสมการ (2.7 a)

$$B' = At/(1-m)$$

= ค่าที่ได้จากการต่อเส้นกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Logarithm ฐาน e ของความเครียดกับค่าระดับหน่วยแรงเฉือนส่วนที่เป็นเส้นตรง เมื่อเวลา  $t = t_1$  ตัดแกนของความเครียดที่ค่า B เมื่อระดับหน่วยแรงเฉือนมีค่าเป็นศูนย์ (ดูรูปที่ 2.15)

$$\beta' = \bar{\alpha}$$

= ค่าความลาดของส่วนที่เป็นเส้นตรงจากกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Logarithm ฐาน e ของความเครียดกับค่าระดับหน่วยแรงเฉือน (ดูรูปที่ 2.15)

$$\Delta = \bar{D}$$

$$= \text{ระดับหน่วยแรงเฉือน} = (\sigma_1 - \sigma_3) / (\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$$

$$t = \text{เวลาใด ๆ}$$

$$t_1 = \text{หน่วยของเวลา เช่น 1 นาที, 1 ชั่วโมง}$$

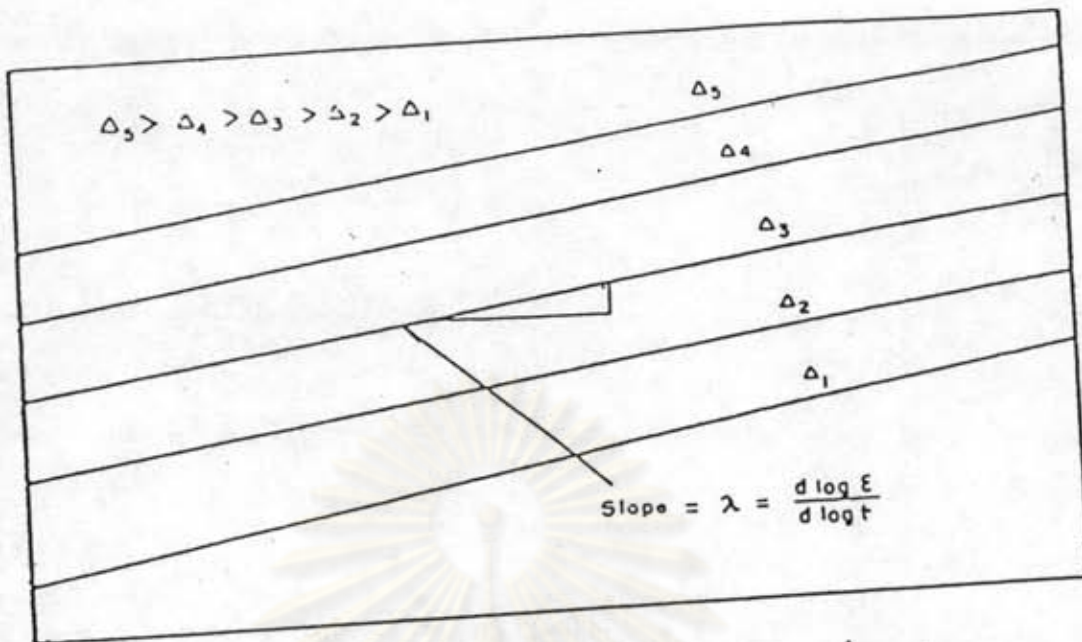
$$\lambda = 1-m$$

= ค่าความลาดของเส้นตรงจากกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Logarithm ของ ความเครียดกับ Logarithm ของเวลา (ดูรูปที่ 2.14)

จากสมการความสัมพันธ์ของความเครียดกับเวลา โดย Semple (1973)

คล้ายคลึงกับแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ที่ถูกเสนอโดย Hansen (1969)

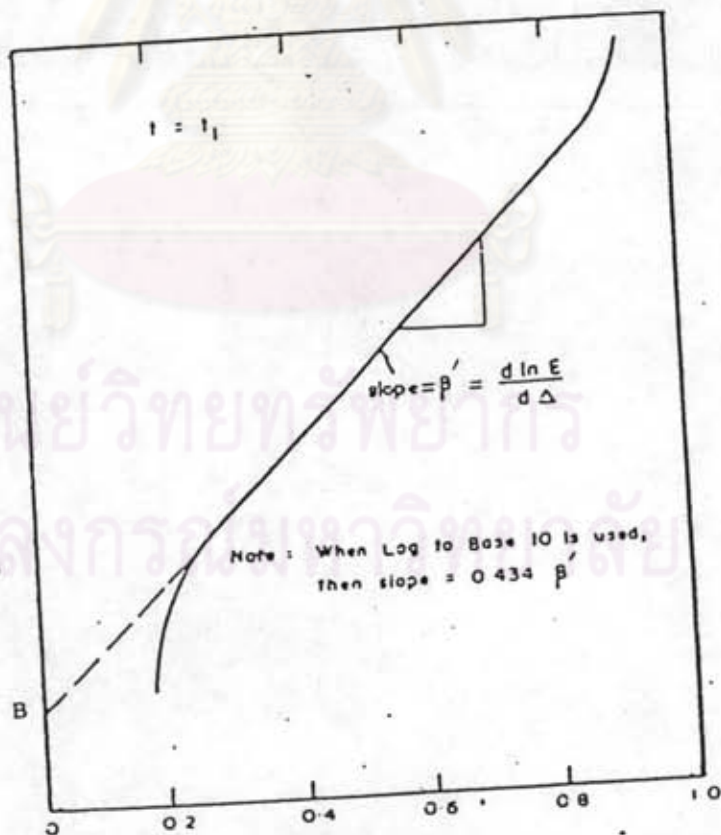
Log ของความเครียดตามแนวแกน  
(LOG AXIAL STRAIN) →



Log ของเวลา  
(LOG TIME)

รูปที่ 2.14 ความสัมพันธ์ระหว่าง Log ของความเครียดกับ Log ของเวลา

Log<sub>e</sub> ของความเครียดตามแนวแกน  
(LOG<sub>e</sub> AXIAL STRAIN) →



ระดับหน่วยแรงเฉือน  
(STRESS LEVEL, Δ)

รูปที่ 2.15 ความสัมพันธ์ระหว่าง Log<sub>e</sub> ของความเครียดกับค่าระดับหน่วยแรงเฉือน

Mesri et al (1981) ได้แสดงความเห็นเกี่ยวกับสมการ (2.7a, 2.7b) ของ Singh และ Mitchell ว่าเป็นสมการที่ใช้ได้โดยทั่ว ๆ ไป (more general) และสมการ (2.8) ของ Semple อาจจะถูกเล่นอให้ใช้เพราะมันง่ายกว่า (Simpler form)

Mesri et al (1981) ได้ใช้สมการโอเปอโบริคของหน่วยแรงและความเครียดที่ได้จากการทดลอง CIUC หาความเครียดในระหว่างเกิดครีฟที่เวลาต่าง ๆ โดยใช้ความสัมพันธ์ของค่าอันเดรนโมดูลัสต่อค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรน ( $E_u/S_u$ ), ค่าความเครียด ณ จุดพิบัติ ( $\epsilon_f$ ), ระดับหน่วยแรงเฉือน ( $\bar{D}$ ), และเวลา ( $t$ ) เป็นสมการ

$$\epsilon = \frac{2}{E_u/S_u} \frac{\bar{D}}{1-R_f \bar{D}} \left(\frac{t}{t_1}\right) \dots\dots\dots(2.9)$$

$E_u$  = อันเดรนโมดูลัส (Undrained Modulus)

$S_u$  = กำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรน (Undrained Shear Strength)

$\bar{D}$  = ระดับหน่วยแรงเฉือน =  $(\sigma_1 - \sigma_2) / (\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$

$R_f$  =  $1 - \frac{\epsilon_R}{\epsilon_f}$

$\epsilon_R$  =  $\frac{2}{E_u/S_u}$       สูตรที่ 2.16

$t$  = เวลาใด ๆ

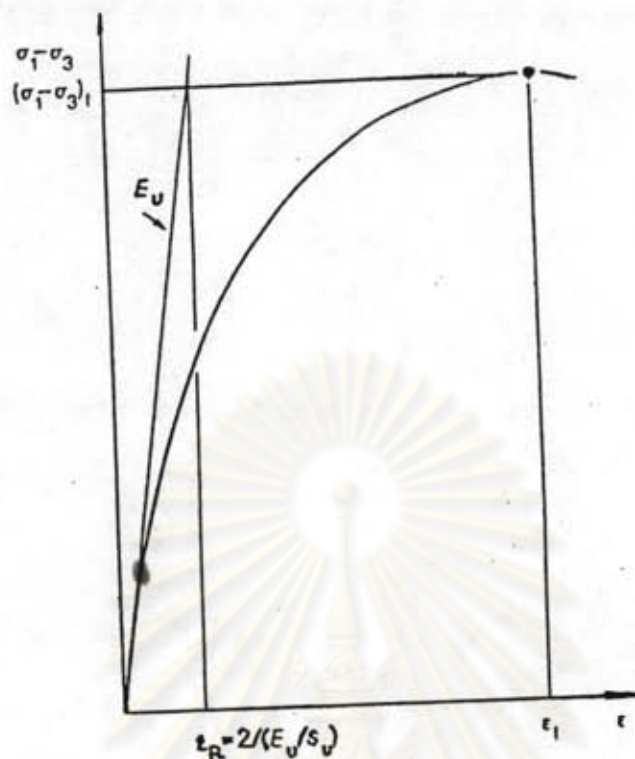
$t_1$  = หน่วยของเวลา เช่น 1 นาที, 1 ชั่วโมง

2.2.2 ผลกระทบของครีฟต่อค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรน

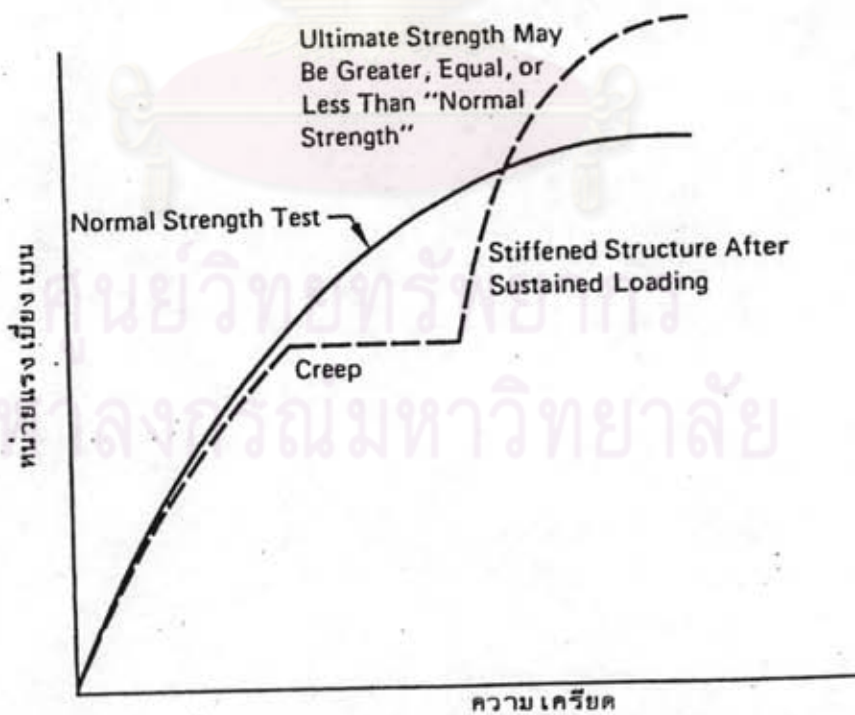
Mitchell et al (1965) ได้รวบรวมข้อมูลของค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรน หลังจากเกิดพฤติกรรมอันเดรนครีฟ ดังรูปที่ 2.17 ดังต่อไปนี้

2.2.2.1 ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรนลดลงหลังเกิดอันเดรนครีฟ

Mitchell et al (1965) ได้แสดงว่า ดินเหนียวอ่อนและมีค่าความไว (sensitivity) สูง กับ Heavily Overconsolidated Clay จะมีค่ากำลังรับแรงเฉือนลดลงหลังเกิดครีฟ โดยในดินเหนียวอ่อน จะมีปัญหาทางด้านความเสถียรภาพ (Stability) หลังการก่อสร้างเสร็จใหม่สภาวะที่น้ำยังไม่ทันระบายออกไป (Undrained Condition) ส่วน Heavily Overconsolidated Clay จะมีปัญหาทางด้านความเสถียร-



รูปที่ 2.16 กราฟแสดงความสัมพันธ์ของความเครียดอ้างอิง (Reference Strain,  $\epsilon_R$ ) (Mesri et al, 1981)



รูปที่ 2.17 กราฟแสดงความสัมพันธ์ของหน่วยแรงกับความเครียดหลังเกิดครีป (Mitchell, 1976)

ภาพหลังจากน้ำได้ระบายออกไปหมดแล้ว (Long Term Condition)

Mitchell (1976) ได้สรุปสาเหตุที่ทำให้ค่ากำลังรับแรงเฉือนลดลง ดังนี้

1. การเบียดตัวของครีฟจะทำให้เกิดการพิบัติของตัวประสานของอนุภาค (cemented bonds)
2. การเกิดครีฟทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงของหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress) ในมวลดิน
3. ในระหว่างการ Shear ทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงความตันทันน้ำในโพรงในสถานะที่น้ำยังไม่ทันระบายออก และเกิดการเปลี่ยนแปลงปริมาตร กับปริมาณน้ำในมวลดิน (water content) ในสถานะที่น้ำระบายออกหมดแล้ว (drained Condition)

4. ปริมาณน้ำในมวลดินเปลี่ยนแปลงหลังการทดลองครีฟ สำหรับดินเหนียว และมีค่าความไวสูง เขาคิดว่าสาเหตุที่สำคัญที่ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันเตอเรนลดลงหลังครีฟ คือ เกิดจากการแตกหักของโครงสร้าง (Structural breakdown) โดยปกติดินจะเกาะตัวแบบร่างแห (Flocculent) หลังจากเกิดครีฟจะทำให้ปริมาณน้ำในบริเวณ shear zone มาก อนุภาคของมวลดินจะพยายามจัดตัวแบบขนานกัน (tend to more dispersed) ซึ่งทำให้ค่ากำลังรับแรงเฉือนต่ำลง

สำหรับ Heavily Overconsolidated Clay เขาคิดว่าสาเหตุที่ค่ากำลังรับแรงเฉือนลดลงหลังครีฟ คือ เกิดความตันทันน้ำในโพรงเป็นลบ (negative pore pressure) บริเวณ shear zone มากกว่าบริเวณอื่น ปริมาณน้ำในมวลดินบริเวณอื่นพยายามเข้ามาใน Shear zone ทำให้เกิดการอ่อนตัวลง (Softening) และค่ากำลังรับแรงเฉือนจะมีค่าลดลง

2.2.2.2 ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันเตอเรนคงที่และเพิ่มขึ้นหลังเกิดอันเตอเรนครีฟ

Mitchell et al (1965) ได้ทำการวิจัยว่าดินประเภทอิ่มตัวด้วยน้ำบางส่วน (partially saturated) จะมีผลต่ออันเตอเรนครีฟ คือ กำลังรับแรงเฉือนจะคงที่หรือเพิ่มขึ้น เขาอธิบายสาเหตุที่เป็นเช่นนี้ เพราะเกิด Thixotropic Hardening อนุภาคของมวลดิน

จัดตัวในสภาวะดีขึ้น คือ เพิ่มความหนาแน่น Hardening มากขึ้น ทำให้ค่ากำลังรับแรงเฉือน ไม่เปลี่ยนแปลงหรือเพิ่มขึ้น

### 2.2.3 การคาดคะเนเวลาที่เกิดการวิบัติโดยอันตรนครีพ (Predicting the Time to Failure)

อัตราความเครียด (Creep Strain Rate) มักจะมีค่าลดลงเมื่อเวลาผ่านไป หลังจากใช้เวลาผ่านไปนาน ๆ อัตราความเครียดอาจจะหยุดหรือยังคงมี อัตราความเครียดที่ลดลงเรื่อย ๆ แต่ในบางกรณีอัตราความเครียดจะเริ่มมีค่าเพิ่มมากขึ้น ซึ่งจะให้ผลคือ เกิดการวิบัติโดยครีพ (Creep Failure)

ผลการทดลองอันตรนครีพ ได้แสดงให้เห็นว่าการวิบัติโดยครีพที่เกิดภายใต้อันตรแรงเฉือนที่กระทำในลักษณะคงที่ เกิดขึ้นเมื่อค่าความตันทน้ำในโพรง (Pore Water Pressure) ในตัวอย่างดินมีค่าเพิ่มขึ้นมากจนเส้นทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress Path) รั้งเข้าสู่เส้นเอนVELOP ของหน่วยแรงประสิทธิผลที่วิบัติ (Effective Stress Envelop at Failure) ที่ได้จากการทดลองกำลังรับแรงเฉือน (Walker, 1969; Shibata และ Karube, 1969; Arulanadan et al, 1971)

ในงานวิจัยเกี่ยวกับอันตรนครีพได้มีผู้ศึกษาตั้งแต่ปี ค.ศ. 1951 โดย Casagrande และ Wilson ได้ตีพิมพ์ผลวิจัยซึ่งพิสูจน์แล้วว่าดินเหนียวบางชนิดและดินเหนียวปนเปลือกหอยจะเกิดการวิบัติโดยอันตรนครีพภายใต้น้ำหนักที่กระทำในลักษณะคงที่ ซึ่งแรงเฉือนที่ทำให้เกิดการวิบัติมีค่าน้อยกว่าค่ากำลังรับแรงเฉือน ณ จุดวิบัติ

Goldstein, M. และ Stepanian, G. (1957) ได้ศึกษาหาความสัมพันธ์ระหว่างค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันตรนครีพของดินเหนียวกับช่วงเวลาที่มีน้ำหนักมากระทำ จากการทดลองได้สรุปว่าเมื่อให้น้ำหนัก กระทำในลักษณะคงที่ให้มีค่าน้อยกว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันตรนครีพ ( $S_u$ ) เป็นระยะเวลานาน จะทำให้ค่ากำลังรับแรงเฉือนลดลงโดยได้ความสัมพันธ์เป็นเส้นตรงกับ Logarithm ของเวลา และค่าความเครียด ณ จุดวิบัติ จะไม่ขึ้นอยู่กับช่วงเวลาที่มีน้ำหนักมากระทำ เพราะจะทำให้ค่าความเครียด ณ จุดวิบัติ ( $\epsilon_f$ ) คงที่อย่างคงที่ เหตุที่เป็นเช่นนี้เขาอธิบายว่า เนื่องจากอนุภาคของมวลดินเคลื่อนตัวไปมาซึ่งกันและกันระหว่างเกิดการยุบตัวครีพ และบางอนุภาคก็ถูกทำลายและจับตัวกันใหม่ แต่เกาะตัวไม่แน่นเท่าเดิม และเกิดการวิบัติในที่สุด

Murayama และ Shibata (1961) ใช้ Viscosity และ Mechanical Model สำหรับดินเหนียว โดยแปรการเบิดตัวอย่างอันตรนออกเป็น

1. การเบิดตัวชั่วขณะ (Instantaneous Deformation) อยู่ในช่วง Elastic

2. การเบิดตัวต่อเนื่อง (Retarded Deformation) โดยพิจารณาเป็น Visco-elastic เขาได้ตัดล่อบหาความสัมพันธ์ระหว่าง Logarithm ของอัตราความเครียดกับหน่วยแรงเฉือน ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) พบว่าถ้าค่าคงที่ของหน่วยแรงเฉือนมีค่ามากกว่าค่าคงที่ของหน่วยแรงเฉือนค่าหนึ่ง ซึ่งเรียกว่า ก่าสักริพ (Creep Strength หรือ Yield Value) จะเกิดการพิบัติโดยคริพ โดยดูจากค่าอัตราความเครียดจะเกิดขึ้นมาทำให้ความลาด (Slope) ชันมาก และเขาพบว่าค่าก่าสักริพแรงเฉือนแบบอันตรน ( $S_u$ ) จะมีค่าลดลงกับเวลา

Saito และ Uezawa (1961) พบว่ากราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Logarithm ของเวลาที่เหลือก่อนการพิบัติโดยคริพ (Creep Rupture Life) กับอัตราความเครียดจะได้กราฟเส้นตรง ซึ่งมีบางจุดกระจายออกนอกเส้น (ดูรูปที่ 2.18) ซึ่งได้ความสัมพันธ์ระหว่างเวลาที่เหลือก่อนการพิบัติโดยคริพ กับอัตราความเครียดดังล่บการ

$$\log t_r = 2.33 - 0.916 \log \epsilon^0 \pm 0.59 \dots \dots \dots (2.10)$$

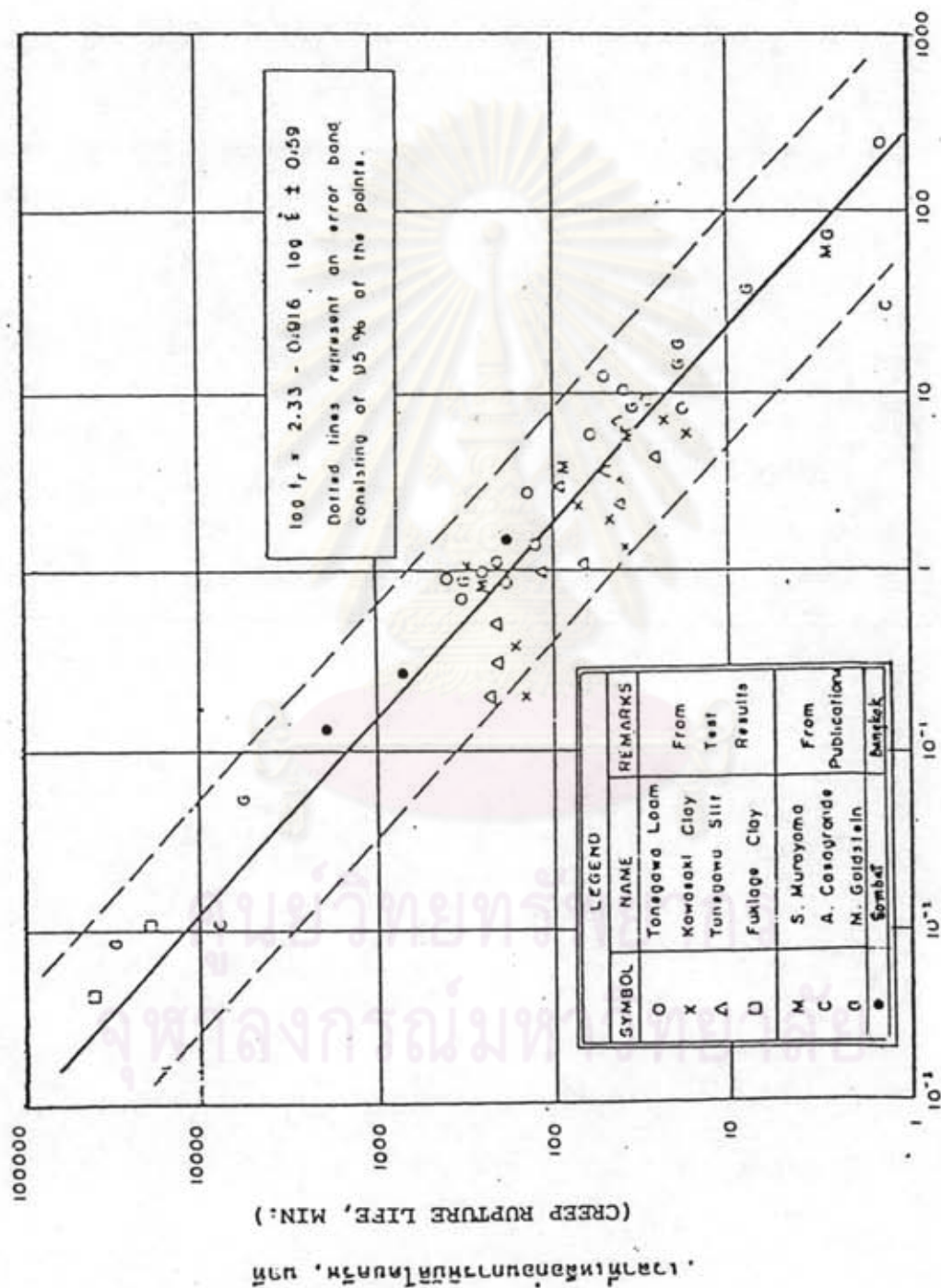
เมื่อ  $t_r$  = เวลาที่เหลือก่อนเกิดการพิบัติโดยคริพ (Creep Rupture Life หรือ Remaining Time to Rupture) มีหน่วยเป็นนาที

$\epsilon^0$  = อัตราความเครียด,  $10^{-4}$  ต่อนาที ( $10^{-2}\%$  ต่อนาที)

Saito และ Uezawa (1961) ได้ล่บเสนอแนะว่า ความสัมพันธ์ระหว่างเวลาที่เหลือก่อนการพิบัติ โดยคริพกับอัตราความเครียดจะไม่ขึ้นอยู่กับชนิดของดิน และวิธีการทดสอบ แต่ 95% ของจุดทั้งหมดที่อยู่ในแถบเส้นตรง แสดงในค่าของ  $\pm 0.59$  รอบของมาตรา ล่บ Logarithm (Cycle of log Scale)

Saito และ Uezawa (1961) และ Saito (1965, 1969) ใช้ล่บการ (2.10) คาดคะเนเวลาที่เกิดการพิบัติของความลาด (Slope Failure) ล่บรูปได้ว่าล่บการนี้และข้อมูลที่ได้จากการทดลองล่บสามารถนำมาใช้ได้กับสภาพที่เกิดขึ้นจริง ๆ ในล่บนาม





อัตราความเครียด  $\times 10^{-4}$  ต่อ นาที  
 (STRAIN RATE  $\times 10^{-4}$  /MIN.)

รูปที่ 2.18 ความสัมพันธ์ระหว่างเวลาที่เลือกก่อนการแตกหักไครป์กับอัตราความเครียด  
 (จาก SAITO และ UEZAWA, 1961)

Shibata และ Karube (1969) ได้ศึกษาถึงค่า กำลังครีพ(Creep Strength) โดยข้อมูลที่น่าสนใจวิเคราะห์หาในเทอมของหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress Concept) ดังรูปที่ 2.19

Singh และ Mitchell (1969) ได้แบ่งดินออกเป็น 3 ชนิด คือ

- ชนิดที่ 1 ความแข็งแรงของดินลดลงเมื่อเวลาผ่านไป
- ชนิดที่ 2 ความแข็งแรงของดินเพิ่มขึ้นเมื่อเวลาผ่านไป
- ชนิดที่ 3 ความแข็งแรงของดินไม่เพิ่มขึ้นเมื่อเวลาผ่านไป

Singh และ Mitchell (1969) ใช้พารามิเตอร์  $m$  (ความลาดของเส้นตรงกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Logarithm ของอัตราความเครียดกับ Logarithm ของเวลา, รูปที่ 2.12) เป็นตัวชี้แนวโน้มที่จะมีปัญหาทางด้านครีพ (Creep Potential) ของดิน กล่าวคือ  $m$  มีค่าลดลง แนวโน้มที่จะมีปัญหาทางด้านครีพจะมากขึ้น จากการศึกษาสรุปได้ว่า

1. ภายใต้น้ำหนักที่มากกระทำในลักษณะคงที่ ค่าความเครียดจะเพิ่มมากขึ้นเมื่อเทียบกับเวลา และอัตราความเครียดจะลดลงกับเวลา เมื่อเวลา  $t$  เดียวกัน อัตราความเครียดจะมีค่าต่างกันขึ้นอยู่กับชนิดของดิน
2. สำหรับดินต่างชนิดกัน,  $de/d \log(t)$  อาจมีค่าลดลงหรือคงที่หรือเพิ่มขึ้นเมื่อเทียบกับเวลา
3. ค่าความลาด  $m = d \log(\epsilon^0)/d \log(t)$  จะมีค่าคงที่สำหรับดินชนิดหนึ่งๆ ค่า  $m$  ยิ่งมีค่าน้อยลงเท่าใด ดินจะมีค่าการยุบตัวสะสมเมื่อเวลาผ่านไปมากยิ่งขึ้น

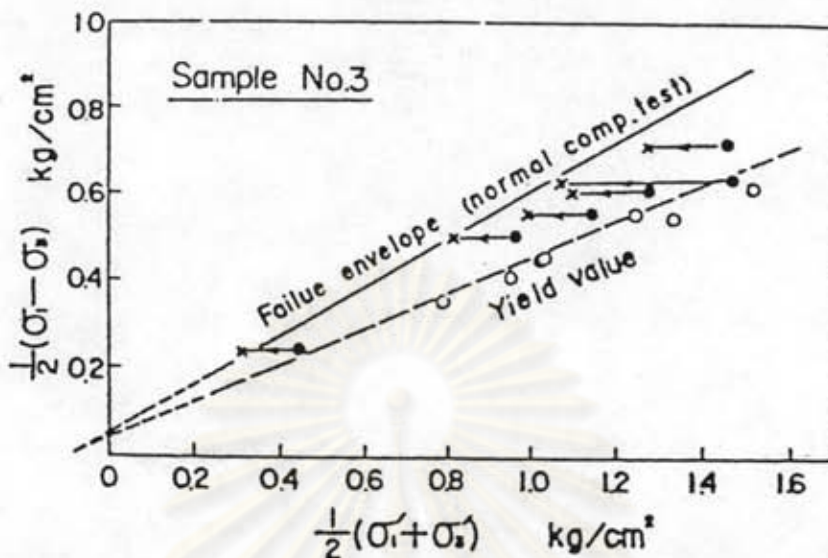
Singh และ Mitchell (1969) พบว่า

เมื่อความลาด  $m$  มีค่าน้อยกว่า 1 : มักจะมีการหุบคืบโดยครีพ เมื่อดินรับค่ากำลังรับแรงเฉือนในลักษณะคงที่ มีค่าน้อยกว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินที่ไม่คิดผลของครีพ

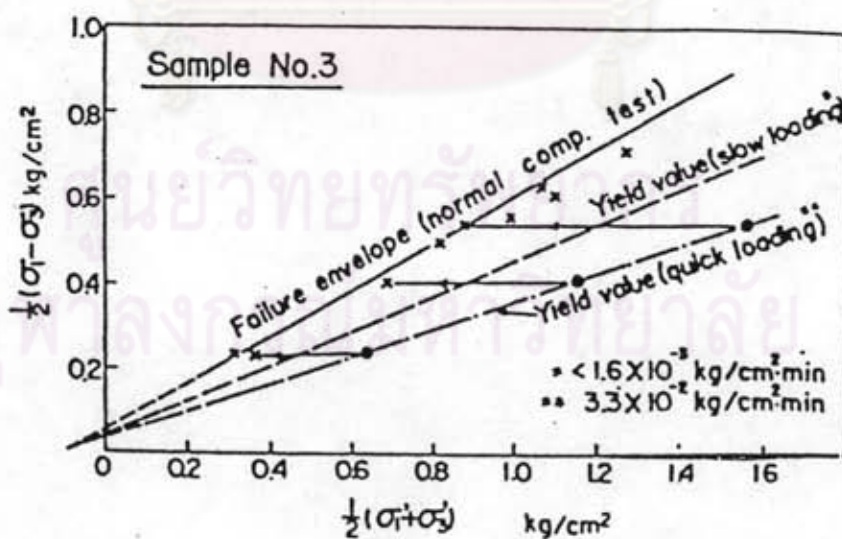
เมื่อความลาด  $m$  มีค่าเท่ากับ 1 : ดูเหมือนว่าดินจะมีค่ากำลังรับแรงเฉือนเท่าเดิมไม่เปลี่ยนแปลงทั้งก่อนและหลังครีพ

เมื่อความลาด  $m$  มีค่ามากกว่า 1 : ดินจะหยุดครีพเมื่อเวลาผ่านไป

Singh และ Mitchell (1969) พบว่า ในดินชนิดหนึ่ง ๆ เมื่อค่าความลาด ( $m$ ) น้อยกว่า 1 จะมีผลดังนี้



รูปที่ 2.19 (a) กราฟความสัมพันธ์ของทางดินของหน่วยแรง (Stress path) หลังกำลังครีท (Shibata และ Karube, 1969)



รูปที่ 2.19 (b) กราฟแสดงอิทธิพลของอัตราของหน่วยแรงที่เพิ่มของทางดินของหน่วยแรงหลังกำลังครีท (Shibata และ Karube, 1969)

1. กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Logarithm ของอัตราความเครียด  $\times$  เวลา ( $\epsilon^0 t$ ) กับ Logarithm ของเวลาจะประกอบด้วยเส้นตรงสองเส้นตัดกัน (ดูรูปที่ 2.20) โดยความลาดของเส้นตรงช่วงแรกมีค่าเท่ากับ  $1-m$  ส่วนเส้นตรงช่วงที่สองที่มีความลาดชันมากกว่าเส้นตรงช่วงแรก เนื่องจากอัตราความเครียดสูงมาก ซึ่งแสดงว่าเกิดการยุบตัวมาก และจะเกิดการหิบัติโดยครีฟ

2. เส้นแสดงค่าความเครียดเท่ากัน (Equal Strain Contours) จะอยู่ในแนวราบ แสดงความสัมพันธ์ระหว่างอัตราความเครียด  $\times$  เวลา กับความเครียด ค่าของความเครียด  $\times$  เวลานี้จะไม่ขึ้นอยู่กับระดับหน่วยแรงเฉือน และค่าอัตราความเครียด เวลาจุดที่เกิดการหิบัติจะเป็นคุณสมบัติเฉพาะของดินชนิดนั้น ๆ กล่าวคือ ดินชนิดหนึ่ง, จะมีค่าอัตราความเครียด  $\times$  เวลา มีค่าคงที่ ดังนั้น เวลาถึงหิบัติสำหรับดินที่เกิดการหิบัติโดยครีฟสามารถคาดคะเนได้จากสมการ (2.6) คือ

$$\epsilon^0 = A \exp(\bar{\alpha} \bar{D}) (t_1/t)^m \quad \dots \dots \dots (2.6)$$

$$\epsilon^0 = A t_1^m \exp(\bar{\alpha} \bar{D}) t^{1-m}$$

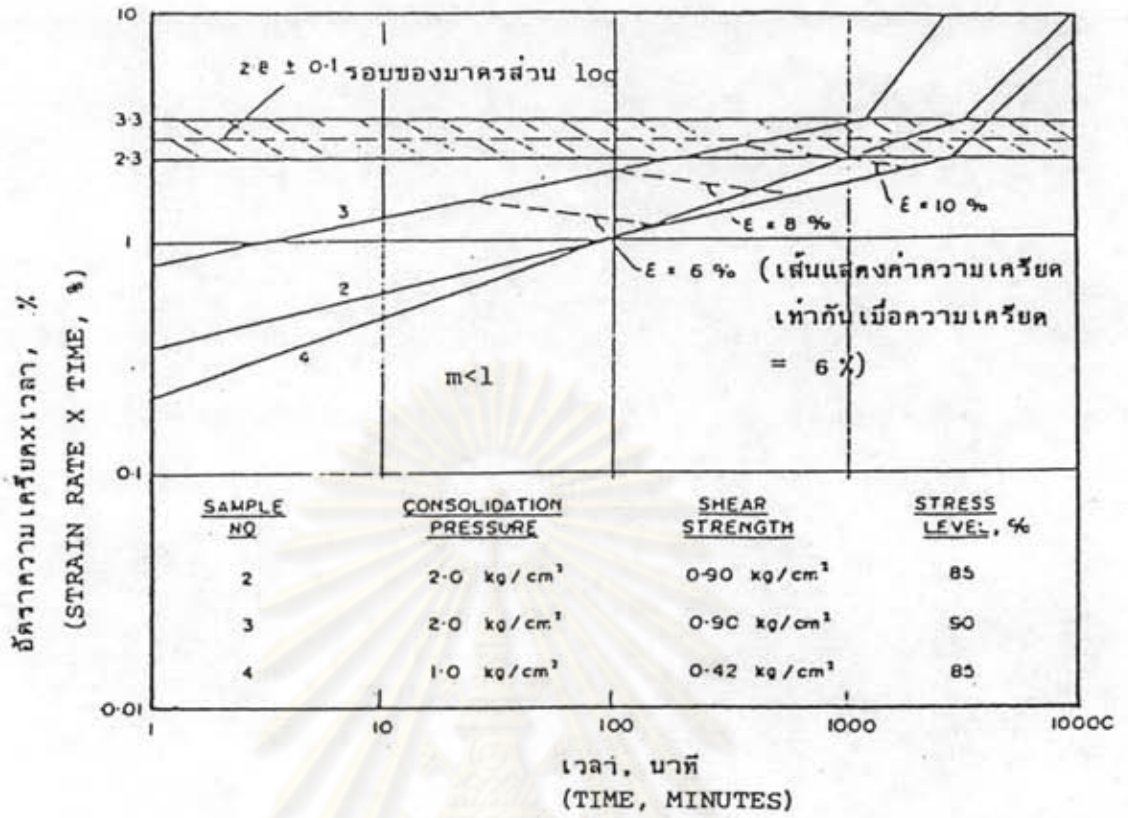
$$\ln t_f = \frac{1}{1-m} \ln(\epsilon^0 t)_f - \ln(A t_1^m) - \bar{\alpha} \bar{D}$$

$$\ln t_f = \frac{1}{1-m} (C - \bar{\alpha} \bar{D}) \quad \dots \dots \dots (2.11)$$

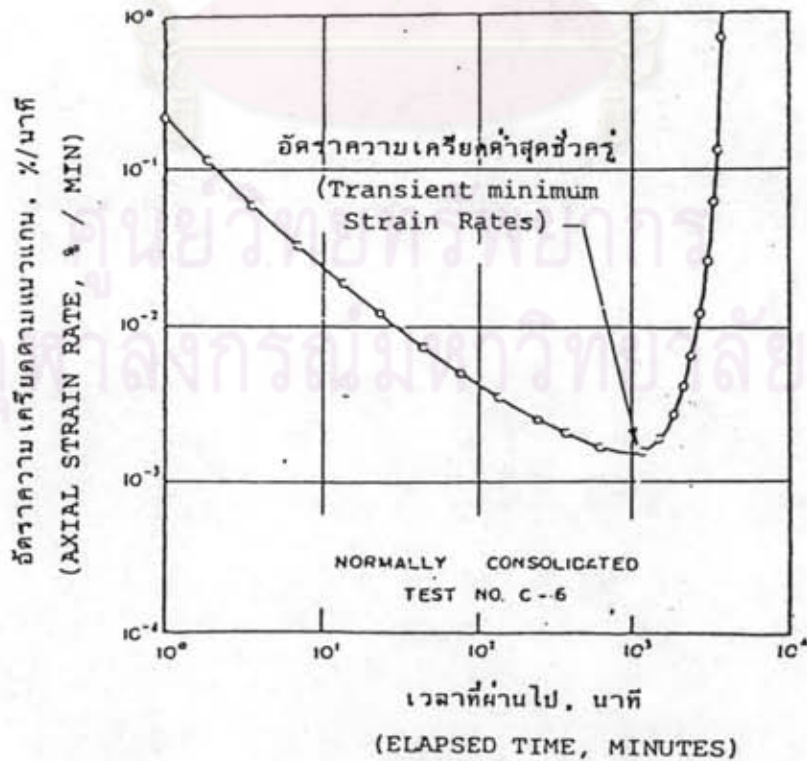
$$\text{เมื่อ } C = \ln(\epsilon^0 t)_f - \ln(A t_1^m)$$

Finn และ Shead (1973) ได้แสดงการหิบัติโดยครีฟของดินเหนียว ฮันนี (Haney Clay) จากบริติช โคลัมเบีย (British Columbia) พบว่า กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Logarithm ของอัตราความเครียดกับ Logarithm ของเวลาจะมีการเปลี่ยนแปลงของอัตราความเครียดเป็นสมการที่ต่อเนื่องกันตลอด (Continuous Function) มีอัตราความเครียดต่ำสุดชั่วครู่ (Transient Minimum Strain Rate) ซึ่งเป็นอัตราความเครียดที่ต่ำที่สุดก่อนเกิดการหิบัติโดยครีฟ ดูรูปที่ 2.21

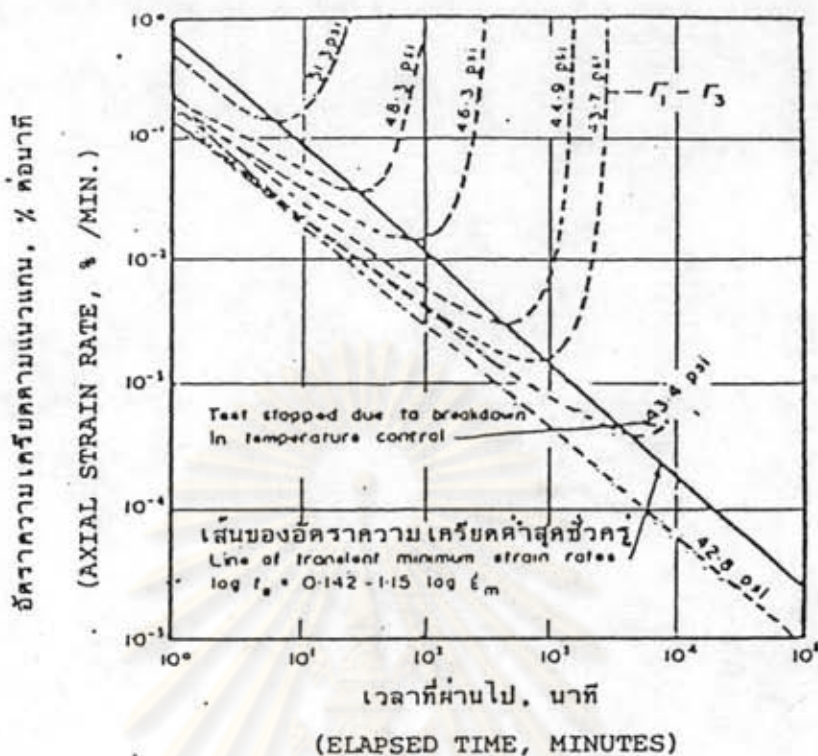
รูปที่ 2.22 เป็นกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Logarithm ของอัตราความเครียดกับ Logarithm ของเวลา ในการทดสอบครีฟของดินเหนียวฮันนี ซึ่งเป็นดินชนิด Normally Consolidated Haney Clay เส้นที่ลากผ่านจุดที่เกิดอัตราความเครียดต่ำสุดชั่ว-



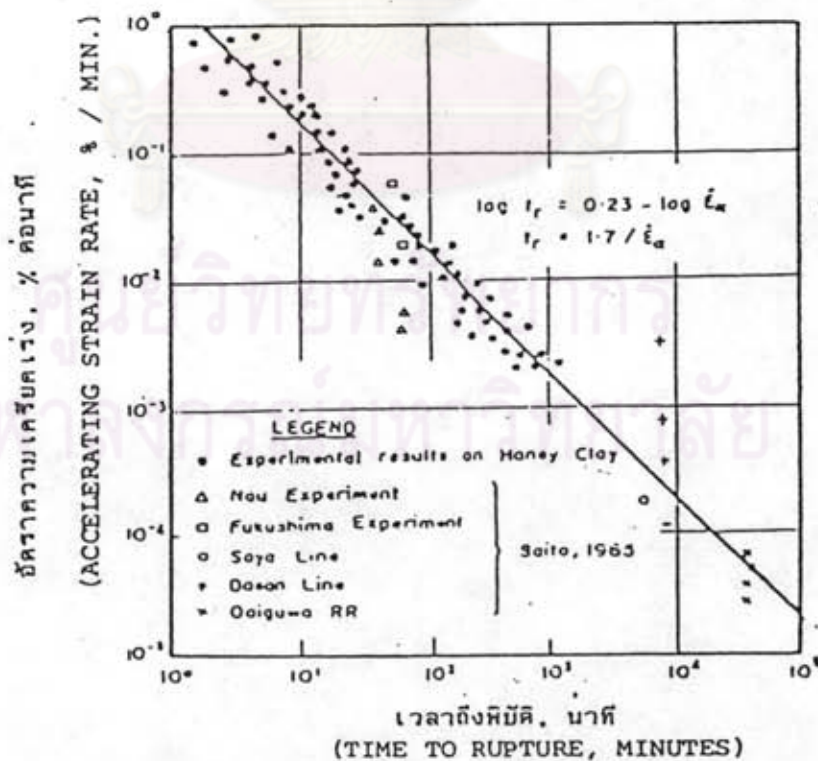
รูปที่ 2.20 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราความเครียดเวลา ( $\epsilon t$ ) กับเวลา (จาก SINGH และ MITCHELL, 1969)



รูปที่ 2.21 ความสัมพันธ์ Log ของอัตราความเครียดกับ Log เวลาครีห์ของดินเหนียวสันนี้ (จาก FINN และ SHEAD, 1973)



รูปที่ 2.22 ความสัมพันธ์ระหว่าง Log อัตราความเครียดกับ Log ของเวลา ครึ่งของดินเหนียวชั้นนี้ (จาก FINN และ SHEAD, 1973)



รูปที่ 2.23 ความสัมพันธ์ระหว่าง Log อัตราความเครียดเร่งกับ Log ของเวลา (จาก FINN และ SHEAD, 1973)

ครู่ จะมีลักษณะเป็นเส้นตรงดังสมการ (2.12)

$$\log t_e = 0.142 - 1.15 \log \epsilon_m^0 \dots\dots\dots(2.12)$$

เมื่อ  $t_e$  = เวลาที่เกิดอัตราความเครียดต่ำสุดชั่วคราว มีหน่วยเป็น นาที

$\epsilon_m^0$  = อัตราความเครียดต่ำสุด ชั่วครู่ มีหน่วยเป็น % / นาที

Finn และ Shead (1973) ได้แสดงกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Logarithm ของอัตราความเครียดหลังจากเกิด อัตราความเครียดต่ำสุดชั่วคราว กับ Logarithm ของเวลาถึงพิบัติ (Time to Rupture) ของดินชั้นดี ดังแสดงในรูปที่ 2.23 จะได้ลักษณะของกราฟเส้นตรงเช่นเดียวกับผลการทดลองของ Saito (1965) กราฟเส้นตรงจะไม่ขึ้นกับค่าระดับหน่วยแรงเฉือน, ประวัติการยุบตัวคายน้ำ (Consolidation History), และสภาพการระบายน้ำ (Drainage Condition) ได้สมการ (2.13)

$$\log t_r = 0.23 - \log \epsilon^0 \dots\dots\dots(2.13)$$

$$t_r = 1.7/\epsilon^0$$

เมื่อ  $t_r$  = เวลาที่เหลือก่อนการพิบัติโดยครีที่มีหน่วยเป็นนาที

$\epsilon^0$  = อัตราความเครียดเร่งหลังจากเกิดอัตราความเครียดต่ำสุดชั่วคราว มีหน่วยเป็น % ต่อ นาที

Finn และ Shead (1973) ยังแสดงวิธีหาค่ากำลังครีฟ (Upper Yield Strength)

$$\sigma_D = \sigma_{vy} + k(\epsilon^0)^{\frac{1}{n}} \dots\dots\dots(2.14)$$

หรือ  $\sigma_D$  = ค่าหน่วยแรงสูงสุดที่ใช้ในการทดสอบครีฟ

$$= \sigma_1 - \sigma_3$$

$\sigma_{vy}$  = ค่ากำลังครีฟ

$k, n$  = ค่าคงที่

$\epsilon^0$  = อัตราความเครียดต่ำสุดชั่วคราว

ค่ากำลังครีฟของFinn และ Shead (1973) พิจารณาค่าหน่วยแรงสูงสุดที่มีค่าอัตราความเครียดเป็นศูนย์และจากการวิจัย สรุปได้ว่า ค่า  $n = 3$  จะได้กราฟความสัมพันธ์

ระหว่างค่าหน่วยแรงสูงสุดกับรากที่สองของอัตราความเครียดต่ำสุด เป็นเส้นตรง ดังรูปที่ 2.24

Lacerda, W.A. (1975) ได้ใช้สมการของ Singh และ Mitchell (1968) ที่ได้จากการทดลองในห้องทดลองเพื่อหาอัตราความเครียดที่เวลาใด ๆ และนำมาเปรียบเทียบกับค่าอัตราความเครียดที่ได้จากในสนามปรากฏว่าค่าที่ได้ใกล้เคียงกัน

Sekiguchi, H. (1977) แสดงความสัมพันธ์ของกราฟระหว่าง Creep Rupture Life กับอัตราความเครียดของ Saito และ Uezawa (1961) สามารถใช้ได้กับดินที่มีวิธีการทดลองต่างกันในการอัดตัวคาน้ำ (Triaxial Compression Test,  $K_0$  Consolidated Triaxial Compression Test และ Plane Strain Test)

Vaid et al (1979) ได้แสดงค่าความเครียด ณ จุดที่เกิดอัตราความเครียดต่ำสุดของตัวอย่างดินที่ Saint-Jean-Vianney Clay ของชั้นดิน 2 ชั้น จะมีค่าใกล้เคียงกัน และเขาอธิบายว่า การบิดตัวโดยครีปจะถูกควบคุมโดยการบวมตัวครีป (Creep Deformation) แยกความเครียดจุดนี้ว่า ความเครียด ณ จุดวิกฤต (Critical Strain)

สมบัติ (2525) ได้ศึกษาพฤติกรรมอันเตอรนครีปของดินเหนียวที่ปทุมธานีทางแนวตั้ง และแนวนอน ที่ลึภาวะตามธรรมชาติ (in situ condition) โดยใช้วิธีการทดลอง CIUC (Isotropically Consolidated Undrained Triaxial Compression Test) พบว่าดินเหนียวที่ปทุมธานีมีปัญหาทางด้านอันเตอรนครีป มีค่าพารามิเตอร์  $m$  (ค่าความลาดของเส้นตรงกราฟระหว่าง Logarithm ของอัตราความเครียดกับ Logarithm ของเวลา) น้อยกว่า 1.0

สมบัติ ใช้สมการของ Semple (1973) คำนวณความเครียดของดินเหนียวปทุมธานี เนื่องจากอันเตอรนครีปได้สมการดังนี้

$$\text{เมื่อดินรับแรงในแนวนอน } \epsilon\% = 0.0015 \exp(3.02 \bar{D}) t^{0.634} \quad (2.15)$$

$$\text{เมื่อดินรับแรงในแนวตั้ง } \epsilon\% = 0.002 \exp(2.77 \bar{D}) t^{0.446} \quad (2.16)$$

และใช้สมการของ Singh และ Mitchell (1968)

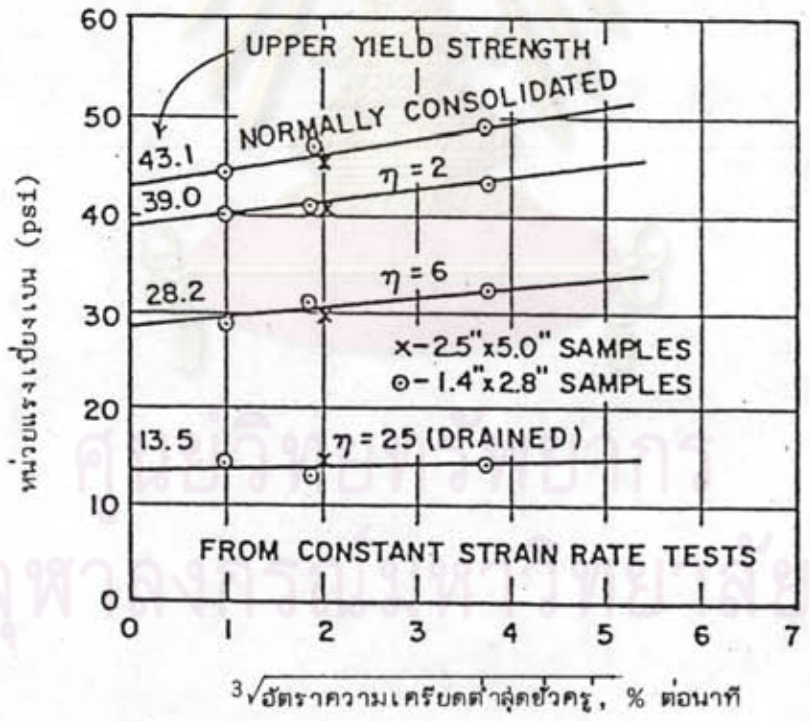
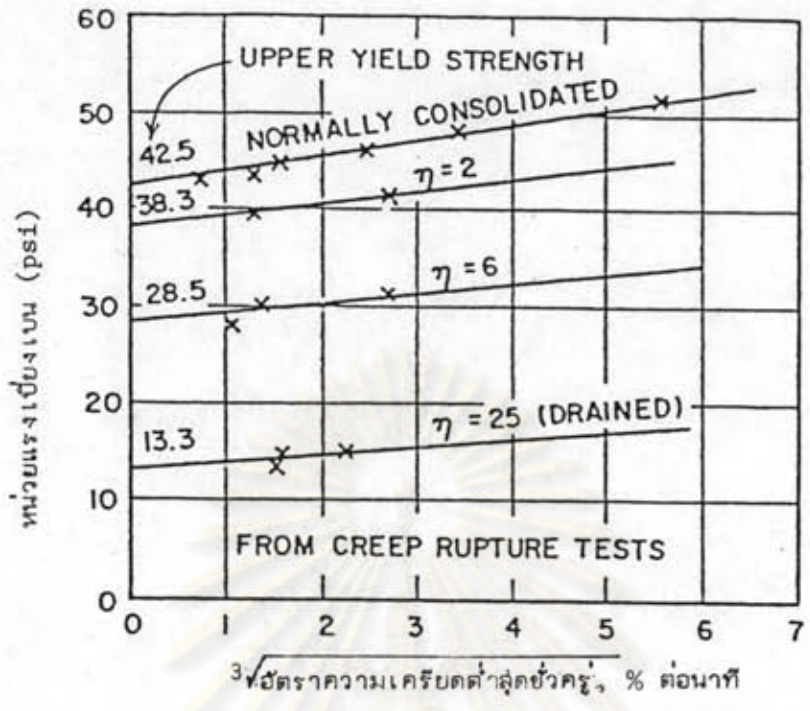
$$\text{เมื่อดินรับแรงในแนวนอน } \epsilon\% = -0.00098 + 0.0022 \exp(2.65 \bar{D}) t^{0.55} \quad (2.17)$$

$$\text{เมื่อดินรับแรงในแนวตั้ง } \epsilon\% = -0.0027 + 0.0038 \exp(3.35 \bar{D}) t^{0.299} \quad (2.18)$$

เมื่อ  $\bar{D}$  = ระดับหน่วยแรงเสือน %

$t$  = เวลาที่มีหน่วยเป็นนาที





รูปที่ 2.24 กราฟแสดงการหาค่าลึงครีพ (Finn และ Shead, 1973)

นอกจากนี้เขายังได้แสดงกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Logarithm ของอัตรา-  
ความเครียดกับ Logarithm ของเวลาได้ เส้นที่ลากผ่าน อัตราความเครียดต่ำสุดชั่วคราวของดิน  
เมื่อรับน้ำหนักดินแนวนอน จะมีลักษณะเป็นเส้นตรง ดังสมการ

$$\log t_e = -1.482 - 1.767 \log \epsilon_m^0 \quad \dots \dots \dots (2.19)$$

$t_e$  = เวลาที่เกิดอัตราความเครียดต่ำสุดชั่วคราวมีหน่วยเป็นนาที

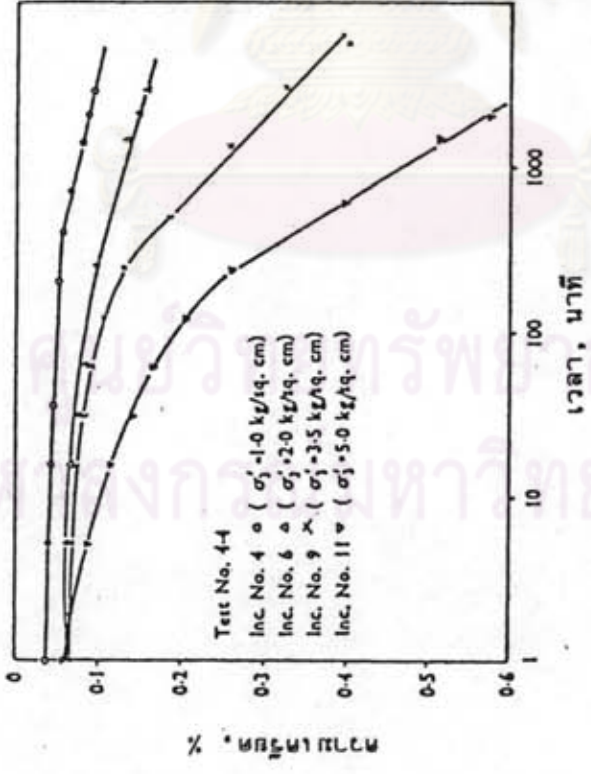
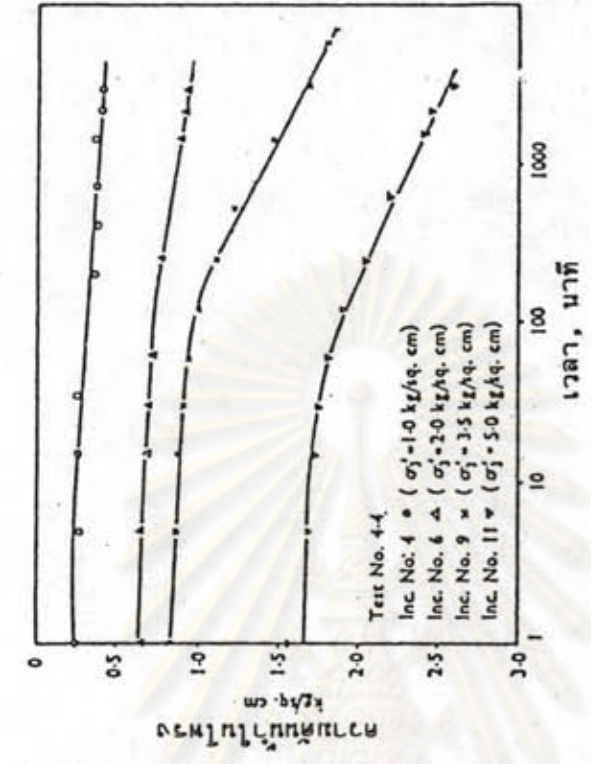
$\epsilon_m^0$  = อัตราความเครียดต่ำสุดชั่วคราวมีหน่วยเป็น % ต่อนาที

#### 2.2.4 ความดันน้ำในโพรง (Pore Water Pressure) ระหว่างอันเดรนครีพ

Mitchell และ Campanella (1963) พบว่า ความดันน้ำในโพรงที่ได้จาก-  
การทดลองอันเดรนครีพของดินทดลองอีลไลต์ (Illite) จะมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วหลัง  
จากเริ่มอันเดรนครีพ หลังจากนั้นจะคงที่ หรือเพิ่มขึ้นอย่างช้า ๆ เช่นเดียวกับการบอบตัวแบบอันเดรน  
ครีพที่เกิดขึ้น

Walker (1969b) ได้แสดงผลการทดลองความดันน้ำในโพรงที่ได้จากการ  
ทดลองอันเดรนครีพ โดยใช้การอัดตัวคาบน้ำไม่เท่ากันทุกทิศทาง (Anisotropically  
Consolidated) โดยใช้การเพิ่มน้ำหนักเป็นขั้น ๆ (Stress-Controlled Triaxial  
Shear Tests) ของดินเหนียวสีดา (Leda Clay) แสดงผลดังกราฟความสัมพันธ์ของความ-  
เครียด กับ Logarithm ของเวลา และความดันน้ำในโพรงกับ Logarithm ของเวลา ผลกราฟ  
ทั้งสองมีลักษณะคล้ายคลึงกัน ดังรูปที่ 2.25 โดยสามารถแยกกราฟออกเป็น 2 ส่วน ส่วนแรก  
เกิดเนื่องจากความดันน้ำในโพรงพยายามสัดให้เท่ากันตลอดตัวอย่างดินทดลอง (Equalization  
of pore pressure) ส่วนที่สองเกิดขึ้นภายใต้ความดันน้ำในโพรง เท่ากันทุกส่วน (uniform  
pore pressure) ในส่วนที่สองนี้ ทั้งกราฟแสดงความสัมพันธ์ของความเครียดและความดันน้ำใน  
โพรงกับ Logarithm ของเวลาเป็นเส้นตรง Walker (1969b) ให้เหตุผลว่าที่เป็นเช่นนี้เป็น  
กลไกเหมือนกับการเกิดเดรนครีพ (Drained Creep, Secondary Compression)

Arulanandan et al (1971) ได้ทดลองอันเดรนครีพของดินอ่อนมากที่ไม่ถูก  
รบกวนจากอ่าวซานฟรานซิสโก (Undisturbed San Francisco Bay Mud) และพบว่า ค่า  
ความดันน้ำในโพรงเพิ่มขึ้นกับเวลาทุก ๆ ค่าของระดับหน่วยแรง (รวมทั้งระดับหน่วยแรงมีค่า  
เป็นศูนย์) ระหว่างอันเดรนครีพ ในระหว่างการทดลอง ใช้ถุงยาง 3 ชั้นหุ้มเพื่อให้แน่ใจว่าไม่



รูปที่ 2.25 กราฟแสดงความสัมพันธ์ความเครียดและความดันน้ำในโพรงกับ Logarithm ของเวลา (Walker, 1969b)

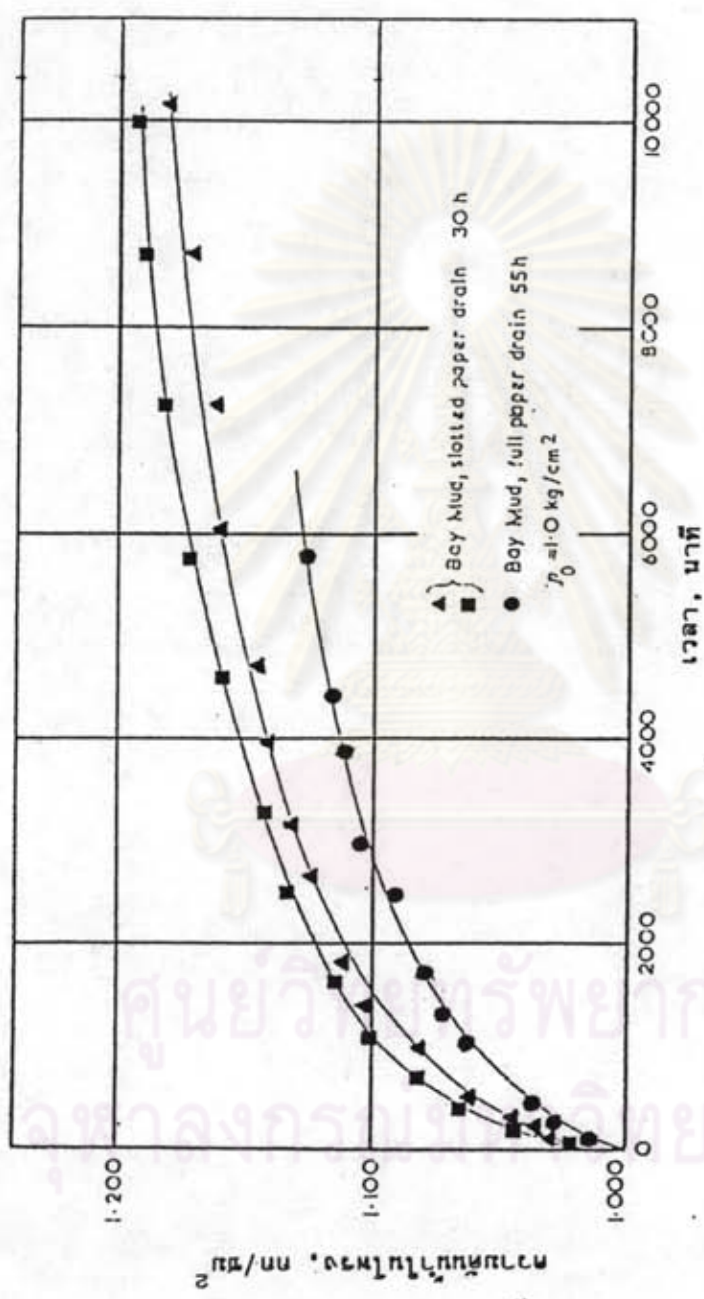
เกิดการร่วเกิดขึ้น เขาให้เหตุผลว่าการเพิ่มความต็มน้ำในโพรง เนื่องจากการปิดกั้นไม่ให้เกิด  
 เทรนคريف (arrested potential secondary consolidation) ดังรูปที่ 2.26 จะพบ  
 ว่ายังให้เกิดทรนคريفมากในช่วงการอัดตัวคายน้ำ จะทำให้ความต็มน้ำในโพรงช่วงอัน เทรนคريف  
 มีค่าน้อยลง

Shen et al (1973) ทดลองดินอ่อนจากที่ไม่ถูกรบกวนจากอ่าวซานฟรานซิสโก  
 แบบอัน เทรนคريف พบว่า ความต็มน้ำในโพรงที่เพิ่มขึ้นเมื่อระดับหน่วยแรงเฉือนมีค่า เป็นศูนย์เป็นการ  
 ยืนยันผลการทดลองของ Arulanandan et al (1971) และเป็นสัดส่วนโดยตรงกับความต็ม  
 ประสิทธิภาพในเซลล์ (Effective cell pressure,  $\bar{\sigma}_{c3}$ ) เมื่อให้เวลาในขบวนการอัดตัว  
 คายน้ำ ก่อนการทดลองอัน เทรนคريفเท่ากัน จะได้กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Normalized  
 ความต็มน้ำในโพรงที่เพิ่มขึ้นกับค่าความต็มประสิทธิภาพในเซลล์ ( $\Delta u/\bar{\sigma}_{c3}$ ) กับเวลา เป็นเส้น  
 กราฟเพียงเส้นเดียวทั้ง ๆ ที่ใช้ค่าความต็มประสิทธิภาพในเซลล์ ( $\bar{\sigma}_{c3}$ ) หลาย ๆ ค่า การทดลอง  
 ล่องทำใน Normally Consolidated Range

Holzer et al (1972) ได้ทดลองอัน เทรนคريفของดินอ่อนจากซานฟรานซิสโก  
 เช่นกัน ได้พบพฤติกรรมอัน เทรนคريف ล้อคล้องกับสมการ "ความสัมพันธ์หน่วยแรง-ความเครียด-  
 เวลาของดิน" (General Stress-Strain-Time Function for Soil) ของ Singh  
 และ Mitchell (1968) นอกจากนี้ยังพบว่า ความต็มน้ำในโพรงจะมีค่าเพิ่มขึ้นเมื่อเวลา  
 ระหว่างอัน เทรนคريفมากขึ้นทุกค่าระดับหน่วยแรงเฉือนถึงแม้ที่ระดับหน่วยแรงเฉือนมีค่าเป็นศูนย์  
 ก็มีการเพิ่มของค่าความต็มน้ำในโพรง อัตราการเพิ่มของความต็มน้ำในโพรงจะสูงเฉพาะใน-  
 ช่วงแรก หลังจากนั้น ความต็มน้ำในโพรงจะเพิ่มขึ้นอย่างช้า ๆ อัตราการเพิ่มของความต็มน้ำ  
 ในโพรงในช่วงหลังนี้จะมีค่าเกือบเท่ากับทุกค่าระดับหน่วยแรงเฉือน ดังนั้น Holzer จึงแบ่ง  
 การเพิ่มของความต็มน้ำโพรงระหว่างอัน เทรนคريف ออกเป็น 2 แบบ คือ

1. ค่าความต็มน้ำในโพรงจะไม่ขึ้นกับเวลา (Time-Independent)
2. ค่าความต็มน้ำในโพรงจะขึ้นกับเวลา (Time-Dependent)

Holzer et al (1972) ให้เหตุผลที่ความต็มน้ำในโพรงแบบแรกเนื่องจากการเพิ่ม  
 ของหน่วยแรงเฉือน และความต็มน้ำในโพรงแบบที่สองเกิดจากการปิดกั้นไม่ให้เกิด เทรนคريف  
 (arresting of drained creep)



รูปที่ 2.26 กราฟแสดงความสัมพันธ์ของความดันน้ำในโพรงกับเวลา (Arulanandan et al, 1971)

### 2.2.5 ผลของส่วนประกอบของดิน (Effect of Composition)

Mitchell (1976) พบว่า ส่วนประกอบของดินมีผลกระทบต่ออันเตรนครีพของดินโดยดินที่มีค่าแอกติวิตี (Activity) ซึ่งเป็นอัตราส่วนของ Plasticity Index ต่อปริมาณดินเหนียว (Clay Content) ที่มีค่าน้อยกว่า  $2 \mu\text{m}$  (0.002 มม.) ยิ่งสูงก็จะมีผลต่อพฤติกรรมทางด้านครีพของดิน ดังรูปที่ 2.27 เมื่อปริมาณดินเหนียวมีค่ามากขึ้น อัตราความเครียดคงที่ครีพ (Steady State Creep Rate) จะมีค่าสูงขึ้นและรูปที่ 2.28 เมื่อปริมาณดินเหนียวมีค่ามากขึ้น ตลอดจนค่า Plasticity Index มีค่าสูงขึ้น จะมีผลต่อครีพ คือ ทำให้อัตราความเครียดคงที่สูงขึ้นด้วย

ลัมปิต (2525) นำดินเหนียวอ่อนที่รังสิตมาวิจัยทางอันเตรนครีพหา Activity มีค่า = 1.8 ในการทดสอบอันเตรนครีพนี้ดินเหนียวอ่อนมาก ที่ บางปู มีค่าความไว 6-8 และ Activity = 0.65

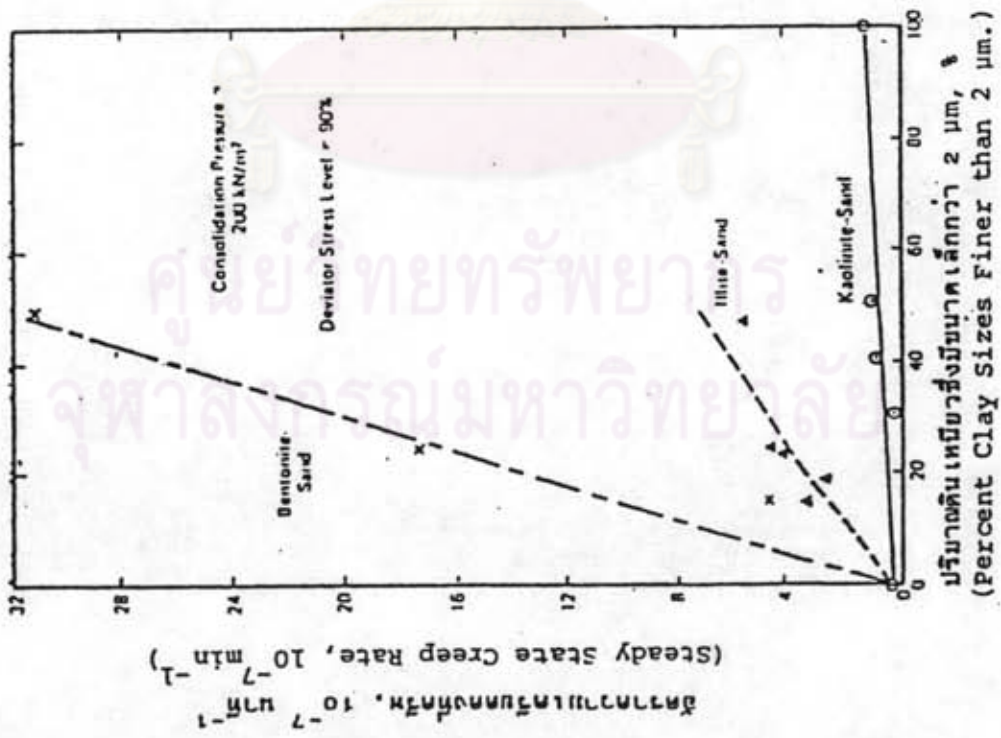
### 2.2.6 ผลของอุณหภูมิต่ออันเตรนครีพ (Effect of Temperature)

Mitchell และ Campanella (1963) ได้ศึกษารายการทดลองอันเตรนครีพที่หน่วยแรงเฉียงเบน (Deviator Stress) คงที่ แล้วปรับอุณหภูมิให้เปลี่ยนแปลงในระหว่างเกิดอันเตรนครีพเพื่อศึกษาพฤติกรรมของอันเตรนครีพเมื่อมีผลจากการเปลี่ยนแปลงของอุณหภูมิ พบว่า

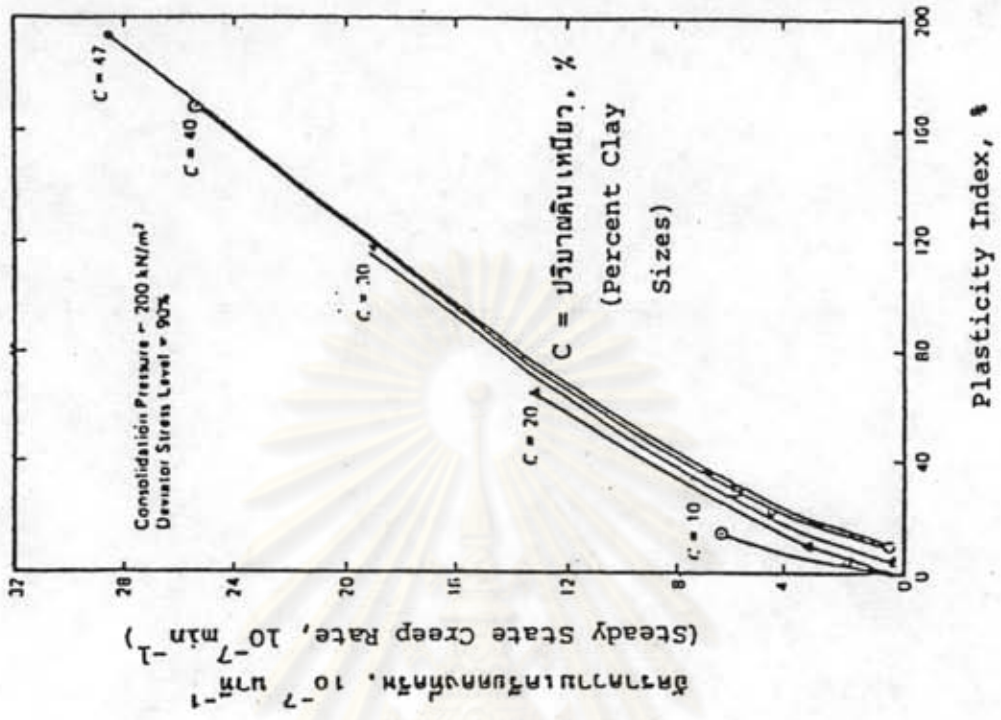
เมื่ออุณหภูมิสูงขึ้น จะทำให้อัตราการยุบตัวเนื่องจากอันเตรนครีพเพิ่มมากขึ้นและค่าอัตราความเครียดของครีพก็เพิ่มมากขึ้นด้วยของดินเหนียวที่อิ่มตัวภายใต้สภาวะอันเตรนครีพ (Undrained Condition) นอกจากนี้ยังทำให้ความตันทันน้ำในโพรงมีค่าสูงขึ้นด้วย ยังผลทำให้หน่วยแรงประสิทธิผลในดินมีค่าลดลง ดังแสดงในรูปที่ 2.29

เมื่ออุณหภูมิลดลง จะทำให้ความเครียดครีพลดลง และความตันทันน้ำในโพรงก็ลดลงด้วย ดังแสดงในรูปที่ 2.29

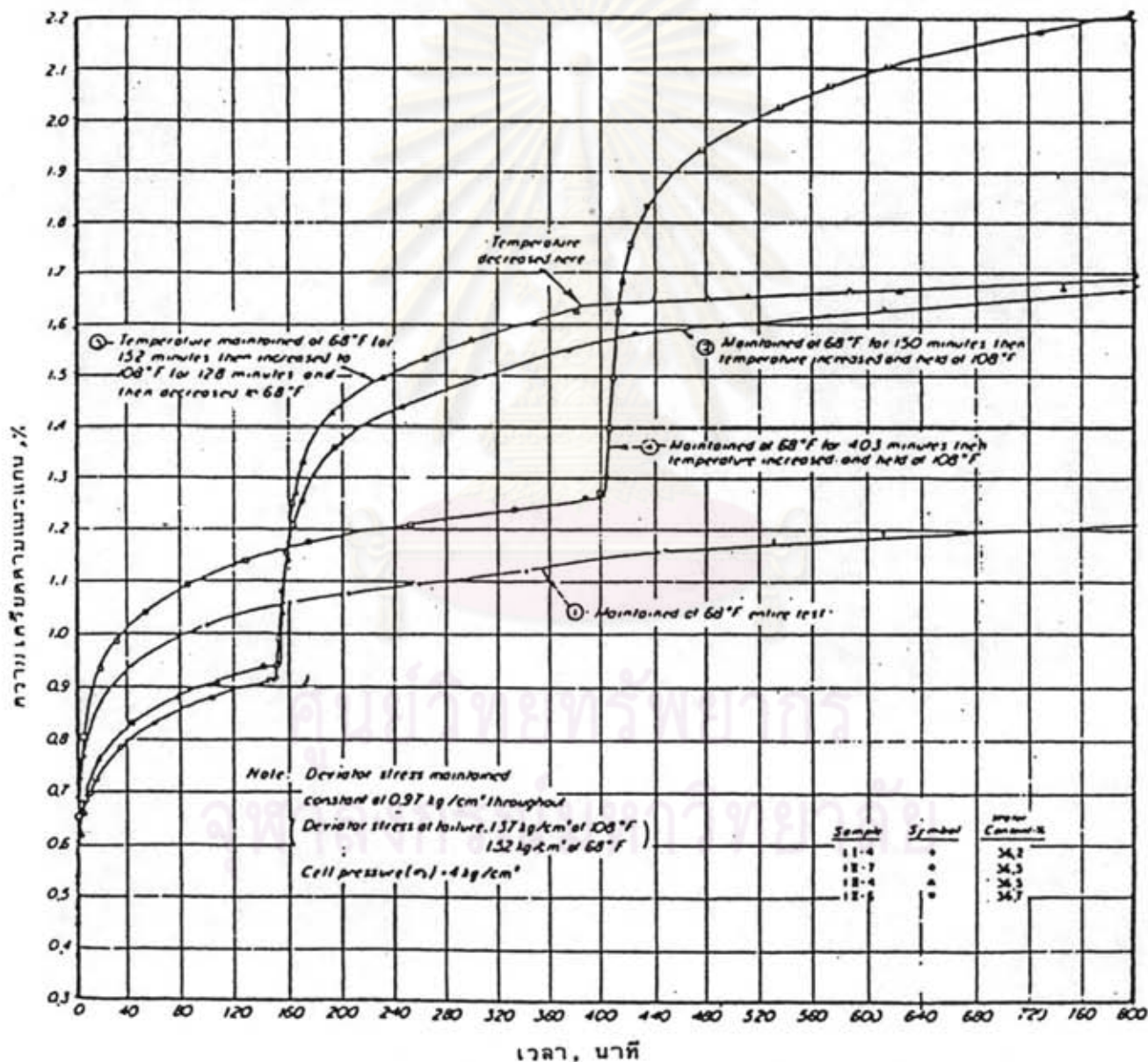
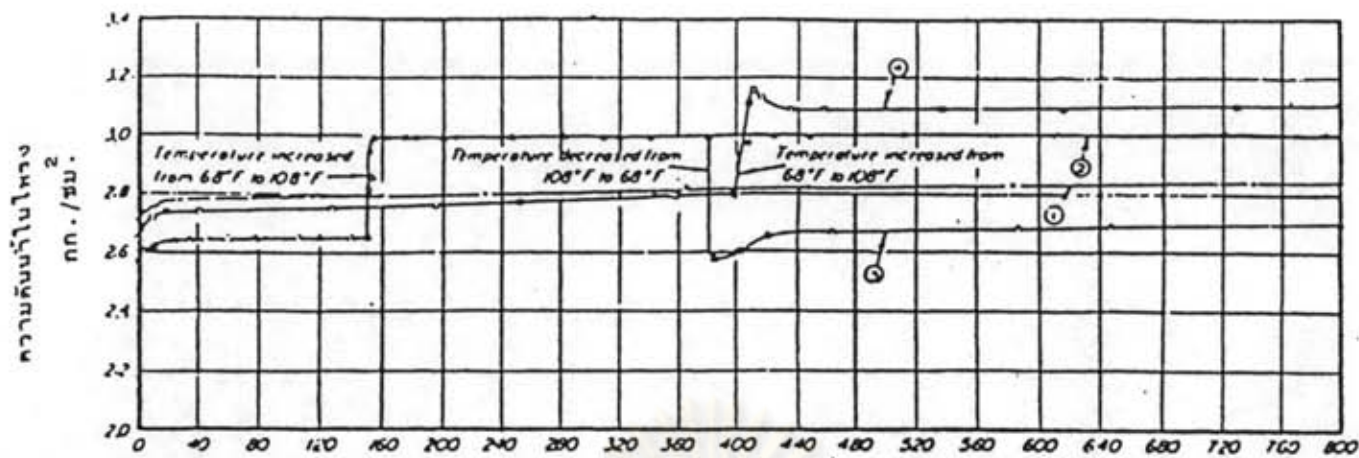
แต่เมื่อควบคุมอุณหภูมิในระหว่างการทดลองให้คงที่ จะให้กราฟความสัมพันธ์ของ Logarithm ของอัตราความเครียดกับหน่วยแรงเฉียงเบนเป็นกราฟเส้นตรงดังแสดงในรูปที่



รูปที่ 2.27 ผลของปริมาณดินเหนียวต่อ  
อัตราความเครียดคงที่  
ปริมาณดินเหนียวซึ่งมีขนาดเล็กลงกว่า 2  $\mu\text{m}$ , %  
(Percent Clay Sizes Finer than 2  $\mu\text{m}$ .)

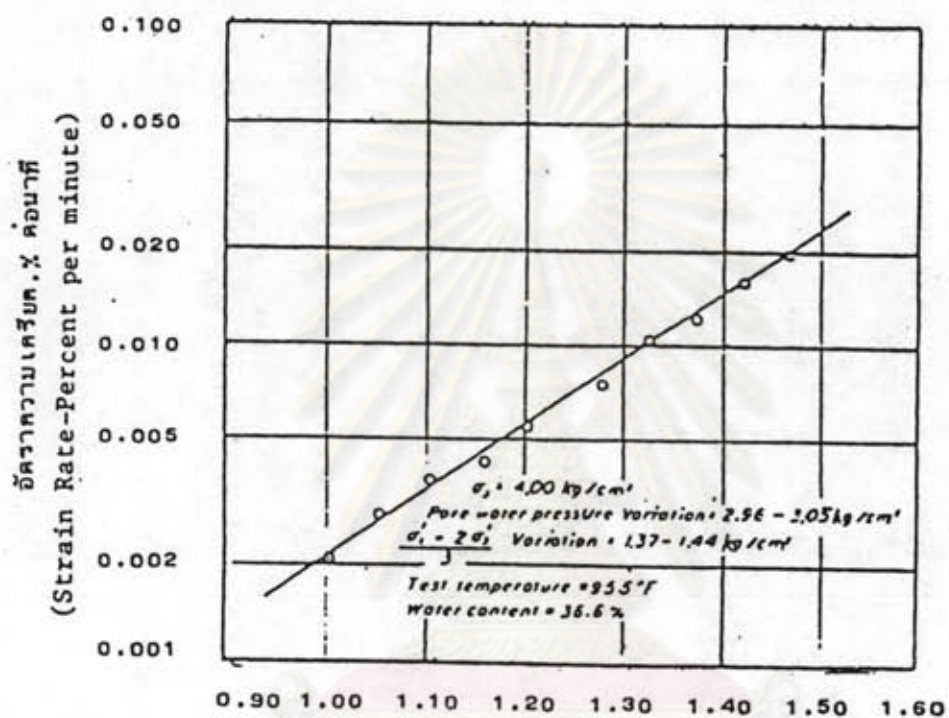


รูปที่ 2.28 ความสัมพันธ์ระหว่าง ปริมาณดินเหนียว  
Plasticity Index และอัตราความเครียดคงที่



รูปที่ 2.2<sup>9</sup> ผลของอุณหภูมิต่อพฤติกรรมอันแทรกซึน เมื่อดินรับหน่วยแรง  
 เป็นเชิงแนวค้ำคงที่ (จาก MITCHELL และ CAMPANELLA, 1963)





หน่วยแรงเบี่ยงเบน, กก/ซม<sup>2</sup>  
(Deviator Stress, ksc)

รูปที่ 2.30 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราความเครียดกับหน่วยแรงเบี่ยงเบน  
ระหว่างอันเดรนครีทเมื่ออุณหภูมิคงที่ (จาก MITCHELL และ  
CAMPANELLA, 1963)

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

Meschyian และ Galstyan (1972) ศึกษาผลของจุดเหตุมิต่อการบดตัวแบบ-  
อันเตรนคร์ฟ โดยเขาใช้สมมุติฐานว่าการบดตัวแบบคร์ฟ จะมีผลเนื่องจากหน่วยแรง และ  
จุดเหตุมิตั้งลุ่มการ

$$e_c(t, \sigma) = e_c(T) F_1(\sigma) \dots\dots\dots(2.20)$$

เมื่อ  $e_c(t, \sigma)$  = การบดตัวอันเตรนคร์ฟเนื่องจากจุดเหตุมิและหน่วยแรงเพียงเบน  
 $e_c(T)$  = การบดตัวเนื่องจากจุดเหตุมิ  
 $F_1(\sigma)$  = การบดตัวเนื่องจากหน่วยแรงเพียงเบน

ได้ความสัมพันธ์ของการบดตัวแบบอันเตรนคร์ฟ กับจุดเหตุมิตั้งลุ่มการ

$$e_c(T) = 0.0045t^{0.076} \dots\dots\dots(2.21)$$

เมื่อ  $t$  = จุดเหตุมิ  $^{\circ}c$

### 2.2.7 ผลของระบบหน่วยแรงในดิน (Effect of Stress System)

การศึกษาวิเสัยทางด้าน หน่วยแรง-ความเครียด-เวลา ด้านอันเตรนคร์ฟ จะใช้  
เครื่องมือกด (Triaxial Compression Test) ซึ่งแตกต่างกับเตรนคร์ฟ โดยใช้เครื่องมือ  
Oedometer Test

ในลภาวะธรรมชาติดินจะถูกอัดตัวคายน้ำ แบบไม่เท่ากันทุกทิศทุกทาง (Aniso-  
tropically Consolidated Condition) มีค่า  $K_o$  อยู่ในย่วง 0.5 หรือน้อยกว่าสำหรับ  
Normally Consolidated Clay และ มีค่า 3.0 สำหรับ Overconsolidated Clay  
(Mitchell, 1976) แต่ปัญหาจริงในลนามดินจะถูกอัดตัวคายน้ำแบบ Plane Strain มาก-  
กว่า การอัดตัวคายน้ำแบบไม่เท่ากันทุกทิศทุกทาง

Duncan และ Buchignani (1973) ได้ก่อสร้างค่นดินในบริเวณอ่าวซาน-  
ฟานซิสโก ที่มีชั้นดินเหนียวอ่อนหนามาก และเกิดการหีบตีเนื่องจากความเล็ดยภาพ เขาได้ลุ่ม  
ผลที่ทำให้เกิดการหีบตี เนื่องจากการไม่ค่นฝังถึงระบบของหน่วยแรง, ผลของแอนไอโซทรอปี  
(Anisotropy) และผลของอันเตรนคร์ฟ

Campanella และ Vaid (1974) ได้ทดสอบอันเตรนคร์ฟของตัวอย่างดินฮันนิ  
ที่ไม่ถูกรบกวน (Undisturbed Hane Clay) มีค่าความไว (Sensitivity) 6 ถึง 8  
จากบริติชโคลัมเบีย (British Columbia) ใช้เครื่องมือ Triaxial และ Plane Strain  
โดยทำให้ดินอัดตัวคายน้ำในลภาพต่าง ๆ กัน ก่อนการทดสอบอันเตรนคร์ฟ

- ใช้เครื่อง Triaxial ทำให้ดินอัดตัวคายน้ำแบบไอโซทรอปิก (Isotropically Consolidation) และแบบ  $K_0$  - แอนไอโซทรอปิก ( $K_0$ -Anisotropically Consolidation) ให้มีหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้งไม่เท่ากัน แล้วจึงทำการทดสอบครีพ

- ใช้เครื่อง Plane strain ทำให้ดินอัดตัวคายน้ำในสภาพ  $K_0$  - แอนไอโซทรอปิก โดยให้หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้ง มีค่าเท่ากับการทดลองโดยใช้เครื่อง Triaxial แล้วจึงทำการทดสอบครีพ

ผลการทดลองสรุปได้ว่า ค่าอัตราการความเครียดต่ำสุด (Minimum Creep Rate) ถึงจุดที่เกิดการหุบคืบโดย Creep จะแตกต่างกันขึ้นอยู่กับชนิดของการทดลอง ดังรูปที่ 2.31 โดยค่าอัตราการความเครียดต่ำสุดที่ได้จาก  $K_0$  - แอนไอโซทรอปิก จะให้ค่าน้อยที่สุด และจากการทดลอง CIUC จะให้ค่าสูงที่สุดและให้ค่าพารามิเตอร์  $m$  (ความลาดของกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Logarithm ของอัตราการความเครียดกับ Logarithm ของเวลา) จากการทดสอบ  $K_0$  - แอนไอโซทรอปิกและ Plane Strain น้อยกว่าค่าพารามิเตอร์  $m$  ที่ได้จากการทดลอง CIUC ซึ่งแสดงให้เห็นว่ามีแนวโน้มที่จะเกิดปัญหาทางด้าน Creep มากกว่า

Mesri et al (1981) ได้ศึกษาตัวอย่างดินจากอ่าวซานฟรานซิสโก (San Francisco Bay Mud) ที่สภาวะ Normally Consolidated และสภาวะ Overconsolidated จากการทดลอง CIUC พบว่าค่าพารามิเตอร์  $\lambda'$  มีแนวโน้มที่จะลดลงเมื่อ OCR เพิ่มขึ้น จากข้อมูลที่ได้ทำการทดลองเขาได้หาความสัมพันธ์ระหว่างค่าพารามิเตอร์  $\lambda'$  กับค่า  $E_u/S_u$  ได้ดังสมการ

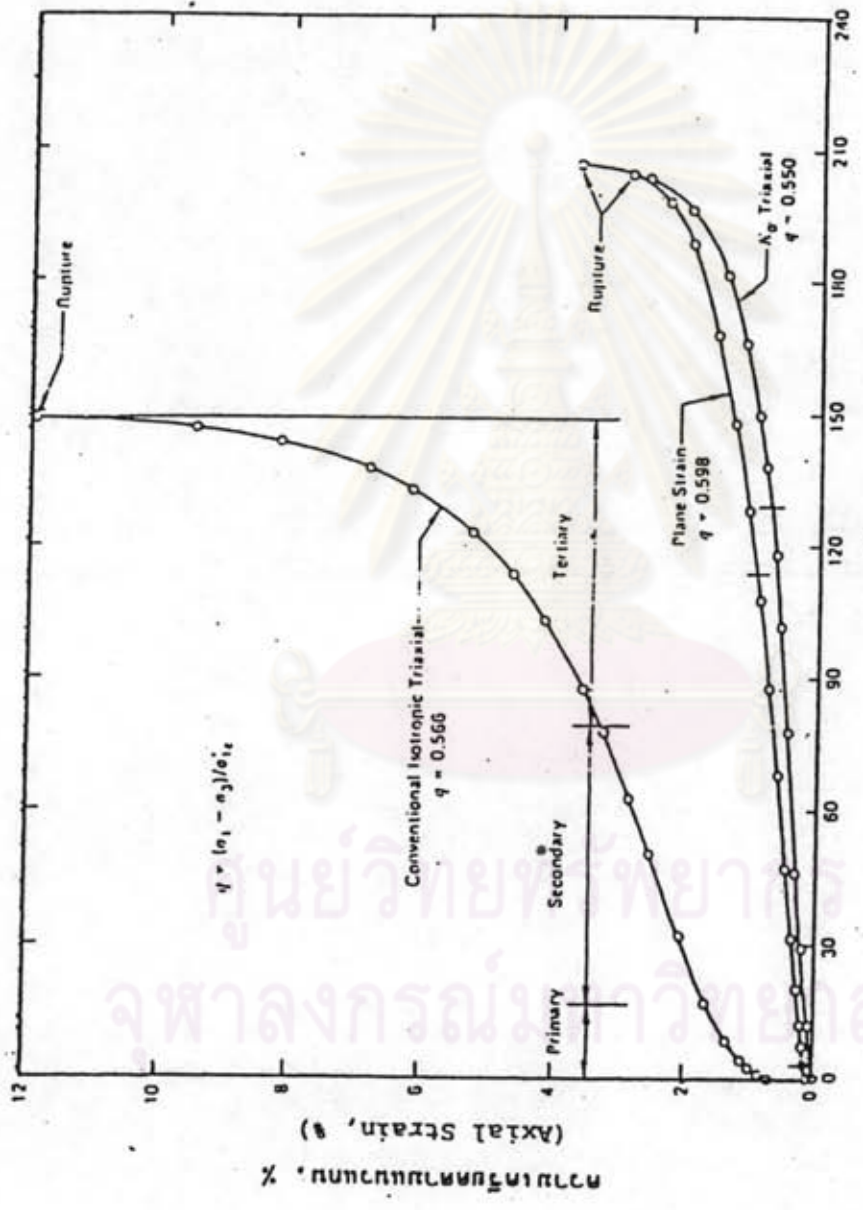
$$\lambda' = \frac{1}{6000} \frac{E_u}{S_u} \dots\dots\dots (2.22)$$

และความสัมพันธ์ระหว่างค่าพารามิเตอร์  $\lambda'$  กับค่า Plasticity Index (PI)

$$\lambda' = n + 0.0024 PI \dots\dots\dots (2.23)$$

$$n = 0.02 \pm 0.02$$

จากสมการที่ (2.23) เขาไม่แนะนำให้ใช้กับวิธีการทดลองอัดตัวคายน้ำแบบไม่เท่ากันทุกทิศทาง ( $K_0$ -consolidated)



เวลาที่ผ่านไป, นาที  
(Elapsed Time, min)

รูปที่ 2.31 ความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดตามแนวแกนกับเวลา ครึ่งของดินเหนียวชั้นนี้ เมื่ออัดด้วยน้ำแบบ  
ไอโซโทปิกและ K<sub>0</sub>-แอนไอโซโทปิก โดยใช้เครื่อง Triaxial และ Plane Strain  
(จาก CAMPANELLA และ VAID, 1974)