

## บทที่ 2

### ทฤษฎีและทบทวนงานในอดีต

#### 2.1 การประเมินค่าแรงดันดินที่กระทำต่อระบบกำแพงกันดิน

##### 2.1.1 การคำนวณหน่วยแรงดันดินด้านข้าง

หน่วยแรงดันดินด้านข้าง อธิบายโดยใช้สมการที่มาจากหลักการของหน่วยแรงประสิทธิผล (principal of Effective Stress) ดังสมการ

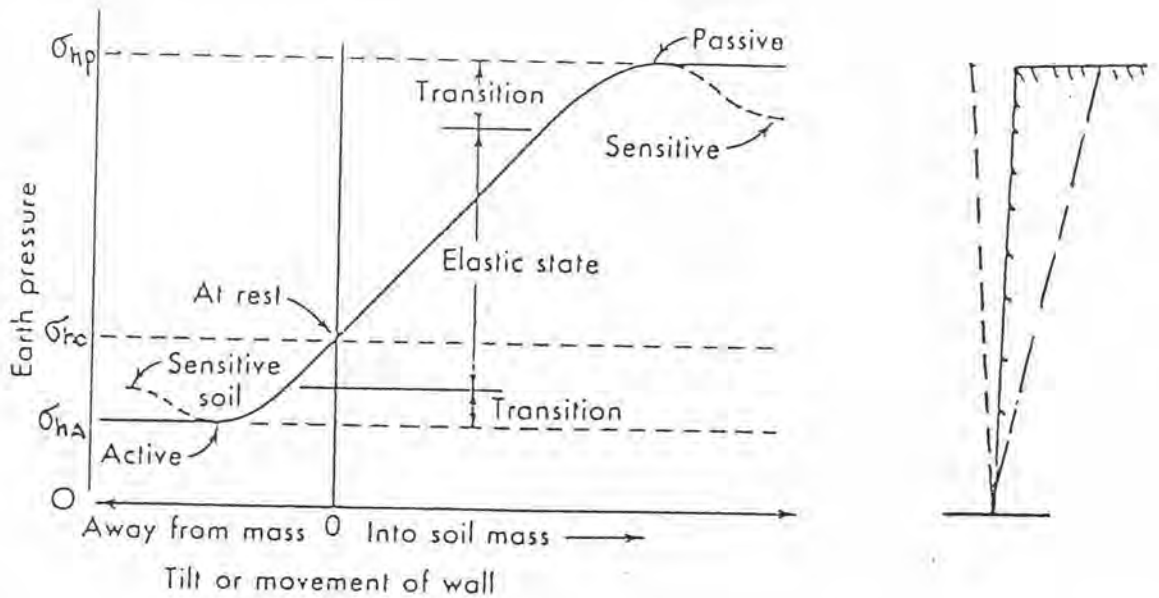
$$\sigma_h = \sigma'_h + u \quad \dots\dots\dots(2.1)$$

- $\sigma_h$  หน่วยแรงดันรวม
- $\sigma'_h$  หน่วยแรงดันดินด้านข้างในรูปหน่วยแรงประสิทธิผล (มาจาก ส่วนของแรงดันที่ถ่ายผ่านเม็ดดิน)
- $u$  ความดันน้ำ ด้านหน้าหรือหลังกำแพงบริเวณจุดที่สนใจ

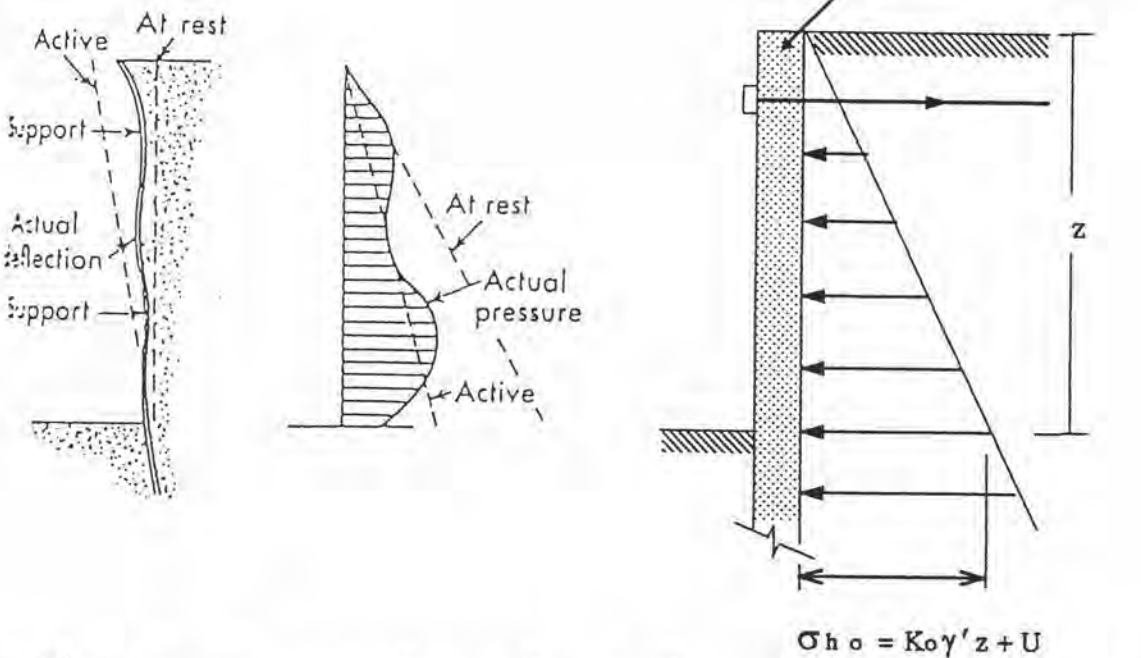
นอกจากนี้ตัวประกอบสำคัญที่มีผลต่อ  $\sigma_h$  คือ

- ปริมาณและทิศทางการเคลื่อนตัวด้านข้างของกำแพง
- รูปร่างและการกระจาย (distribution) ของการเคลื่อนตัวด้านข้างของกำแพง
- ตำแหน่งและจำนวนจุดที่ใช้ค้ำยัน , stiffness ของกำแพง
- สมบัติของดินตลอดกำแพง

รูปที่ 2.1 แสดงผลการเคลื่อนตัวของกำแพงที่มีผลต่อ  $\sigma_h$  เมื่อกำแพงเคลื่อนตัวออกไปโดยมีปลายอยู่กับที่ (Tilt) ค่า  $\sigma_h$  จะมีค่าลดลงจากหน่วยแรงดันด้านข้างรวมแบบสถิต ( $\sigma_{ho}$ ) ในขณะที่  $\sigma_v$  (หน่วยแรงรวมในแนวตั้ง) มีค่าคงที่ จนกระทั่งดินอยู่ในสภาพวิบัติซึ่ง  $\sigma_h$  จะมีค่าต่ำสุด ( $\sigma_{ha}$ ) ความดันดินในสภาพนี้เรียกว่า ความดันดินแบบ active เมื่อกำแพงดันเข้าหาดินในลักษณะแบบ Tilt เช่นกัน ค่า  $\sigma_h$  จะเพิ่มขึ้นจากค่า  $\sigma_{ho}$  จนกระทั่งดินอยู่ในสภาพวิบัติ ความดันดินในสภาพนี้เรียกว่าหน่วยแรงดันดินด้านข้างรวมแบบ Passive ( $\sigma_{hp}$ ) ดังนั้น  $\sigma_{ha}$  จึงเป็นหน่วยความดันแบบผลัด ส่วน  $\sigma_{hp}$  เป็นหน่วยความดันแบบด้าน



รูปที่ 2.1 แสดงชนิดหน่วยแรงดันด้านข้างเป็นฟังก์ชันกับการเคลื่อนตัวของกำแพง



รูปที่ 2.2ก. สภาพของหน่วยแรงดันด้านข้างของ Flexible brace cut      รูปที่ 2.2ข. สภาพของหน่วยแรงดันด้านข้างของ Rigid wall

รูปที่ 2.2 สภาพหน่วยแรงดันด้านข้างของระบบกำแพงกันดินชนิดต่างๆ

รูปที่ 2.2 แสดงผลการค้ำยัน, Stiffness ของกำแพง และรูปร่างการเคลื่อนตัวของกำแพงที่มีต่อค่าหน่วยแรงความดันด้านข้างที่เกิดต่อกำแพง ข้อมูลของรูปที่ 2.2 สรุปได้ดังนี้

1) ด้วยผลของการมีสิ่งค้ำยันเช่น strut ในการก่อสร้าง brace cut หรือ anchorage หน่วยแรงที่ใกล้สิ่งค้ำยันจะเพิ่มขึ้นจากหน่วยแรงความดันในสภาพ active อันเป็นผลของแรงที่เกิดจากค้ำยัน การเกิดจุด rotation ของกำแพงใกล้บริเวณที่มีสิ่งค้ำยัน การเกิดหน่วยแรงเฉือนและ shear strain ในดินซึ่งทำให้เกิด arching (รูปที่ 2.2ก) แรงดันที่จุด หนึ่งจะมีปริมาณเท่าใดขึ้นอยู่กับปริมาณการเคลื่อนตัวที่จุดนั้น ถ้าการก่อสร้างมีการค้ำยันที่จุดเดียวและอยู่ใกล้ผิวดิน หน่วยแรงดันทางด้านข้างของดินจะมีค่าใกล้เคียงหน่วยแรงดันด้านข้างในสภาพ active ถ้ามีจุดค้ำยันหลายระดับ ค่า  $\sigma_h$  อาจต่ำกว่า  $\sigma_{hA}$  วิเคราะห์โดยวิธี Rankine เนื่องจากผลของ arching ทำให้ค่า  $\sigma_v$  น้อยกว่าค่าที่ใช้ในทฤษฎีของ Rankine อย่างไรก็ตามหน่วยแรงดันบริเวณที่ค้ำยันไม่สามารถสูงกว่าแรงดันสถิตได้ ถ้าค้ำยันไม่มีการ over prestressed ถ้าเกิดกรณีดังกล่าวหน่วยแรงดันด้านข้างก็มีโอกาสสูงกว่าแรงดันด้านสถิต ( $\sigma_{ho}$ ) แต่จะน้อยกว่าหน่วยแรงดันแบบ passive

2) ในกรณีที่กำแพงมี stiffness และ rigidity สูงมาก (รูปที่ 2.2ข) การเคลื่อนตัวจนถึงสภาพ active ก็จะไม่เกิดขึ้น ในกรณีเช่นนี้ หน่วยแรงดันด้านข้างชนิดที่ผลักต่อกำแพงหรือหน่วยแรงดันในสภาพสถิต ( $\sigma_{ho}$ )

3) ในกรณีที่กำแพงเกิด translation อย่างเดียว หน่วยแรงผลักต่อกำแพงจะแตกต่างจากสภาพหน่วยแรงดันแบบ active ของ Rankine

DM- 7-2 (1982) ให้ปริมาณการ tilt ของกำแพงสำหรับดินชนิดต่างๆกันเพื่อให้เกิดสภาพ active และ passive ดังแสดงในตารางที่ 2.1

การวิเคราะห์แรงดันดินทำได้ในรูปแบบของหน่วยแรงรวม เมื่อใช้กับดินเหนียวในระหว่างก่อสร้าง และในรูปแบบหน่วยแรงประสิทธิผลสำหรับดินทรายและดินเหนียวในปัญหาระยะยาว การวิเคราะห์ในรูปแบบของหน่วยแรงรวม จะให้ค่า  $\sigma_{hA}$  และ  $\sigma_{hp}$  ถ้าวิเคราะห์ในรูปแบบหน่วยแรงประสิทธิผลจะให้ค่า  $\sigma'_{hA}$  และ  $\sigma'_{hp}$  ซึ่งเมื่อจะหาหน่วยแรงความดันรวมต้องนำ  $\sigma'_h$  รวมเข้ากับ ความดันน้ำ ในรูปของหน่วยแรงรวมและดินเหนียวอิ่มตัวด้วยน้ำ ค่า  $\phi=0$  ค่า  $c$  จะเปลี่ยนแปลงกับความลึก สมการเขียนได้ดังนี้

ตารางที่ 2.1 ค่า Tilt ( $\delta/H$ ) ของกำแพงที่ทำให้เกิดสภาพ active และ passive ( DM7-2, 1982 )

ชนิดของดิน	$(\delta/H)$	
	Active	Passive
ทรายแน่น	.0005	.002
ทรายหลวม	.002	.006
ดินเหนียวแข็ง	.01	.02
ดินเหนียวอ่อน	.02	.04

$\delta$  = การเคลื่อนตัวที่หัว sheet pile

H = ความยาวของ sheet pile

$$\sigma_{hA} = \sigma_v - 2c \quad \dots\dots\dots(2.2)$$

$$\sigma_{hP} = \sigma_v + 2c \quad \dots\dots\dots(2.3)$$

ส่วนค่า  $\sigma_v$  คือหน่วยแรงรวมในแนวตั้งหาได้โดย

$$\sigma_v = \gamma t \times Z \quad \dots\dots\dots(2.4)$$

$\gamma t$  = ความหนาแน่นรวมของดินเหนียว

$Z$  = ความลึกของจุดที่พิจารณาจากระดับผิวดิน

ในกรณีดินอยู่ใต้น้ำหรือมี Surcharge ค่า  $\sigma_v$  ต้องรวมถึงค่า  $q$  ซึ่งคิดเป็น Surcharge ด้วย  
ดังนั้น

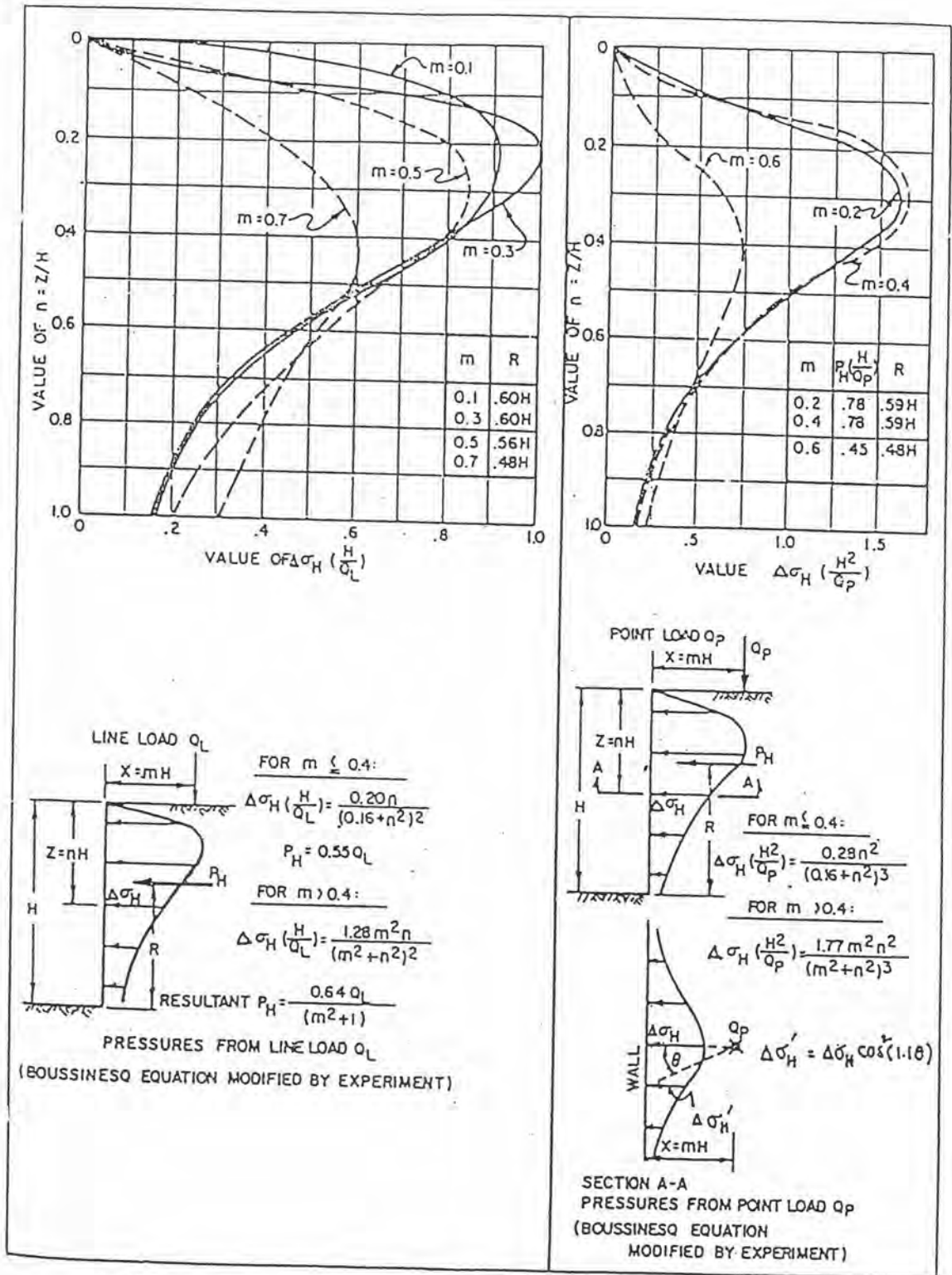
$$\sigma_v = \gamma t \times Z + q \quad \dots\dots\dots(2.5)$$

Surcharge ดังกล่าวต้องมีความกว้างและยาวครอบคลุมมวลดินที่เกิดการวิบัติ ในกรณีที่  
Surcharge เป็นรูปอื่นต้องทำโดยวิธีอื่นเช่น ทฤษฎี Elastic (รูปที่ 2.3และ2.4) โดยค่าของผลที่เพิ่ม  
ขึ้นอยู่ในรูป  $\Delta\sigma_h$  ซึ่งแสดงโดยสมการ

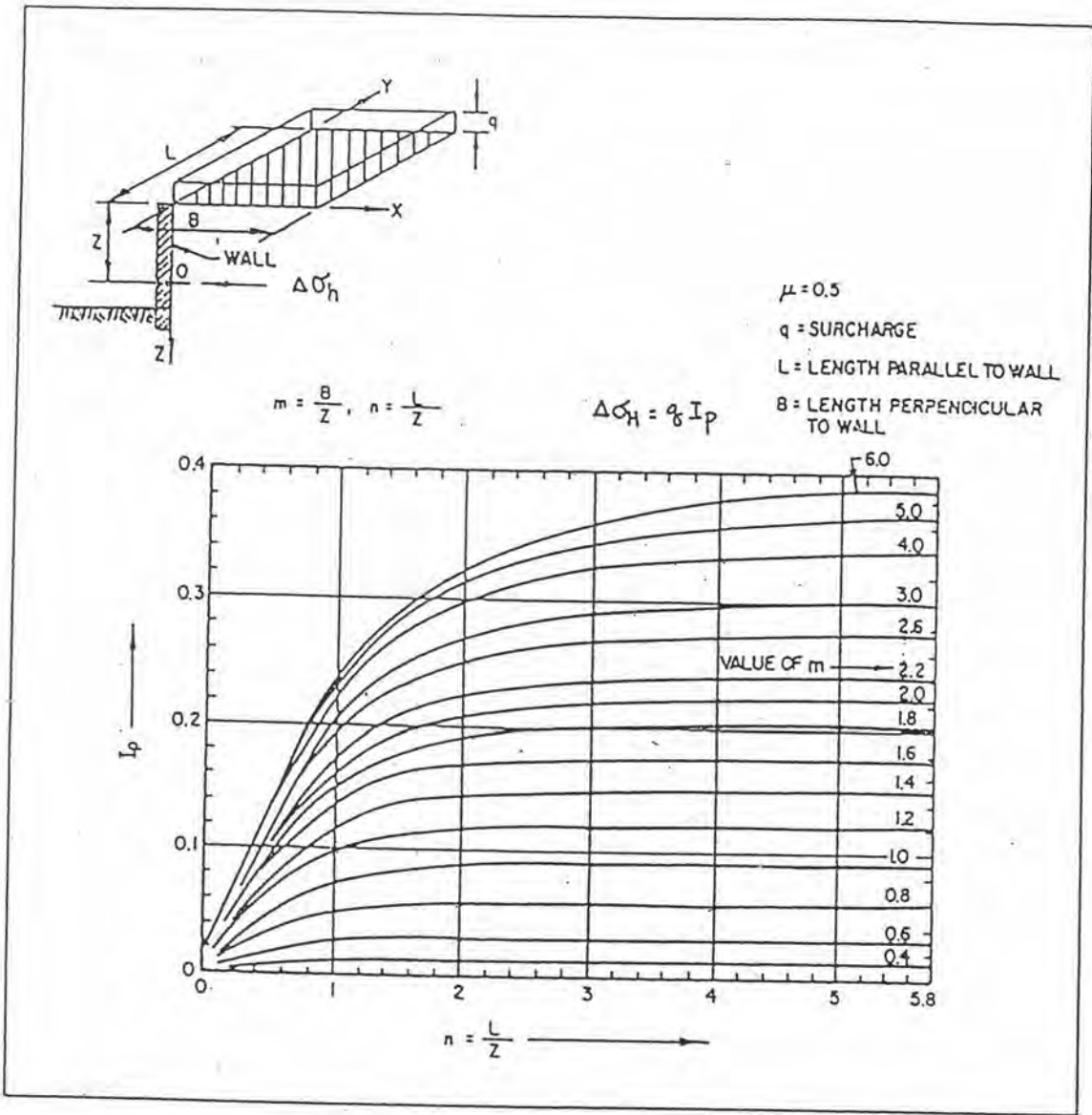
$$\sigma_h = \sigma_{hA} + \Delta\sigma_h \quad \dots\dots\dots(2.6)$$

### 2.1.2 การใช้หลักการของ Rankine คำนวณหาแรงดันด้านข้าง

ทฤษฎีของ Rankine มีรากฐานมาจากกฎการวิบัติของดินของ Mohr และ  
Coulomb Rankine พิจารณาว่าระนาบการวิบัติของดินทั้งในสภาพ active และ passive เป็น planer  
surface และทิศทางของหน่วยแรงหลักที่เกิดขึ้นทุกจุดในมวลดินภายในระนาบของการวิบัติอยู่ใน  
เฉพาะในแนวตั้งและในแนวนอน นอกจากนั้น ทุกจุดในมวลดินภายในขอบเขตระหว่างกำแพงกับ  
ระนาบของการวิบัติจะเกิดการวิบัติพร้อมๆกัน



รูปที่ 2.3 การคาดคะเนค่า  $\Delta\sigma_H$  เนื่องจากผลของ Line Load และ Concentrated Load กระทำข้างกำแพงโดยทฤษฎี Elasticity (DM-7-2, 1982)



รูปที่ 2.4 การคาดคะเนค่า  $\Delta\sigma_h$  เนื่องจากผลของ Uniform Load กระทำข้างกำแพง (DM-7-2, 1982)

การวิบัติแบบ active เกิดจากการลดลงของค่าหน่วยแรงในแนวนอน ( $\sigma_h$ ) ขณะที่หน่วยแรงในแนวตั้ง ( $\sigma_v$ ) คงที่ ส่วนในสภาพ passive ค่า  $\sigma_h$  เพิ่มขึ้นขณะที่  $\sigma_v$  คงที่ ด้วยสมมุติฐานดังกล่าวทำให้การวิเคราะห์จะใช้ได้เฉพาะในกรณีที่ผิวดินอยู่ในแนวราบ (horizontal) และไม่มีแรงเสียดทาน และ adhesive ระหว่างกำแพงกับดิน นอกจากนั้นโดยหลักการของ Mohr และ Coulomb ถ้าผิวดินอยู่ในแนวราบ และระนาบของการวิบัติเป็น planar failure plane ระนาบของการวิบัติดังกล่าวจะทำมุม  $45+\phi/2$  กับระนาบของหน่วยแรงหลักสูงสุด (Major Principle Stress Plane) และใช้ได้กับกำแพงที่อยู่ในแนวตั้งเท่านั้น

จากหลักเรขาคณิตของวงกลม Mohr ในสภาพวิบัติสัมพันธ์กับเส้นขอบเขตการวิบัติ (Mohr-Coulomb Envelope) ความสัมพันธ์ของหน่วยแรงดินแบบ active ( $\sigma_{hA}$ ) และ passive ( $\sigma_{hP}$ ) ที่จุดใดจุดหนึ่งในมวลดิน กับค่า  $\phi$  และ  $c$  ( $\phi$  = มุมต้านแรงเฉือน,  $c$  = ความเชื่อมแน่นที่ปรากฏ) มีดังนี้

$$\sigma_{hA} = \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi} \sigma_v - 2c \sqrt{\frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi}} \dots\dots\dots(2.7)$$

$$\sigma_{hP} = \frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi} \sigma_v - 2c \sqrt{\frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi}} \dots\dots\dots(2.8)$$

$\sigma_v$  คือหน่วยแรงในแนวตั้งซึ่งเป็นหน่วยแรงหลัก ณ จุดที่กำลังพิจารณา

ในรูปหน่วยแรงประสิทธิผลสำหรับดินทรายและดินเหนียวในปัญหาระยะยาว การวิเคราะห์ ค่า  $\sigma'_{hA}$  และ  $\sigma'_{hP}$  หาได้โดยสมการ

$$\sigma'_{hA} = K_A (\sigma_v - u) - 2c' \sqrt{K_A} \dots\dots\dots(2.9)$$

$$\sigma'_{hP} = K_P (\sigma_v - u) + 2c' \sqrt{K_P} \dots\dots\dots(2.10)$$

$K_A = (1 - \sin\phi) / (1 + \sin\phi)$  หรือเรียกว่า coefficient of active earth pressure

$K_P = (1 + \sin\phi) / (1 - \sin\phi)$  หรือเรียกว่า coefficient of passive earth pressure

$\phi'$  และ  $c'$  คือค่ามุมต้านในรูปหน่วยแรงประสิทธิผล และความเชื่อมแน่นที่ปรากฏในรูปหน่วยแรงประสิทธิผล



### 2.1.3 การวิเคราะห์หน่วยแรงดันดินสถิต ( $\sigma_{ho}$ )

การคาดคะเน  $\sigma_{ho}$  ทำได้โดยใช้สมการ

$$\sigma_{ho} = \sigma'_{ho} + u \quad \dots\dots\dots(2.11)$$

$$\sigma'_{ho} = K_o \sigma'_v \quad \dots\dots\dots(2.12)$$

$$\sigma'_v = \sigma_v - u \quad \dots\dots\dots(2.13)$$

ค่า  $K_o$  คือสัมประสิทธิ์หน่วยแรงดันด้านข้างแบบสถิต  $\sigma'_v$  คือหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวดิ่ง ค่า  $\sigma_{ho}$  นี้ใช้ออกแบบ rigid wall เช่น slurry wall หรือ diaphragm wall เมื่อต้องการรวมผลของ surcharge การคาดคะเนทำได้โดยพิจารณาว่า ค่า Surcharge มีค่าคงที่กับความลึก

Tavenas et al (1975) กล่าวว่า เป็นการยากที่จะหาค่า  $K_o$  ในสภาพธรรมชาติ ฉะนั้นโดยทั่วไปแทนที่จะหาค่า  $K_o$  จากการทดลองซึ่งต้องใช้เครื่องมือเฉพาะประกอบกับการทำงานการหาค่า  $K_o$  จึงมักใช้สูตร Empirical แล้วตรวจสอบระหว่างการทดลองหาค่า  $K_o$  ดังแสดงในตารางที่ 2.2

ส่วนใหญ่ Normally Consolidated Clay จะมีค่า  $K_o = 0.55 \pm 0.10$  และ  $K_o$  จะมีค่าสูงขึ้นเมื่อ OCR สูงขึ้น

Brooker & Ireland (1965) เสนอความสัมพันธ์ระหว่าง  $K_o$ , OCR, PI ดังรูปที่ 2.5 และเสนอความสัมพันธ์ ระหว่าง  $K_o$  กับ  $\phi'$  ของ NC Clay

$$K_o = 0.95 - \sin \phi' \quad \dots\dots\dots(2.14)$$

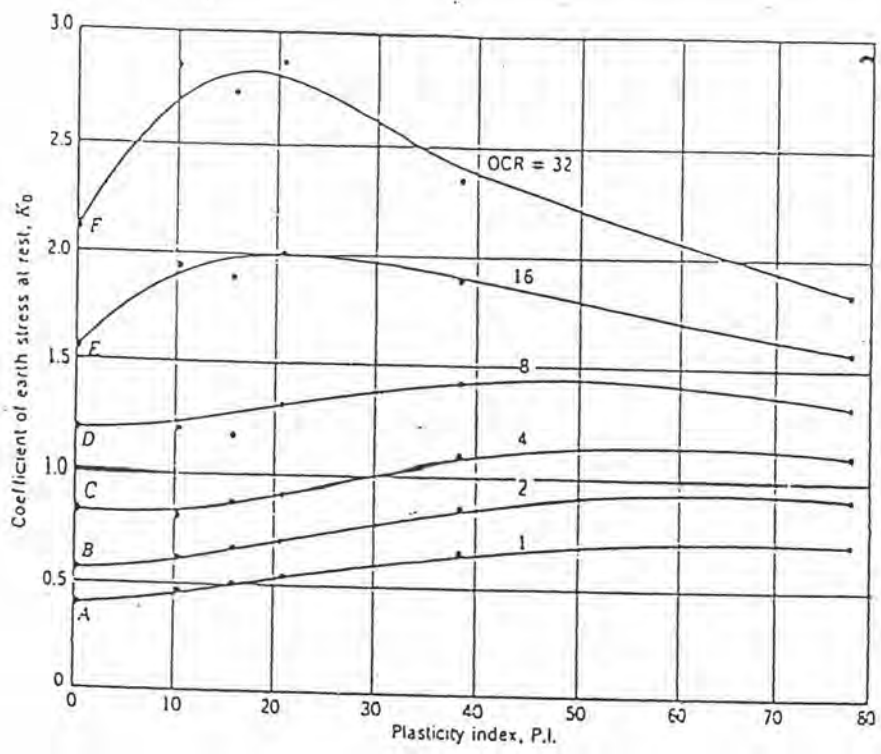
ตามปกติ  $\phi'$  ของดินเหนียวมีค่าอยู่ระหว่าง  $20^\circ - 30^\circ$

Schmidth (1966) ได้ความสัมพันธ์ระหว่าง  $K_o$  กับ OCR จากการทดลองลดน้ำหนัก (unloading)

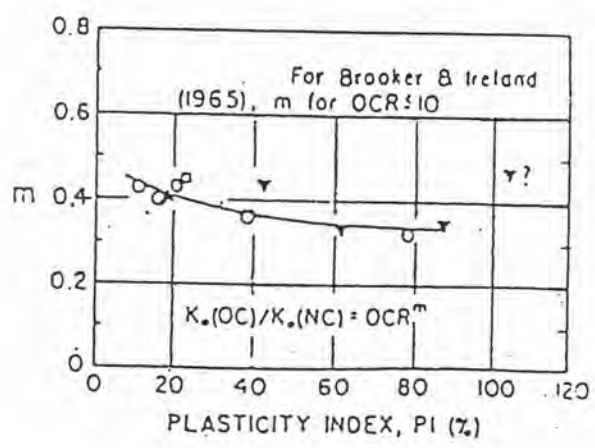
$$\frac{K_o(oc)}{K_o(nc)} = OCR^m \quad ; \quad \text{ค่า } m \text{ ขึ้นกับ PI} \dots\dots\dots(2.15)$$

ตารางที่ 2.2 สูตรคำนวณเพื่อประมาณค่าสัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างแบบสถิตย์ ( $K_0$ )

Formular	Remarks	Reference
$K_0 = \frac{(1 + 2 \sin \phi')}{3} \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'}$ $K_0 \approx 0.9(1 - \sin \phi')$	Theoretical derivation	Jaky(1944)
$K_0 = 1 - \sin \phi'$	For normally consolidated sand	Jaky(1948)
$K_0 = 0.95 - \sin \phi'$	For cohesive soils, based on data obtained from remoulded specimens	Brooker & Ireland (1965)
$K_0 = 0.19 + 0.233 \log J_p (\%)$	Based on data published by Kenney (1959)	Alpan (1967)
$K_0 = 0.24 + 0.31 \log J_p (\%)$	Ko determined from insitu-tests	Lee & Jin (1979)
$K_0(OC) = K_0(NC) OCR^{m_1}$ $m_1 = 0.54 \exp(-J_p / 281)$	For overconsolidated clays	Alpan (1967)
$K_0(OC) = K_0(NC) OCR^{m_2}$ $m_2 = f(J_p)$	Note: NC = normally consolidated OC = overconsolidated	Alpan (1967)



รูปที่ 2.5 ค่า  $K_0$  เป็นฟังก์ชันกับ OCR และค่า PI (Brooker and Ireland , 1965)



รูปที่ 2.6 ความสัมพันธ์ของสัมประสิทธิ์  $m$  ซึ่งเป็นฟังก์ชันของค่า  $K_0$  และ OCR กับค่า PI (Ladd et al, 1977)

ตารางที่ 2.3 ค่า  $K_0$  กับความลึกของดินเหนียวหนองงูเห่า

Depth (m )	$K_0$	Method Used
1.3	0.70	ADSTM
2.0	0.65	ADSTM
2.6	0.61	ADSTM
4.1	0.61	PPSM
4.1	0.63	ADSTM
5.5	0.63	PPSM
7.0	0.60	PPSM
8.6	0.63	ADSTM
10.4	0.63	PPSM
10.4	0.64	ADSTM
10.4	0.61	ADSTM

ADSTM := Allowable Deviator Stress Testing Method ( Chang , 1973)

PPSM := Preconsolidation Pressure Simulating Method ( Poulos & Davis , 1972)

ค่า  $m$  ขึ้นกับ PI

Ladd (1977) เสนอค่า  $m$  ในสมการของ Schmidth กับค่า PI ดังรูปที่ 2.6

Moh และ Wang (1968) พบว่าค่า  $K_0$  สำหรับ Normally Consolidated Clay ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพ โดยทั่วไปมีค่าประมาณ  $= 0.60 \pm 0.02$

AIT (1974) และ Yuen (1975) ได้ทดลองหาค่า  $K_0$  ของดินเหนียวหนองงูเห่า กม.15 จากบางนา ได้ผลดังตารางที่ 2.3

## 2.2 การประเมินค่าคุณสมบัติทางปฐพีกลศาสตร์ของดินเหนียว

### 2.2.1 หลักการหน่วยแรงประสิทธิผล (The Principle of Effective Stress)

ในปี 1960 Terzaghi ได้ศึกษาเกี่ยวกับหลักการของหน่วยแรงประสิทธิผลและได้แสดงให้เห็นว่าค่าหน่วยแรงประสิทธิผล (effective stress) เป็นสิ่งที่ควบคุมพฤติกรรมของการเคลื่อนตัวและการบีบอัดของดินอิ่มตัวด้วยน้ำ และมีค่าเท่ากับหน่วยแรงรวม (total stress) ลบด้วยค่าความดันน้ำในโพรงดิน (pore pressure)

$$\sigma' = \sigma - u \quad \dots\dots\dots(2.16)$$

$\sigma'$  = หน่วยแรงประสิทธิผล (effective stress)

$\sigma$  = หน่วยแรงรวม (total stress)

$u$  = ความดันน้ำในโพรงดิน

ในปี 1934 Jergenson และ Casagrande ได้พบว่า ค่าหน่วยแรงประสิทธิผลเป็นตัวควบคุมพฤติกรรมทางกำลังรับน้ำหนัก (strength) ของดิน และกฎของการบีบอัดโดย Mohr และ Coulomb ในรูปของหน่วยแรงประสิทธิผลสำหรับดินอิ่มตัวด้วยน้ำมีค่าค่อนข้างจะเหมือนกัน ถ้าแสดงผลไว้ในรูปของหน่วยแรงประสิทธิผล

$$\tau_{ff} = c' + \sigma'_{ff} \tan \phi' \quad \dots\dots\dots(2.17)$$

- $\tau_{ff}$  = แรงเฉือนที่พิบัติ (shearing strength)  
 $c'$  = หน่วยแรงยึดเหนี่ยวประสิทธิผล (effective cohesion)  
 $\sigma'_{ff}$  = หน่วยแรงตั้งฉากประสิทธิผลบนระนาบพิบัติ  
 (effective normally stress on failure plane)  
 $\phi'$  = มุมประสิทธิผลของความต้านทานต่อแรงเฉือน

จากสมการที่ 2.17 ใช้สมการของเส้นเอนVELOPของกำลังรับแรงเฉือนประสิทธิผลจาก Mohr และ Coulomb (Mohr-Coulomb strength envelope) ค่า  $c'$  จากสมการของเส้นเอนVELOPของกำลังรับแรงเฉือนประสิทธิผลจาก Mohr และ Coulomb นี้ ถ้าแสดงผลอยู่ในรูปของหน่วยแรงประสิทธิผลแล้ว โดยทั่ว ๆ ไปค่า  $c'$  จะมีค่าเท่ากับศูนย์ ถ้าดินชนิดนั้นเป็น ดินเหนียวชนิดอัดแน่นปกติ และค่า  $c'$  จะมีค่ามากกว่าศูนย์เมื่อดินชนิดนั้นเป็น ดินเหนียวชนิดอัดแน่นเกินตัว โดยเฉพาะอย่างยิ่งกับดินที่อยู่ในช่วง weathered zone ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ( Muktabhant และคณะ, 1967)

## 2.2.2 หลักการเบื้องต้นของกำลังรับแรงเฉือน

คำจำกัดความของกำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรน (Undrained Shear Strength,  $S_u$ )

ในปี 1954 Bishop และ Skempton ได้ให้คำจำกัดความของกำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรน ( $S_u$ ) โดยใช้การทดสอบแบบอันเดรน (Undrained Test) ว่าเป็นค่ากำลังรับแรงเฉือนสูงสุด (Maximum shear strength) ที่ดินจะรับได้

$$S_u = (\sigma_1 - \sigma_3)_{f \max} / 2 \quad \dots \dots \dots (2.18)$$

ในปี 1960 Hvorslev ได้ให้คำจำกัดความว่า ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรน ( $S_u$ ) คือค่าหน่วยแรงเฉือน (shear stress) บนระนาบพิบัติที่มวลดินเกิดการพิบัติขึ้น นั่นคือ

$$S_u = (\sigma_1 - \sigma_3)_{f} / 2 \cos \phi' \quad \dots \dots \dots (2.19)$$

### 2.2.3 ค่าปรับแก้กำลังรับแรงเฉือนที่ได้จากการทดสอบแบบเวนในสนาม (Field Vane Test) ของ Bjerrum

ในปี 1972 Bjerrum ได้เสนอค่าปรับแก้กำลังรับแรงเฉือนที่ได้จากการทดสอบแบบเวนในสนาม (Field Vane Test) โดยใช้ค่าปรับแก้ (Correction-Factor,  $\mu$ ) ซึ่งเป็นฟังก์ชันกับค่า Plasticity (P.I.) ของดินเหนียว (รูปที่ 2.7) ค่าปรับแก้ของ Bjerrum ( $\mu$ ) นี้ ได้ถูกเสนอขึ้นเนื่องจากเมื่อใช้กำลังรับแรงเฉือน ( $S_u$ ) ที่ได้จากการทดสอบแบบเวนในสนาม มาทำการวิเคราะห์เสถียรภาพของคันดินถมมักจะได้ค่าส่วนความปลอดภัย (Factor of Safety, F.S.) ที่สูงกว่าความเป็นจริงเนื่องจาก ค่ากำลังรับแรงเฉือนที่วัดได้มีค่าที่สูงกว่าความเป็นจริงอันเป็นผลมาจาก

1) Progressive failure เนื่องจากพฤติกรรมของ sensitive clays ได้คันดินถมขณะวิบัติจะเริ่มเกิด local yielding บริเวณตำแหน่งที่มีระดับค่า stress สูงก่อน ต่อจากนั้นค่า stress ที่ขึ้นสูงถึง Peak Strength จะมีค่าลดลงอย่างรวดเร็ว ในขณะที่เดียวกับที่ผลของ local yielding จะเริ่มแผ่กว้างออกไปโดยรอบ ดังนั้นมวลดินที่เกิดการวิบัติเหล่านี้ จะมีช่วงค่ากำลังรับแรงเฉือนระหว่าง Peak Strength ไปจนถึง Residual Strength ซึ่งมีค่าต่ำกว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบเวนในสนามที่วัดได้

2) Anisotropy เนื่องจากดินเหนียวมีคุณสมบัติทางด้าน Anisotropy มากซึ่งก็คือ การที่ดินเหนียวถูกน้ำหนักกระทำในทิศทางที่ต่างกัน จะทำให้ค่ากำลังรับแรงเฉือนมีค่าไม่เท่ากัน เนื่องจากระบบของหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในสนามเป็นสิ่งที่ยุ่งยากซับซ้อนมาก ซึ่งเป็นการยากที่จะทำให้การทดสอบตัวอย่างของดินในห้องทดลอง เป็นไปตามจริงได้

3) Strain rate การที่ทำให้ดินเหนียวถูกน้ำหนักกระทำเพิ่มขึ้น หรือลดลงอย่างรวดเร็ว ทั้งในการทดสอบในสนาม และการทดสอบในห้องทดลอง จะทำให้ค่ากำลังรับแรงเฉือนที่วัดได้มีค่าสูงกว่าความเป็นจริง

ซึ่งผลกระทบเหล่านี้ รวมทั้งผลของ friction ระหว่างการทดสอบจะทำให้ค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินที่วัดได้ผิดจากความเป็นจริง ค่าปรับแก้ที่ Bjerrum เสนอขึ้นนี้ได้รวบรวมผลงานการวิเคราะห์เสถียรภาพจากกรณีต่าง ๆ แล้วมาสรุปเป็นค่าปรับแก้ที่เป็นฟังก์ชันกับค่า Plasticity Index (P.I.) ของดิน จึงเป็นผลในลักษณะ empirical ซึ่งไม่อาจอธิบายพฤติกรรมของดินที่เกิดขึ้นจริงได้ ความสัมพันธ์ของค่าปรับแก้ที่เสนอโดย Bjerrum(1972) เป็นดังนี้

$$S_{uField} = \mu S_{u(FV)} \dots\dots\dots(2.20)$$

$S_{uField}$  = ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรอนในสนาม

$S_{u(FV)}$  = ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรอนที่วัดได้จากการทดสอบแบบ  
เวนในสนาม

$\mu$  = ค่าปรับแก้ของ Bjerrum (Bjerrum's correction Factor) ดังแสดง  
ในรูปที่ 2.7

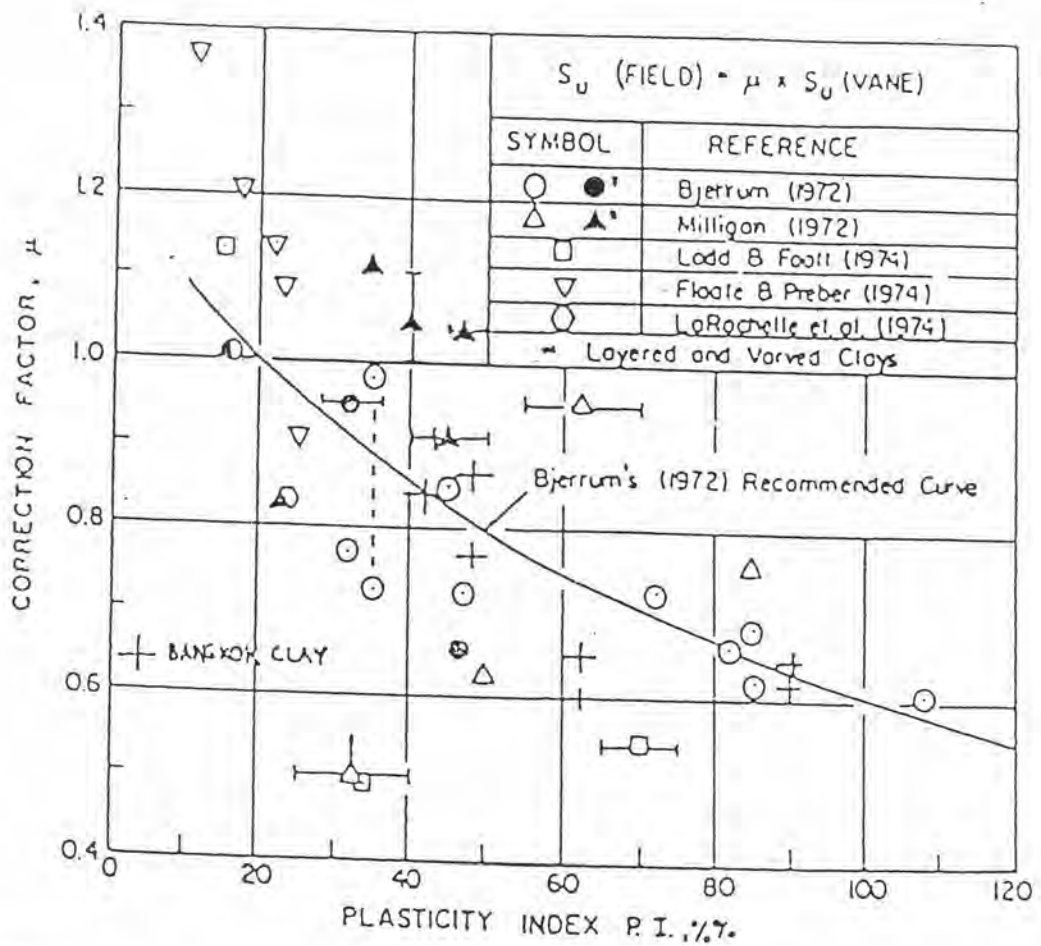
#### 2.2.4 ความสัมพันธ์ระหว่าง ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรอนจากการทดสอบแบบเวนใน สนาม กับค่า $\sigma'_p$

Bjerrum(1957) เสนอเส้นโค้งความสัมพันธ์ระหว่าง  $S_u/\sigma'_{vo}$  กับ P.I. สำหรับ  
Norwegian MarineClays ปรากฏว่าได้ผลคล้ายกับสมการเส้นตรงความสัมพันธ์ระหว่าง  $S_u/\sigma'_{vo}$   
กับ P.I. ของ Skempton แต่ให้ค่าได้ดีกว่าในช่วง low plasticity range(P.I. < 20) ซึ่งเป็น  
คุณสมบัติส่วนใหญ่ของ Norwegian MarineClays ต่อมา Bjerrum(1967) ใช้ค่า  $S_u/\sigma'_{vc}$  แทนที่  
 $S_u/\sigma'_{vo}$  สร้างโค้งความสัมพันธ์กับค่า P.I. ในกรณีที่คุณสมบัติของดินเหนียวมี  $\sigma'_{vc} \neq \sigma'_{vo}$  ผล  
ปรากฏว่ายังได้ความสัมพันธ์คล้ายคลึงกัน ท้ายสุด Bjerrum(1972)เสนอเส้นโค้งความสัมพันธ์ของ  
young และ aged clay ดังแสดงในรูปที่ 2.8

Mesri(1975) พบว่าเมื่อนำค่า  $S_u/\sigma'_{vo}$  จากเส้นโค้งความสัมพันธ์ของ Bjerrum(1972) มา  
คูณด้วยค่า  $\sigma_{vo}/\sigma'_p$  ปรากฏว่าเส้นโค้งทั้งสองทับกันเกือบสนิท และต่อมาได้นำค่าปรับแก้กำลัง  
รับแรงเฉือนแบบอันเดรอน( $\mu$ ) คูณกับ  $S_u/\sigma'_p$  พบว่าค่า  $\mu S_{u(FV)}/\sigma'_p$  ไม่แปรผันกับค่า P.I.

Track et al(1979) ได้เปรียบเทียบค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรอน โดยวิธี USALS กับค่า  
กำลังรับแรงเฉือนที่เสนอโดย Mesri(1975) สำหรับดินเหนียวอัดแน่นปกติ(Normally Consolidated  
Clay) และดินเหนียวอัดแน่นเกินตัว (Overconsolidated Clay) ที่มีค่า OCR ต่ำมาก

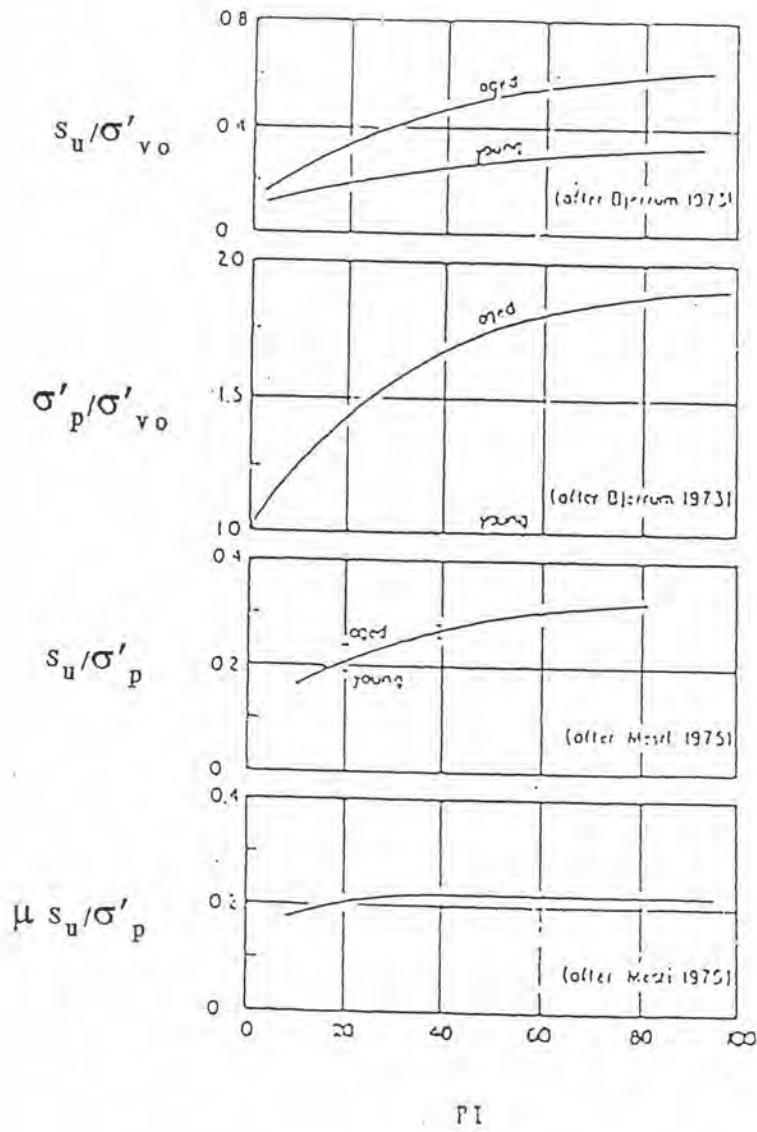




FIELD VANE CORRECTION FACTOR VS. PLASTICITY INDEX DERIVED FROM EMBANKMENT FAILURES

รูปที่ 2.7 แสดงค่าปรับแก้กำลังแรงเฉือนแบบอันเดรนที่ได้จากการ

การทดสอบแบบเวนในสนาม (Bjerrum, 1972)



รูปที่ 2.8 อัตราส่วน  $s_u/\sigma'_{vo}$ ,  $\sigma'_p/\sigma'_{vo}$ ,  $s_u/\sigma'_p$ , และ  $\mu s_u/\sigma'_p$  กับค่า PI สำหรับ Normally Consolidated Late Glacial และ Post Glacial Clays (Trak et al., 1979)

$$S_{uField} = \mu S_{u(FV)} = 0.22 \sigma'_{vp} \dots\dots\dots(2.21)$$

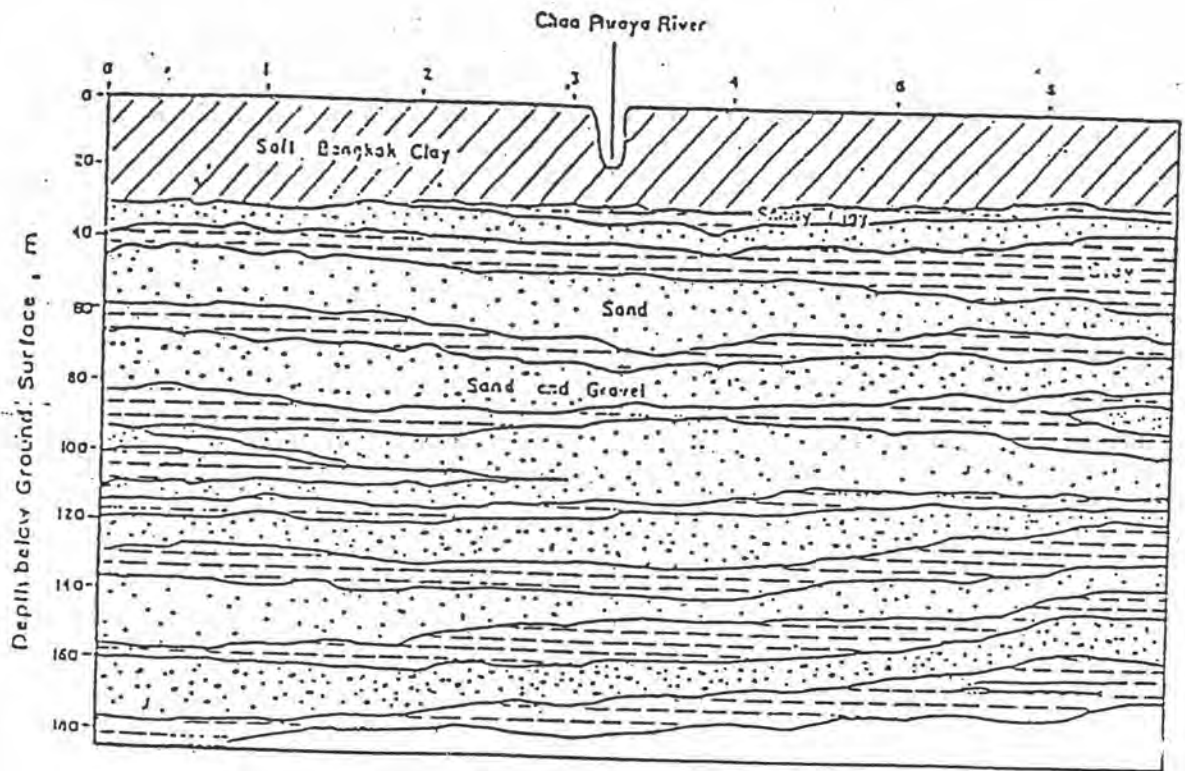
ซึ่งสามารถจะนำสมการ 2.21 และผลทดสอบ oedometer ไปหาค่ากำลังรับแรงเฉือนหรือตรวจสอบคุณภาพของตัวอย่างดินได้ ตัวอย่างค่า  $\mu$  สำหรับดินอ่อนที่มี plasticity  $\approx 80\%$  ของถนนสายบางนา-บางปะกงนี้มีค่าประมาณ 0.70 (Eide,1969)

### 2.2.5 สภาพชั้นดินบริเวณกรุงเทพมหานคร

จากผลการศึกษาคูณสมบัติทางวิศวกรรมของชั้นดินในบริเวณกรุงเทพมหานคร โดยนักวิจัยส่วนใหญ่ที่ผ่านมาในอดีตดังแสดงในรูป 2.12 และ 2.13 พบว่าชั้นดินตั้งแต่ผิวจนถึงระดับความลึก -50 เมตรซึ่งเป็นชั้นดินที่มีความสำคัญต่องานวิศวกรรม สามารถแบ่งออกตามหลักเกณฑ์ทางวิศวกรรมปฐพีโดยเรียงลำดับตามความลึกดังแสดงตามรูป 2.14 และ ตาราง 2.4 ได้ดังนี้คือ

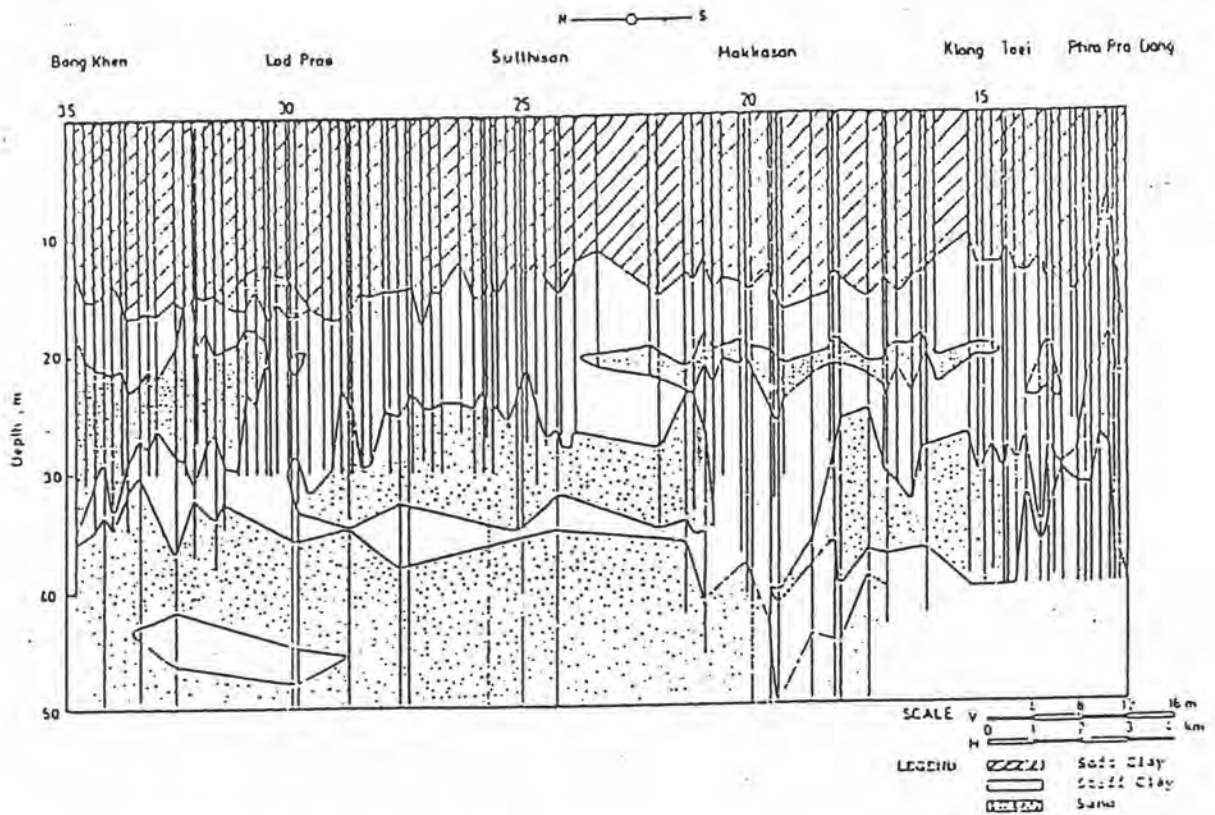
1) ชั้นเปลือก (Weathered crust or top soil) มีความหนาโดยประมาณ 1 ถึง 4 เมตร เป็นดินเหนียวสีเทาและน้ำตาลพร้อมทั้งรอยแยก(crack) ในบางแห่งอันเนื่องมาจากความแปรผันของความชื้นของดิน ดินชั้นนี้เป็นดินเหนียวชนิดอัดแน่นเกินตัว ที่มี  $S_u$  ประมาณ 3 ถึง 5 ตัน/ตารางเมตร

2) ชั้นดินเหนียวอ่อนมากจนถึงปานกลาง (very soft to medium clay) มีความหนาประมาณ 10 ถึง 15 เมตร โดยความหนานี้จะมีค่ามากเมื่ออยู่ใกล้ทะเล (ดูรูป 2.13) และมีความหนาเฉลี่ย 14 เมตรในบริเวณส่วนกลางของกรุงเทพมหานครมีสีเทาเข้มหรือเทาปนเขียวโดยอาจมีเศษเปลือกหอยปนเล็กน้อยอันเนื่องมาจากเป็นดิน marine clay ดินชั้นนี้มีค่าความไว(sensitivity) ตั้งแต่ปานกลางจนถึงปานกลาง จากการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนแบบเวนในสนามพบว่าค่าความไวมีค่าตั้งแต่ 8 ถึง 10 โดยค่าความไวจะลดลงเมื่อดินมีระดับความลึกมากขึ้น ค่าปริมาณความชื้น (natural water content) มีค่ามากเท่ากับ 70% โดยมีค่าเกือบเท่ากับค่าความชื้นที่ liquid limit ดินอยู่ในสภาพ NC จนถึง slightly OC สำหรับในชั้นดินเหนียวอ่อนมากซึ่งอยู่ถัดลงมาจากชั้นเปลือกจะมีค่า  $S_u$  จาก Unconfined Compression Test เพียง 1 ถึง 2 ตัน/ตารางเมตร ค่า Compression index  $C_c$  มีค่าประมาณ 0.5 ถึง 1.5 ดินชั้นนี้เป็นดินที่กำลังรับแรงเฉือนต่ำและค่าการยุบตัวสูง อันเป็นผลให้เป็นตัวสร้างปัญหาในงานวิศวกรรมฐานรากและมักถูกเรียกว่าดินเหนียวอ่อนกรุงเทพ(Bangkok clay)

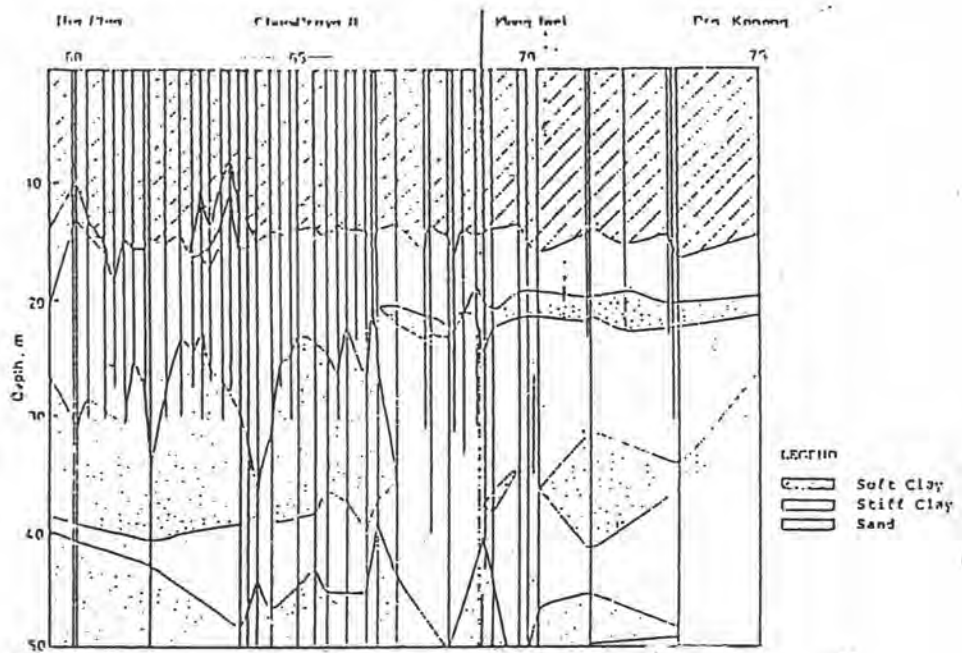


รูปที่ 2.9 ลักษณะสภาพชั้นดินในบริเวณกรุงเทพมหานคร

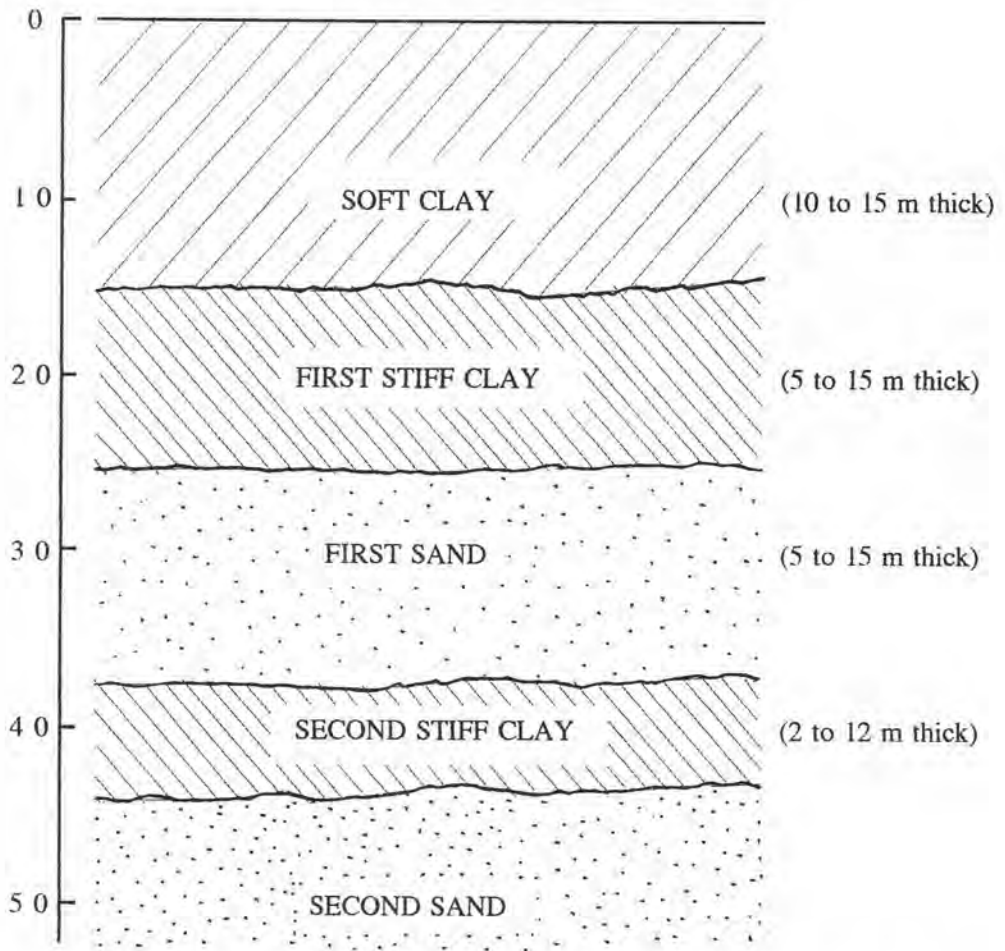
(Brand and Arbhabhirama, 1973)



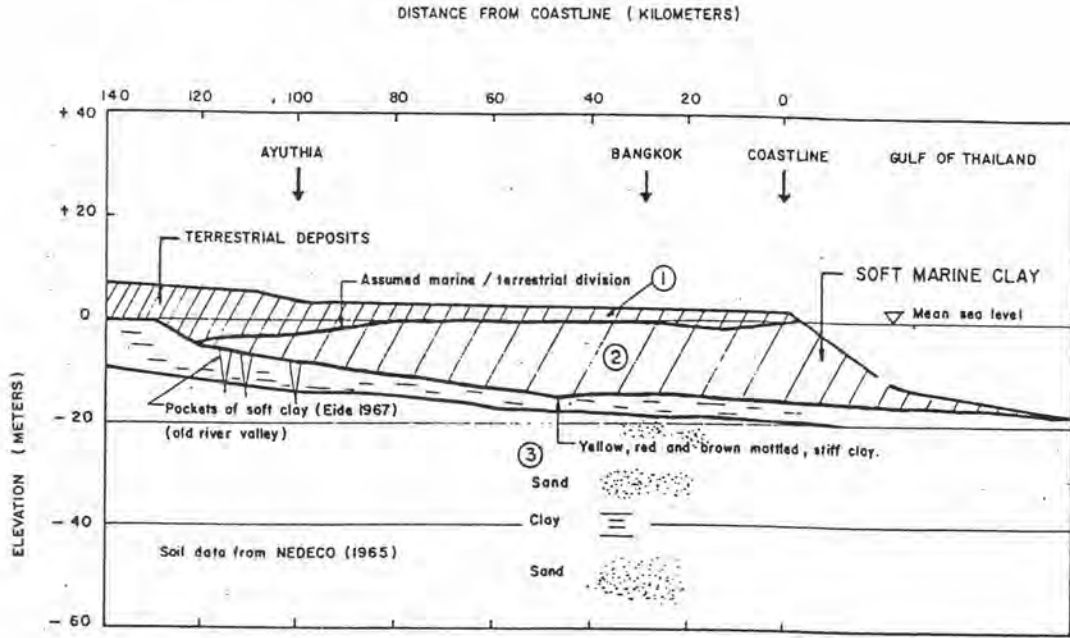
รูปที่ 2.10 ลักษณะสภาพชั้นดินในบริเวณกรุงเทพมหานคร แนวเหนือใต้  
(Kerdsuwan, 1984)



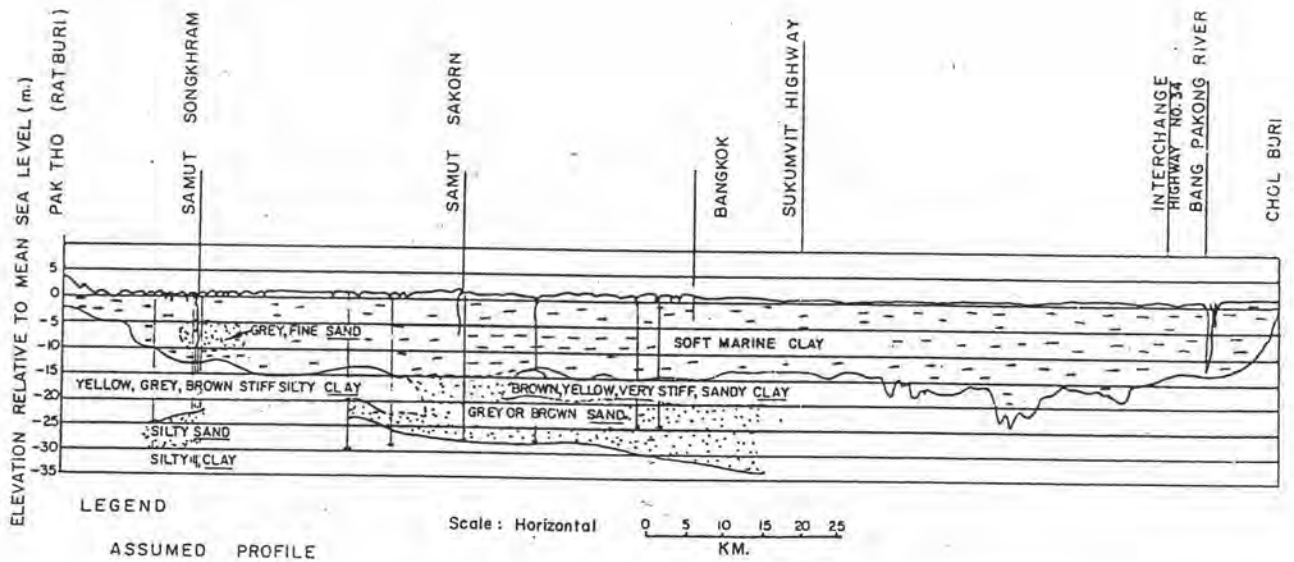
รูปที่ 2.11 ลักษณะสภาพชั้นดินในบริเวณกรุงเทพมหานคร แนวตะวันออก - ตะวันตก (Kerdsuwan, 1984)



รูปที่ 2.12 ลักษณะสภาพชั้นดินในบริเวณกรุงเทพมหานครโดยทั่วไป  
(Kerdsuwan, 1984)



รูปที่ 2.13 รูปตัดชั้นดินตามแนวแม่น้ำเจ้าพระยา จากอยุธยาถึงชายฝั่งอ่าวไทย (ว.ส.ท.2520)



รูปที่ 2.14 รูปตัดชั้นดินตามแนวแม่น้ำเจ้าพระยา จากราชบุรีถึงชลบุรี (ว.ส.ท.2520)

ตารางที่ 2.4 คุณสมบัติโดยประมาณของชั้นดินกรุงเทพ ( TONYGATE, 1978 )

Soil Type	Depth (m)	W <sub>n</sub> %	LL %	PL %	PI %	LI	t t/m	e	G
Weathered Clay	0-20	35-70	35-55		23-30	0.7-1.0	1.6-1.8	1.3-1.4	2.6-2.7
Soft Clay	1-16.	65-90	65-90	30-40	40-63	0.6-0.9	1.5-1.7	1.5-2.6	2.7
Stiff Clay	Oct-25	24-34	40-75	20-28	18-50	0.1-0.2	1.9-2.0	0.65-0.95	2.7-2.8
First Sand	14-38	17-25					1.8-2.1	0.7	2.7
Hard Clay	24-43	30-35	55-69	18-25	31-44	0.1-0.3	1.8-2.0	0.8-0.95	2.7
Second Sand	30-58	20					1.8-2.6	0.75	2.7
Hard Clay	51-67	22-26	48-70	23-25	25-46	0.1	2.04	0.65-0.72	2.74
Sand	67-85	16							2.69
Hard Clay	79-96	19-20	56-57	22-26	32-34	0.1	2.0-2.1	0.55-0.61	2.7-2.6



ตารางที่ 2.5 คุณสมบัติทางวิศวกรรมเบื้องต้นของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ  
( Tsai, 1982 )

คุณสมบัติ	หน่วย	AIT	หนองงูเห่า	ปทุมวัน	ป้อมพระจุลฯ
$W_n$ *	%	72-85	100-125	56-85	85-92
$W_n$ **	%	85-70	125-65	65-48	82-62
LL	%	79-95	80-122	56-72	75-110
PL	%	30-34	25-52	28-33	26-40
PI	%	45-63	59-80	34-39	46-70
LI *	-	0.84-0.91	1.05-1.10	0.77-0.78	0.85-0.89
LI **	-	0.91-0.76	1.10-0.92	0.78-0.68	0.88-0.61
$e_o$	-	$2.06 \pm 0.32$	$2.99 \pm 0.51$	$1.88 \pm 0.38$	$2.19 \pm 0.38$
$C_c$	-	$1.11 \pm 0.21$	$1.42 \pm 0.49$	$0.78 \pm 0.20$	$0.87 \pm 0.13$
$C_c$	-	$0.17 \pm 0.04$	$0.20 \pm 0.07$	$0.14 \pm 0.07$	$0.17 \pm 0.06$
$P_c$ *	$t/m^2$	22.6-8.2	4.5-3.5	18.1-10.1	-
$P_c$ **	$t/m^2$	8.2-10.0	3.5-11.8	10.1-15.3	2.34-11.0
$C_v$	$10^{-4} cm^2/sec$	$1.64 \pm 0.59$	$1.47 \pm 0.50$	$1.86 \pm 0.44$	$2.04 \pm 1.05$

\* Weatherd Zone

\*\* Non weathered Zone

Tsai(1982) ได้เสนอคุณสมบัติทางวิศวกรรมของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพโดยรวบรวมจากการสำรวจในอดีตไว้ในตารางที่ 2.5

3) ชั้นดินเหนียวแข็งชั้นแรก (First stiff clay) มีความหนาประมาณ 5 ถึง 10 เมตร โดยมีความหนาเฉลี่ย 5 เมตร ในบริเวณส่วนกลางของกรุงเทพมหานคร ความหนานี้จะมีค่าน้อยในบริเวณทางเหนือและตะวันตกของส่วนกลางกรุงเทพมหานคร ดังแสดงในรูป 2.1 ดินมีสีเทาและน้ำตาลโดยอาจมีทราย หรือทรายแป้ง (silt) ปนอยู่เล็กน้อย มีปริมาณความชื้น (Natural water content) โดยประมาณ 20% และ LI เกือบเท่าศูนย์มีกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำมากกว่า 10 ตัน/ตารางเมตร

4) ชั้นทรายชั้นแรก (First sand layer) เป็นดินทรายปน Silt (SM) พบที่ความลึกประมาณระดับ -20 ถึง -30 เมตร จากผิวดินโดยมีความหนาประมาณ 5 ถึง 15 เมตร เป็นทรายเม็ดละเอียดถึงเม็ดปานกลาง สีน้ำตาลอ่อนและเทาอ่อน โดยในบางแห่งจะพบดินเหนียวหรือ silt ปนอยู่บ้างเล็กน้อยมีความชื้น  $W_n$  ประมาณ 20%

สภาพชั้นดินกรุงเทพมหานครได้ชั้นทรายชั้นแรกลงไป จะพบว่าไม่มีความแน่นอนแต่อย่างไรก็ตามก็ยังคงจะแบ่งออกเป็น 2 ประเภทใหญ่ ๆ ดังนี้คือ

ก) ดินเหนียวแข็งมาก (very stiff to hard clay) ซึ่งประกอบด้วยดินเหนียวหรือดินเหนียวปนทราย ซึ่งมีกำลังรับหน่วยแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำมากกว่า 15 ตัน/ตารางเมตร และมีค่าการยุบตัวพอประมาณ ในพื้นที่บางแห่งโดยเฉพาะอย่างยิ่งริมแม่น้ำเจ้าพระยาพบว่าดินเหนียวแข็งชั้นที่ 2 นี้มีคุณสมบัติเป็นดินเหนียวชนิดอัดแน่นปกติ

ข) ชั้นทรายที่ความลึกมาก (deep sand layer) อาจเป็นชั้นทรายชั้น 2,3 หรือ 4 โดยทั่วไปจะพบที่ความลึกมากกว่า 50 เมตร โดยที่ชั้นทรายมักจะถูกคั่นจากชั้นทรายชั้นที่ 1 และจากชั้นทรายชั้นอื่น ๆ โดยดินเหนียวแข็งซึ่งมีความหนาประมาณ 5 ถึง 20 เมตร

## 2.2.6 สภาพความดันน้ำและหน่วยแรงประสิทธิผลในชั้นดินกรุงเทพฯ

การรวบรวมผลงานในอดีตซึ่งเกี่ยวข้องกับสภาพความดันน้ำและหน่วยแรงประสิทธิผลในมวลดิน ซึ่งผิดปกติดันเป็นผลจากการสูบน้ำบาดาลเป็นดังนี้

NG(1983) ได้เสนอความสัมพันธ์เพื่อหาค่าแรงดันน้ำในโพรงดินโดยคำนึงถึงผลของการสูบน้ำบาดาล (deep well pumping) ดังนี้

$$u = 0.747(D-15) \quad \text{ตัน/ตารางเมตร.....(2.22)}$$

เมื่อ  $D$  คือความลึกจากผิวดิน มีหน่วยเป็นเมตร

Kurdsuwan(1984) ได้เสนอความสัมพันธ์เพื่อหาค่าหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้งเนื่องจากน้ำหนักดิน ดังแสดงในรูปที่ 2.16 ซึ่งสามารถเขียนเป็นสมการในกรณีที่ระดับลึกกว่า 15.7 เมตรดังนี้

$$\sigma'_{v_o} = 15.7 + 0.98h \quad \text{ตัน/ตารางเมตร.....(2.23)}$$

เมื่อ  $h$  คือ ความลึกจากระดับผิวดิน มีหน่วยเป็นเมตร

## 2.2.7 ความสัมพันธ์ระหว่าง $N$ กับกำลังรับแรงเฉือนของชั้นดินกรุงเทพฯ

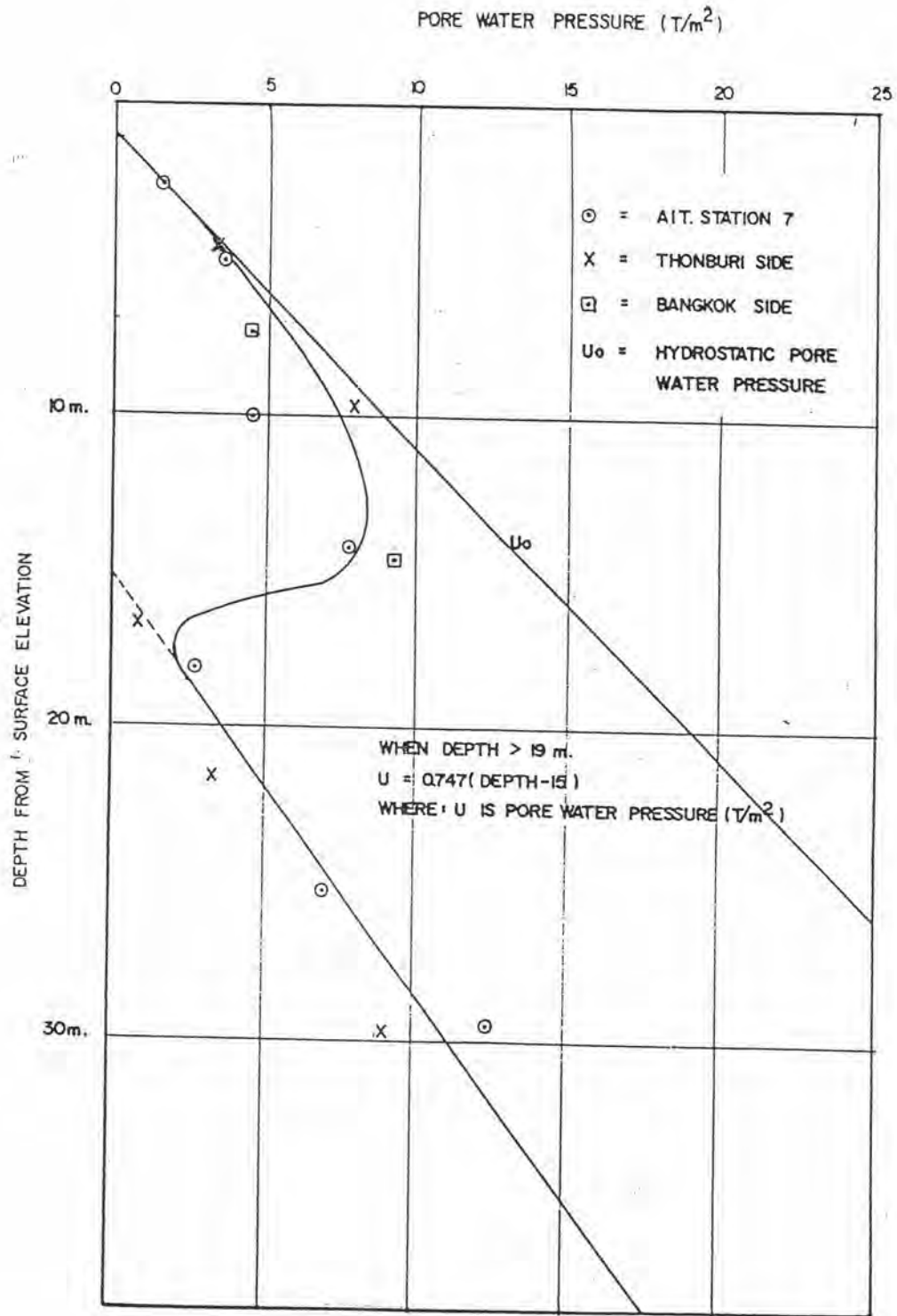
วีรนนท์(2526) ได้เสนอความสัมพันธ์ระหว่างค่า  $N$  กับ  $S_u$  ของดินเหนียวแข็งชั้นแรก ซึ่งความสัมพันธ์นี้มีความใกล้เคียงกับความสัมพันธ์ซึ่งเสนอโดย Terzaghi และ Peck(1948), Sower et. al(1961) สำหรับกรณีดินเหนียวชนิด CH และ CL ตามลำดับ ดังแสดงรายละเอียดต่อไปนี้

สำหรับดินเหนียวซึ่งมีความเป็นพลาสติกสูง (CH)

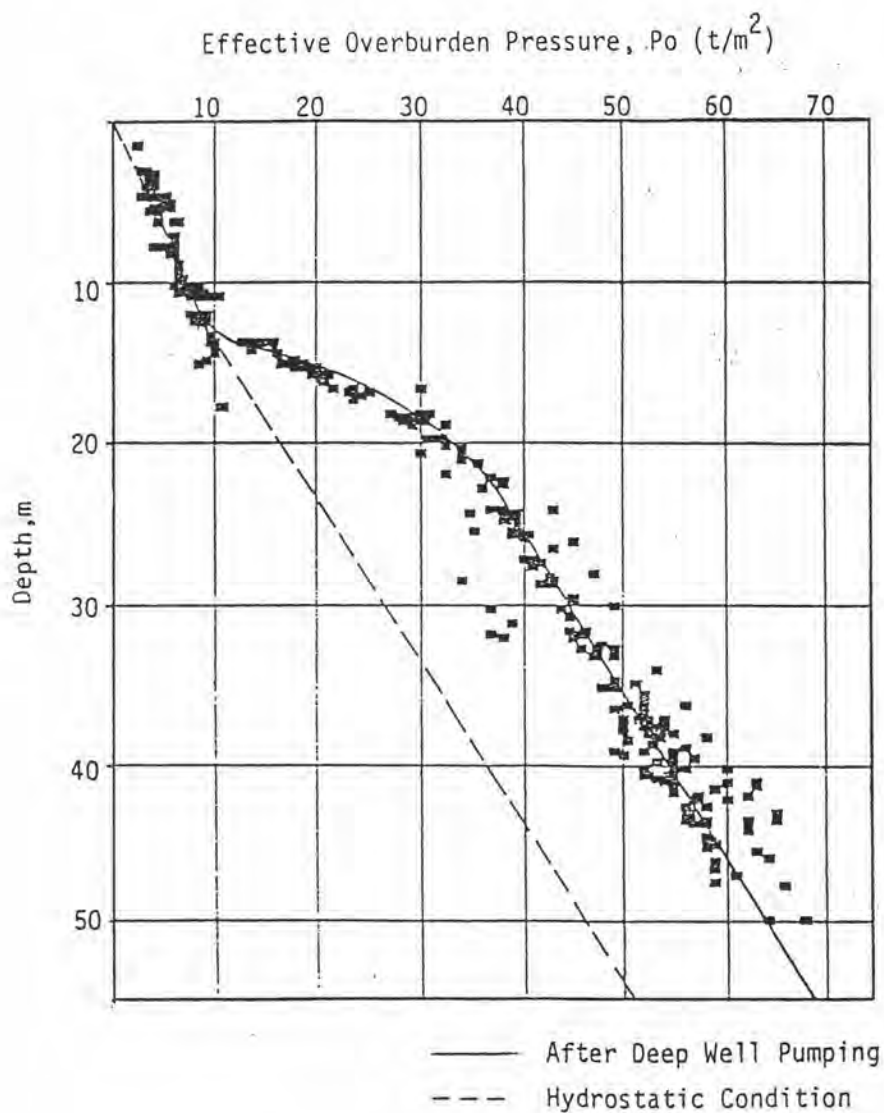
$$S_u = 0.687 N \quad \text{ตัน/ตารางเมตร.....(2.24)}$$

สำหรับดินเหนียวซึ่งมีความเป็นพลาสติกต่ำถึงปานกลาง (CL)

$$S_u = 0.5175 N \quad \text{ตัน/ตารางเมตร.....(2.25)}$$



รูปที่ 2.15 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าแรงดันน้ำในโพรงดิน โดยคำนึงถึงผลของการสูบน้ำบาดาล (deep well pumping) กับความลึกของชั้นดินกรุงเทพฯ (NG, 1983)



รูปที่ 2.16 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้ง กับความลึกของชั้นดิน  
 กรุงเทพฯ (Kerdsuwan, 1984)

โดยค่า  $N$  คือ ค่าการทดสอบการทะลุทะลวงมาตรฐาน (กริ่ง/ฟุต) ส่วนชนิดของดินเหนียวแบ่งประเภทโดยอาศัยหลักการตาม Unified Soil Classification อย่างไรก็ตามสิ่งที่ต้องระลึกอยู่เสมอคือความสัมพันธ์ข้างต้นได้จากศึกษาชั้นดินเหนียวแข็งชั้นแรก (first stiff clay) ซึ่งมีความลึกระหว่าง 14-25 เมตร ซึ่งมีค่า  $N$  มากกว่า 8 โดยค่า  $N$  นี้สามารถนำมาแทนค่าโดยไม่ต้องปรับแก้

### 2.3 พฤติกรรมการเคลื่อนตัวของงานชุดที่ใช้ระบบกำแพงกันดินชนิดค้ำยันในชั้นดินเหนียวอ่อน

ตัวแปรสำคัญที่มีผลกระทบต่อปริมาณการเคลื่อนตัวของมวลดินในงานชุดที่ใช้ระบบกำแพงกันดินมีค้ำยัน สามารถสรุปรวมเป็นกลุ่มใหญ่ได้ดังนี้

1) ตัวประกอบที่เกี่ยวข้องเนื่องกับ คุณสมบัติทางโครงสร้างของตัวกำแพงและระบบค้ำยัน ได้แก่ ความลึก, ขนาดความกว้างและรูปร่างบ่อชุด, ประเภทและสตีเฟนสของกำแพงและค้ำยัน, ระยะห่างของค้ำยัน, และรายละเอียดรอยต่อกำแพงกับค้ำยัน

2) ตัวประกอบที่เกี่ยวข้องเนื่องกับ คุณสมบัติของชั้นดิน ได้แก่ กำลังรับแรงเฉือน, ความไว (Sensitivity) ของดิน, ความหนาของชั้นดินอ่อนใต้บ่อชุดโดยที่ตัวประกอบเหล่านี้เป็นตัวควบคุมโอกาสเกิด Basal heave นอกจากนี้ สตีเฟนสของดินหลังกำแพงยังเป็นปัจจัยสำคัญอีกประการหนึ่ง

3) ตัวประกอบที่เกี่ยวข้องเนื่องกับวิธีและขั้นตอนการก่อสร้าง ได้แก่ ปริมาณ surcharge, ซึ่งรวมถึงการติดตั้งกำแพงและค้ำยัน, การอัดแรงระบบค้ำยัน, การถอน Sheet Pile หลังจากการก่อสร้างเสร็จ ซึ่งก่อให้เกิดช่องว่างในดินและมักทำให้เกิดการเคลื่อนตัวสูงเพิ่มมากขึ้น นอกจากนี้ยังรวมถึง ฝีมือในการก่อสร้าง

4) ตัวประกอบอื่นๆ ซึ่งได้แก่ระยะเวลาในการชุดและการใช้งานบ่อชุด งานก่อสร้างต่าง ๆ ที่กระทำในบ่อชุด, สภาพสภาวะอากาศและน้ำใต้ดิน

#### 2.3.1 รูปแบบการเคลื่อนตัวพื้นฐาน

ในงานชุดดินโดยใช้ระบบค้ำยัน พฤติกรรมการเคลื่อนตัวของระบบกำแพงกันดินและค้ำยัน หลังจากดำเนินการชุดไปแล้ว มีรูปแบบพื้นฐาน 2 ชนิด คือ

1) พฤติกรรมการเคลื่อนตัวน้อย กรณีนี้การเคลื่อนตัวของมวลดินมีทิศเข้าหาบ่อชุด, การทรุดตัวของผิวดินหลังกำแพงมีน้อย เกิดขึ้นเมื่อปลายกำแพงฝังอยู่ในชั้นดินแข็ง ซึ่งมีระดับความยึดรั้ง (degree of fixity) ที่ปลายล่างของกำแพงสูง เป็นผลให้มีประสิทธิภาพดีในการต้านทาน

การเคลื่อนตัวของมวลดินหลังกำแพง นอกจากรายละเอียดพฤติกรรมที่ได้กล่าวมาแล้ว ยังส่งผลให้ลักษณะการทรุดตัวของผิวดินด้านหลังกำแพงเป็นรูปแอ่ง โดยจุดเริ่มต้นโค้งอยู่ที่ริมกำแพง เนื่องจากขณะทำการขุดจะเกิดความฝืดระหว่างกำแพงและมวลดินด้านหลังด้านทานการเคลื่อนตัวของมวลดินบริเวณพื้นที่สัมผัส กรณีที่การเคลื่อนตัวน้อย ความฝืดจะถูกเหนี่ยวนำให้เกิดขึ้นไม่ถึงค่าสูงสุด ทำให้กำแพงสามารถพยุงมวลดินด้านติดหลังกำแพงไว้ได้ แผนภาพที่อธิบายพฤติกรรมนี้แสดงอยู่ในรูปที่ 2.17ก

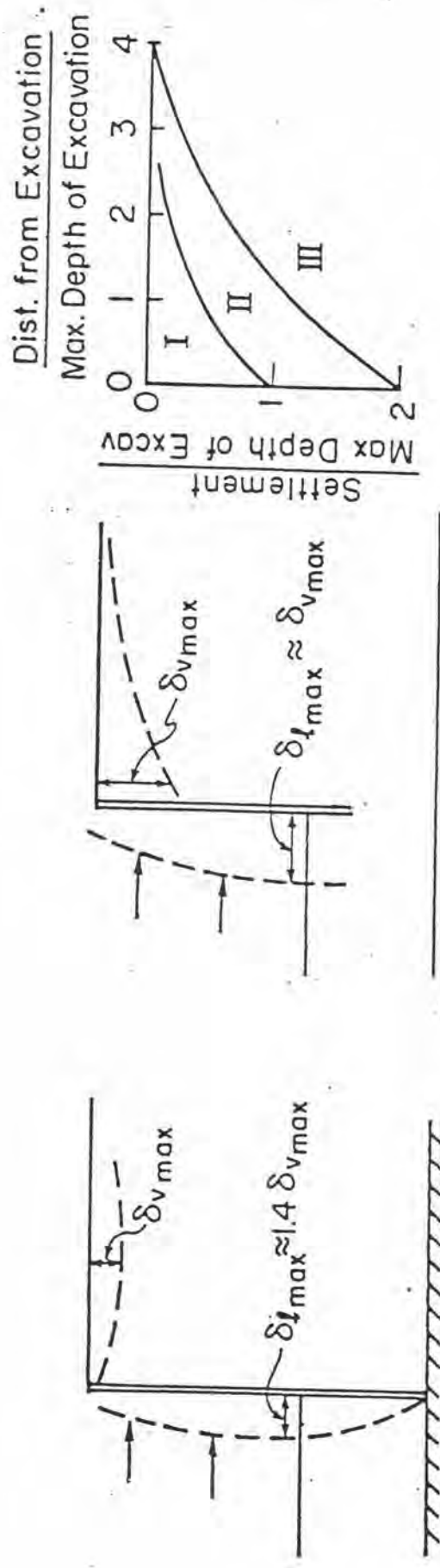
2) พฤติกรรมการเคลื่อนตัวมาก เกิดเมื่อปลายกำแพงฝังอยู่ในชั้นดินอ่อนประสิทธิภาพในการต้านทานการเคลื่อนตัวของมวลดินหลังกำแพงมีน้อย การทรุดตัวจึงเกิดมาก ลักษณะการทรุดตัวของผิวดินเกิดขึ้นสูงสุดที่จุดหลังกำแพง เนื่องจากขณะทำการขุดความฝืดระหว่างกำแพงกับดินและมวลดินด้านหลังเกิดขึ้นสูงสุด แต่ไม่เพียงพอที่จะต้านการเคลื่อนตัวของมวลดิน เกิดการเลื่อนไถลบริเวณพื้นที่สัมผัส เป็นผลให้กำแพงไม่สามารถพยุงมวลดินด้านติดหลังกำแพงไว้ได้ รูปแบบการทรุดตัวของผิวดินสูงสุดอยู่ที่แนวหลังกำแพง แล้วลดลงตามระยะแนวหลังกำแพงที่เพิ่มขึ้น แผนภาพที่อธิบายพฤติกรรมนี้แสดงอยู่ในรูปที่ 2.17ข

จากข้อมูลที่วัดในสนามจำนวนมาก(Lambe(1970), Clough et al(1972), O'Rourke et al(1976)) ยืนยันพฤติกรรมการทรุดตัวหลังแนวกำแพงนี้ จึงสามารถใช้รูปแบบการทรุดตัวของผิวดินเป็นตัวบ่งชี้รูปแบบการเคลื่อนตัวพื้นฐานได้

รูปที่ 2.17ค แผนภาพแสดงการกระจายการทรุดตัวของมวลดินจากแนวหลังกำแพงได้จากการรวบรวมข้อมูลในสนามโดยPeck (1969) แสดงในรูปการพล็อตค่าระหว่างการทรุดตัวกับระยะวัดจากแนวหลังกำแพง ซึ่งถูกนำไปทำการ normalized ด้วยระดับความลึกของการขุด แสดงให้เห็นว่า เมื่อกรณีการทรุดตัวเกิดขึ้นน้อย อยู่ในโซนที่ 1 ของแผนภาพนี้ ระยะการทรุดตัวจะเกิดขึ้นไม่เกินระยะ 2 เท่าของความลึกการขุด จากแนวหลังกำแพง เช่นเดียวกันเมื่อกรณีการทรุดตัวเกิดมาก อยู่ในโซนที่ 2 ระยะการทรุดตัวจะเกิดเพิ่มขึ้น ไม่เกินระยะ 4 เท่าของความลึกการขุด

### 2.3.2 แนวโน้มความสัมพันธ์ระหว่างbasal heave, การเคลื่อนตัวของกำแพง กับสติเฟนสของดิน

Clough และ Denby(1977) ศึกษาความสัมพันธ์ของ basal heave ,การเคลื่อนตัวของกำแพงกับดินชนิด Sheet pile กับสติเฟนสของดิน โดยเปรียบเทียบข้อมูลปริมาณการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุด, ค่าความปลอดภัยด้าน basal heave ที่ได้จากข้อมูลสนาม กับผลวิเคราะห์จากแบบจำลอง Finite element ของงานขุดกำแพง Sheet Pile, ซึ่งมีรูปแบบระบบค้ำยันเป็น Crossslot bracing ข้อมูลสนามได้จากโครงการในเมืองOslo, Sanfrancisco, Chicago, ซึ่งมีชั้นดินเป็นดินเหนียวชนิดอัดแน่นปกติ(normally consolidated clay) และมีค่า PI ในช่วง.20-30% สามารถจำแนก



ก.) รูปแบบพฤติกรรมเมื่อเกิดการเคลื่อนตัวน้อย

ข.) รูปแบบพฤติกรรมเมื่อเกิดการเคลื่อนตัวมาก

ค) การกระจายตัวของการทรุดตัวหั่ง  
กำแพง(after Peck, 1969)

รูปที่ 2.17 รูปแบบการเคลื่อนตัวพื้นฐานของงานชุดที่ใช้ระบบกำแพงกันดินในชั้นดินเหนียวอ่อน (Peck, 1969)



ชนิดของข้อมูลตามประเด็นที่สนใจศึกษาได้เป็น 2 ประเภทคือ กรณีที่ปลายล่างกำแพงฝังอยู่ในชั้นดินแข็ง (Fixed Toe) และกรณีที่ปลายล่างกำแพงฝังอยู่ในชั้นดินอ่อน (Free Toe)

ตัวแปรที่ใช้สำหรับวิเคราะห์ประกอบด้วย ค่าการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดที่ถูก normalized โดยการหารค่าความลึกขณะขุด นำมาพล็อตแสดงความสัมพันธ์กับค่าตัวประกอบความปลอดภัยด้าน basal heave ซึ่งคำนวณโดยพิจารณาค่า  $S_u$  ของชั้นดินที่อยู่เหนือชั้นดินแข็ง ดังแสดงในรูปที่ 2.18 รายละเอียดของแบบจำลอง Finite element ที่ใช้เปรียบเทียบนี้ จำลองพฤติกรรมของดินแบบ non-linear ซึ่งกำหนดสภาพให้ชั้นดินเป็น homogenous deposit ค่ากำลังรับแรงเฉือน และค่าสติเฟนสของดินเพิ่มขึ้นตามความลึก วิธีวิเคราะห์จะจำลองขั้นตอนการขุดให้เหมือนจริง ผลการวิเคราะห์ที่ได้ ถูกจัดเตรียมในรูปตัวแปรเดียวกับข้อมูลสนาม

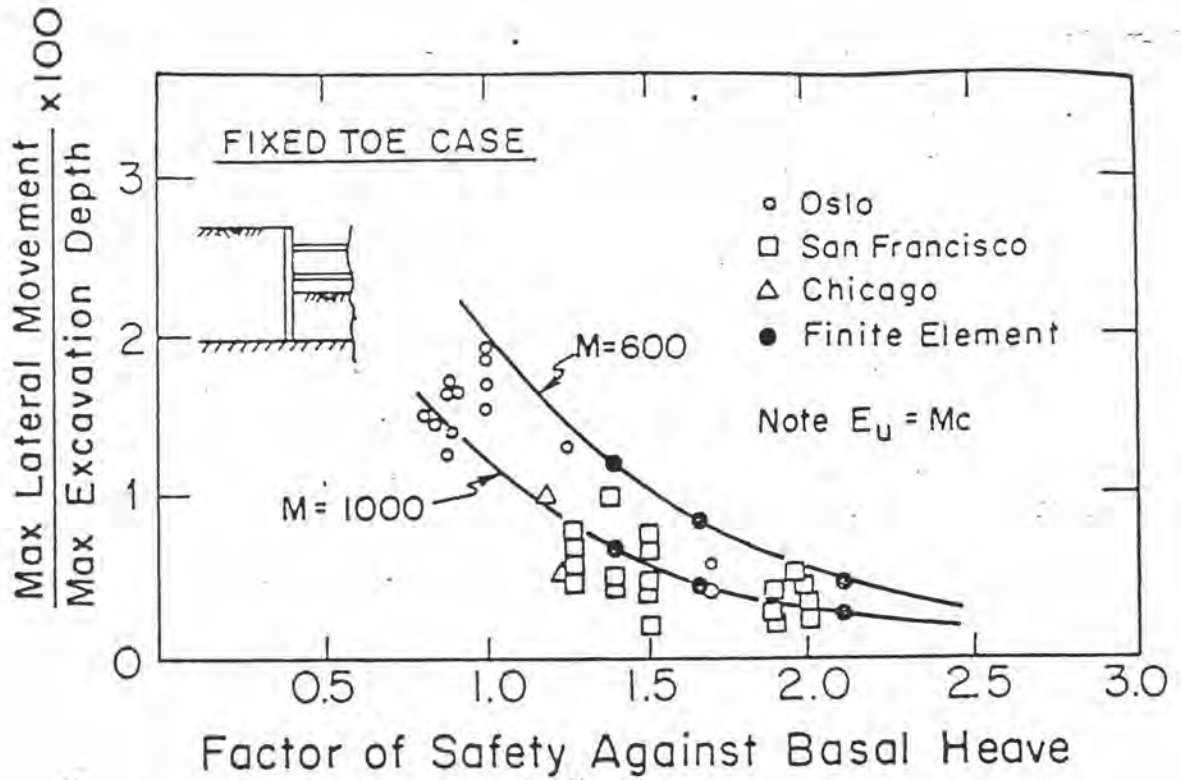
กรณี Fixed Toe เมื่อพิจารณาเฉพาะข้อมูลสนาม พบว่าแนวโน้มค่า normalized การเคลื่อนตัวของกำแพงจะสูงขึ้น เมื่อค่าตัวประกอบความปลอดภัยด้าน basal heave ลดลง โดยจะมีอัตราเพิ่มที่สูงเมื่อค่าความปลอดภัยอยู่ระหว่าง 1.5-1 ผลการคำนวณโดยแบบจำลอง Finite Element ที่แทนค่าสติเฟนสของดินในรูปความสัมพันธ์  $E_u = M \times S_u$  เมื่อค่า  $M=1000$  จะให้ผลที่สอดคล้องเป็นอย่างดีกับค่าเฉลี่ยของข้อมูลสนาม รวมทั้งเมื่อค่า  $M=600$  จะให้ผลที่สอดคล้องกับค่าขอบเขตการเคลื่อนตัวของกำแพงสูงสุด ดังแสดงในรูปที่ 2.18ก

กรณี Free Toe เมื่อพิจารณาเฉพาะข้อมูลสนาม ได้ผลพฤติกรรมมีแนวโน้มเช่นเดียวกับกรณี Fixed Toe โดยที่ค่าตัวประกอบความปลอดภัยเดียวกัน กรณี Free Toe จะมีค่า normalized การเคลื่อนตัวของกำแพงสูงมากกว่ากรณี Fixed Toe แสดงให้เห็นว่า ระดับการยึดรั้งของปลายล่างกำแพงมีผลต่อปริมาณการเคลื่อนตัวอย่างเห็นได้ชัด ผลการคำนวณโดยแบบจำลอง Finite Element ให้แนวโน้มที่สอดคล้องเป็นอย่างดีกับข้อมูลสนาม ซึ่งเมื่อแทน  $M=600$  จะให้ผลที่สอดคล้องกับค่าขอบเขตการเคลื่อนตัวของกำแพงต่ำสุดเช่นกัน ดังแสดงในรูปที่ 2.18ข

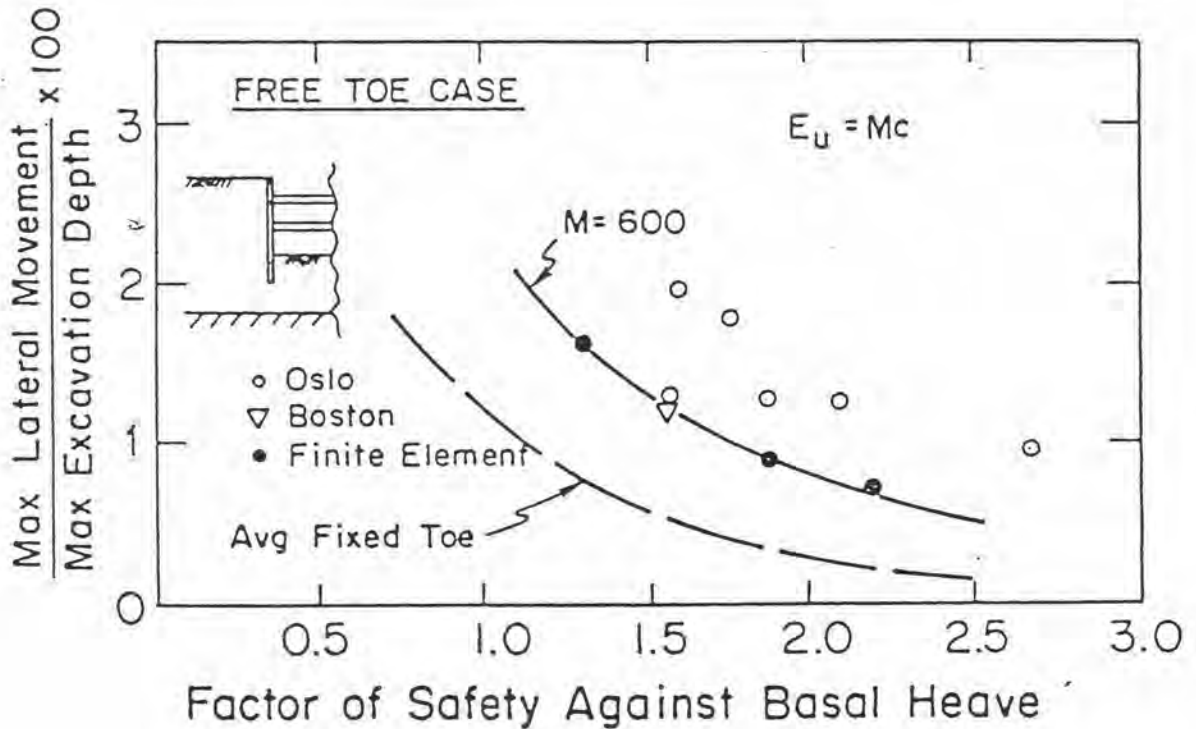
อนึ่งค่าตัวคูณ  $M$  ที่อยู่ในช่วงระหว่าง 600-1000 สอดคล้องกับค่าประมาณความสัมพันธ์ระหว่าง  $E_u$  กับ  $S_u$  ของดินเหนียวที่มีคุณสมบัติ  $PI < 30$  และ  $OCR=1$  ที่เสนอโดย Duncan และ Buchigani (1976) ดังแสดงในรูปที่ 2.19

### 2.3.3 ผลกระทบเนื่องจากการ yield ของมวลดิน ที่มีต่อพฤติกรรมเคลื่อนตัวของกำแพง

Tait และ Taylor (1974) ยกกรณีศึกษางานขุดของอาคาร Levi Strauss ลึก 14 เมตร ใน San Francisco เป็นตัวอย่างเพื่อแสดงให้เห็นถึงผลกระทบเนื่องจากการมวลดินที่ Yield ขณะทำการขุดที่มีผลต่อพฤติกรรมเคลื่อนตัวของกำแพง

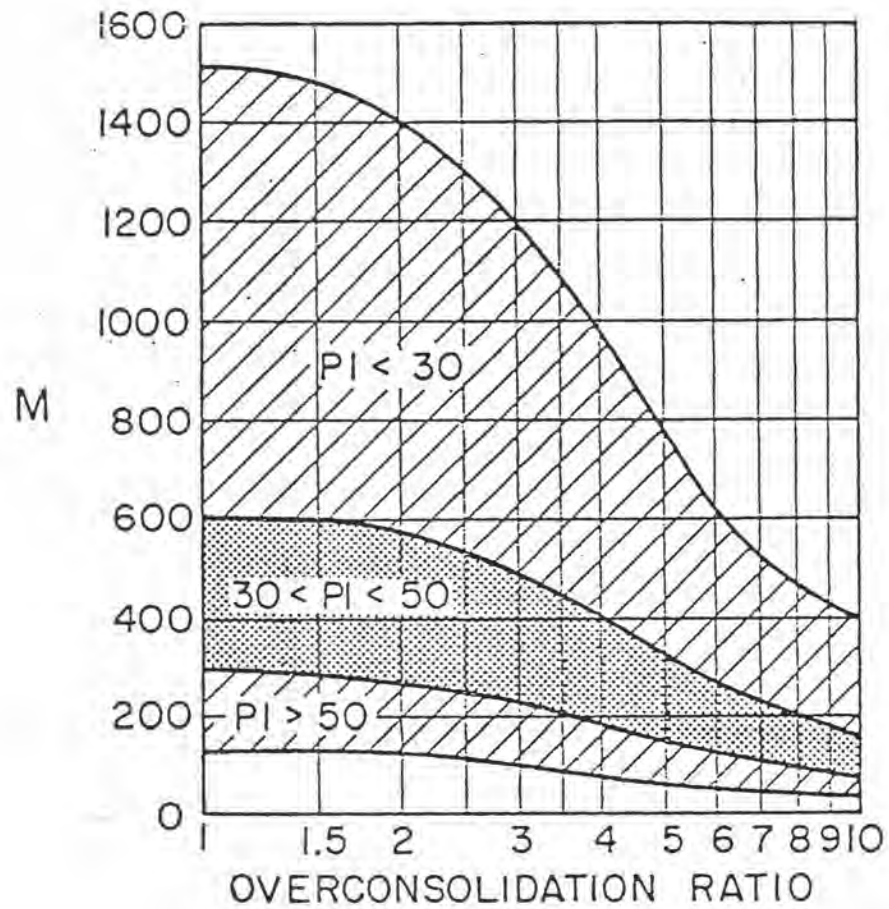


ก.) กรณีปลายกำแพงฝังในชั้นดินแข็ง



ข.) กรณีปลายกำแพงฝังในชั้นดินอ่อน

รูปที่ 2.18 แผนภาพแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง normalized ของระยะการเคลื่อนตัวของกำแพง Sheet Pile กับค่าตัวประกอบความปลอดภัยด้าน basal heave (Clough and Denby, 1977)



$$E_u = MC$$

$E_u$  = UNDRAINED MODULUS OF CLAY

M = FACTOR FROM CHART ABOVE

C = UNDRAINED SHEAR STRENGTH  
OF CLAY

รูปที่ 2.19 แผนภาพแสดงค่าประมาณของโมดูลัสดินเหนียวแบบ  
ไม่ระบายน้ำ (Duncan and Buchighani, 1976)

ลักษณะชั้นดินบนสุดเป็น Rubber fill หนา 6 เมตรวางตัวของ Soft Sanfrancisco Bay mud หนา 12 เมตร ซึ่งเป็น normal consolidated clay  $PI=25\%$  ,  $LL = 60\%$  ,  $\%w = 60\%$  และมีค่า Undrained shear Strength( $S_u$ ) เพิ่มตามความลึก( $S_u/\sigma'_{vo} = 0.25$ ) ชั้นล่างสุดเป็น Dense sand ลักษณะของชั้นดิน และวิธีการก่อสร้างเสนอในภาพที่ 2.20, 2.21 และ 2.22

ค่า Stability number ที่คำนวณได้อยู่ในช่วงระหว่าง 5.5 ถึง 8.3 มาจากช่วงของค่า  $S_u$  ที่วัดได้ซึ่งพิจารณาได้ยากกว่า basal heave จะเกิดขึ้นหรือไม่ ผลการวัดการเคลื่อนตัวตลอดการก่อสร้างแสดงในรูปที่ 2.23ก สามารถสรุปพฤติกรรมได้ดังนี้

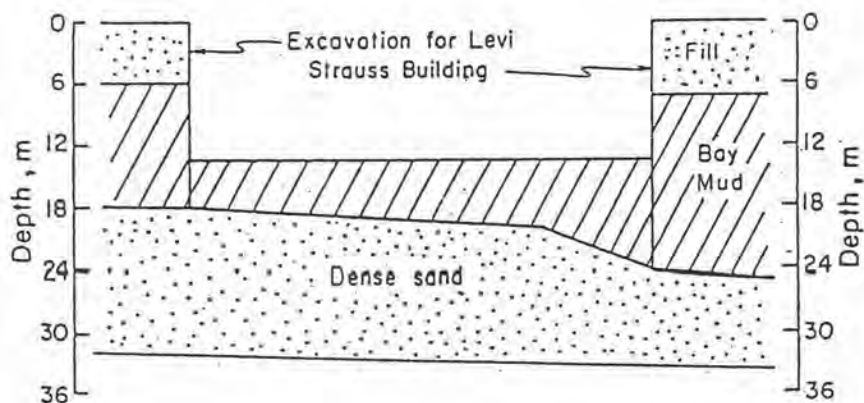
1) ชั้นตอนขณะขุดดินตามแนวรอบกำแพงจนถึงความลึก 8 เมตร การเคลื่อนตัวของกำแพงมีน้อย ( $< 30$  mm) เนื่องจากดินส่วนใหญ่ยังขุดในชั้น Rubber fill และดินบริเวณส่วนกลางของบ่อยังไม่ได้ทำการขุดออกทั้งหมด

2) ชั้นตอนต่อมาเมื่อขุดดินกลางบ่อออกรวมทั้งขุดเพิ่มจนได้บ่อขุดที่มี Berm ความลาด 3:1 ค่าชั้นส่วนล่างของกำแพง ค่าการเคลื่อนตัวของกำแพงเพิ่มขึ้นในอัตราที่เร็วมาก เมื่อเทียบกับความลึกที่ขุดเพิ่มได้ ช่วงนี้เคลื่อนตัวเพิ่มขึ้นจากเดิม 100 mm

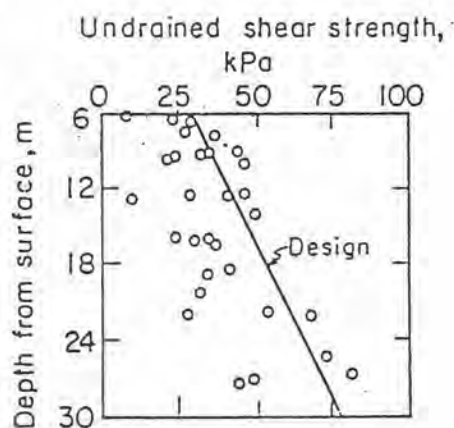
3) หลังจากเทคอนกรีต ติดตั้ง Raker และขุด Berm ออกทั้งหมด ค่าการเคลื่อนตัวที่เกิดขึ้นรวมทั้งหมดเท่ากับ 180 mm

จากความสัมพันธ์ที่พล็อตระหว่างการเคลื่อนตัวสูงสุด และค่าตัวประกอบความปลอดภัย เนื่องจาก basal heave ที่คำนวณได้ที่เวลาต่างๆดังแสดงในรูปที่ 2.23ข Tait และ Taylor(1974) สรุปว่าอัตราการเคลื่อนตัวเพิ่มขึ้นสูงสุดเกิดในช่วงที่ค่าตัวประกอบความปลอดภัย เนื่องจาก basal heave อยู่ในช่วง 1.4 ถึง 1.3 ซึ่งเป็นช่วงที่ D'Appolonia และ Lambe(1971)อธิบายว่าเป็นช่วงที่ดินชนิด normally consolidated clay เคลื่อนตัวมาก เนื่องจากผลของ Local yield เป็นปัจจัยหลัก

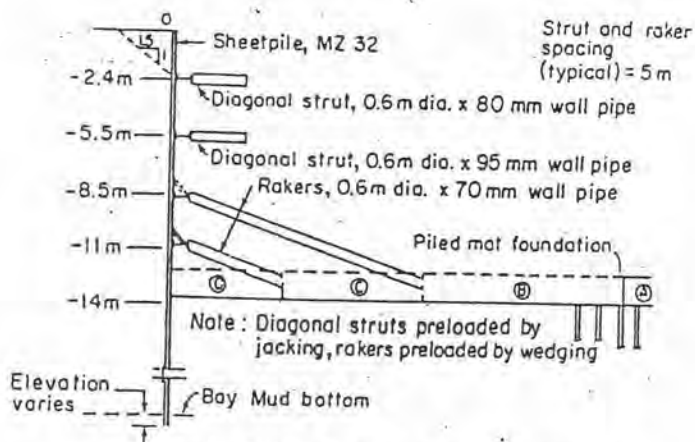
Mana(1977) วิเคราะห์การเคลื่อนตัวและรูปแบบของการเกิด yield ในมวลดินโดยใช้แบบจำลอง Finite element แบบจำลองถูกสร้างเพื่อจำลองงานขุดกว้าง 12 เมตร ลึก 15 เมตร ในชั้น Homogenous clay หนา 30 เมตร



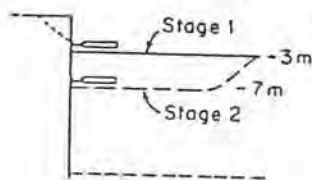
รูปที่ 2.20 รูปตัดบ่อขุด, ลักษณะชั้นดิน ของอาคาร Levi Strauss, San Francisco (Tait and Taylor, 1974)



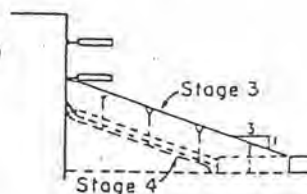
รูปที่ 2.21 ผลการทดสอบค่า Undrained shear strength ของ San Francisco Bay mud (Tait and Taylor, 1974)



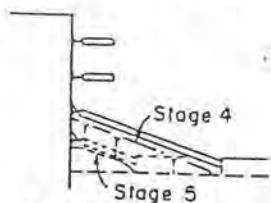
(a) Braced sheet pile wall details



(b) Stages 1 & 2 of excavation

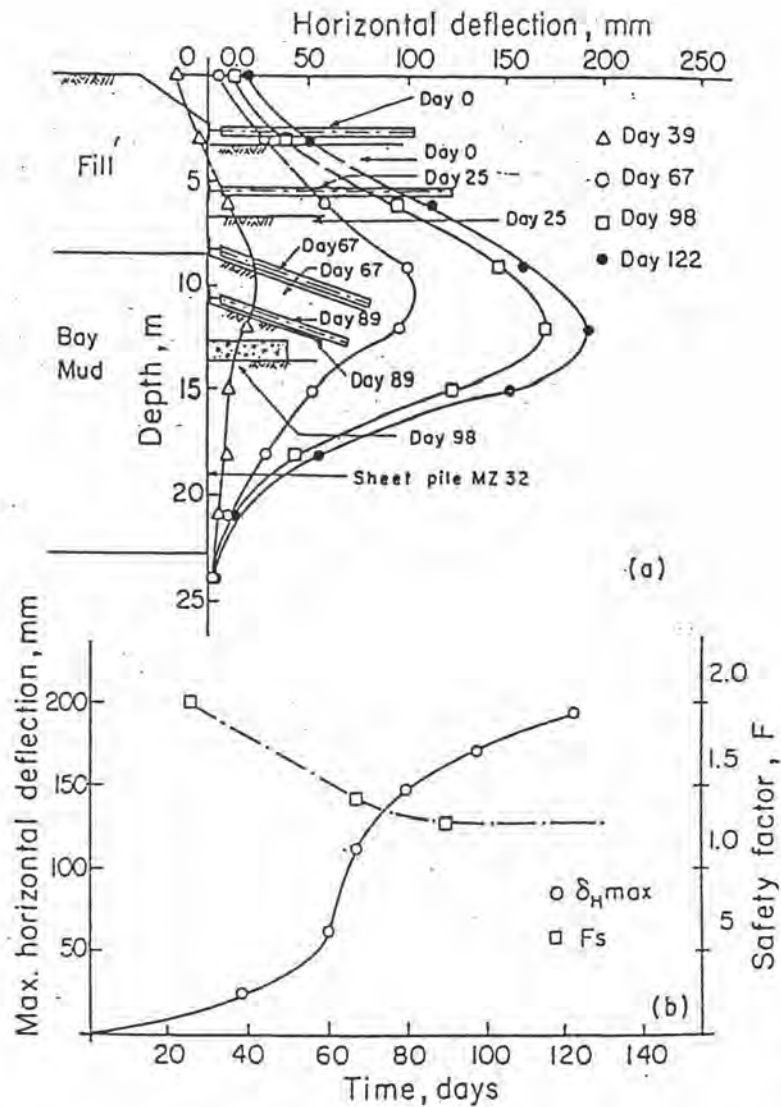


(c) Stages 3 & 4 of excavation



(d) Stages 4 & 5 of excavation

รูปที่ 2.22 ขั้นตอนการขุดของโครงการอาคาร Levi Strauss, San Francisco Bay mud (Tait and Taylor, 1974)



รูปที่ 2.23 Performance ของงานชุดโครงการอาคาร Levi Struss  
(Tait and Taylor, 1974)

- ก) แผนภาพแสดงปริมาณการเคลื่อนตัวด้านข้างของกำแพงกันดินชนิด Sheet Pile ตลอดความลึก ที่ขั้นตอนการขุดต่างๆ
- ข) แผนภาพแสดงความสัมพันธ์ ระหว่างค่าตัวประกอบความปลอดภัยด้าน basal heave, ปริมาณการเคลื่อนตัวด้านข้างของกำแพงกันดินชนิด Sheet Pile กับเวลา

กำหนดค่า Shear Strength Profile  $S_u = 8.83 + 0.2\sigma'_{vo}$  (kPa) ความสัมพันธ์ระหว่าง Stress-Strain เป็น Perfectly elastic-plastic กำแพงถูกค้ำยันโดย Crosslot bracing กำหนดให้ Sheet pile หยั่งตลอดความลึกชั้นดินเหนียว โดยปลายล่างมีลักษณะของจตุรกรงรับเป็น pinned เมื่อทำการวิเคราะห์เบื้องต้น พบว่าค่าความปลอดภัยเนื่องจาก basal heave เท่ากับ 1 เมื่อขุดถึง 12 เมตร

จากการวิเคราะห์โดยแบบจำลอง Finite element พบว่า Yield Zone เกิดครั้งแรกที่ความลึก 5 เมตร เมื่อค่า F.S. มีค่าประมาณ 1.5 การขยายตัวของ Yield Zone เกิดขึ้นเร็วมากหลังจากขุดลึก 9 เมตร จากรูปที่ 2.24 แสดงให้เห็นว่าการขยายตัวของ Yield Zone และเวกเตอร์แสดงการเคลื่อนตัวของมวลดิน บ่งชี้ถึงแนวโน้มการเกิด basal heave

จากกรณีศึกษาของ Tait และ Taylor (1974) , Mana (1977) แสดงให้เห็นถึงภาพรวมของความสัมพันธ์ระหว่างเสถียรภาพของงานขุด, การขยายตัวของมวลดินที่เกิดการ Yield และการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินของงานขุดในชั้นดินเหนียวอย่างชัดเจน

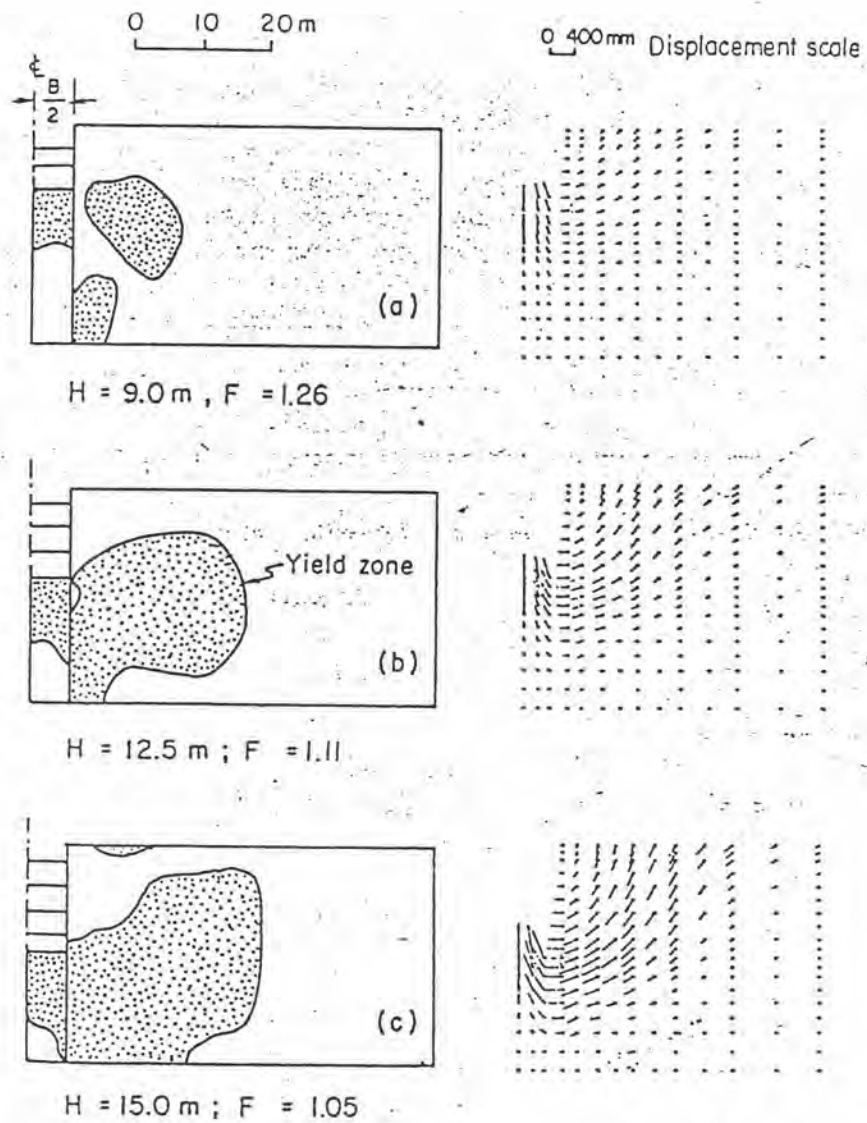
#### 2.3.4 ผลกระทบเนื่องจากสติเฟนสของกำแพง และระบบค้ำยันที่มีต่อพฤติกรรม การเคลื่อนตัวของกำแพงกันดิน

Clough และ Tsui (1974) ศึกษาผลกระทบเนื่องจาก Rigidity ของกำแพงที่มีผลต่อปริมาณการเคลื่อนตัวโดยใช้แบบจำลอง Finite element ในสภาพ Plain strain แบ่งสติเฟนสของกำแพงและระบบค้ำยันต่อหนึ่งหน่วยความกว้าง มีแบบจำลองของดินเป็น non linear elastic กำหนดให้ค่า  $S_u$  ของดินเพิ่มความลึก จาก  $40 \text{ kN/m}^2$  เป็นเชิงเส้นตรงจนถึง  $128 \text{ kN/m}^2$  รวมถึงค่า  $E_s = 200S_u$  สัมประสิทธิ์หน่วยแรงดันด้านข้าง  $K_0 = 0.85$

วิธีการศึกษากระทำโดย จัดขั้นตอนการก่อสร้างคงที่ ใช้ค่าสติเฟนสของกำแพงเป็นตัวแปร ( $EI = 3.9 \times 10^5, 4.85 \times 10^4, 1.21 \times 10^4 \text{ kN} \times \text{m}^2 / \text{m}$ ) ผลการเคลื่อนตัวแสดงอยู่ในรูปที่ 2.25

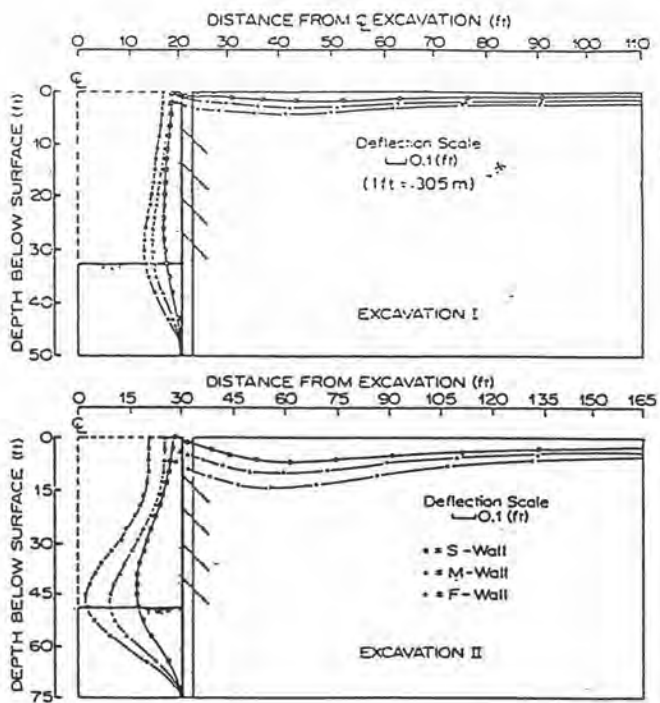
จากผลการวิเคราะห์พบว่าปริมาณการเคลื่อนตัวด้านข้างที่ลดลงไม่เป็นสัดส่วน โดยตรงกับค่าสติเฟนสที่เพิ่มขึ้น เมื่อต้องการให้ค่าการเคลื่อนตัวกำแพงลดลง 50% จะต้องเพิ่มค่าสติเฟนส 32 เท่า



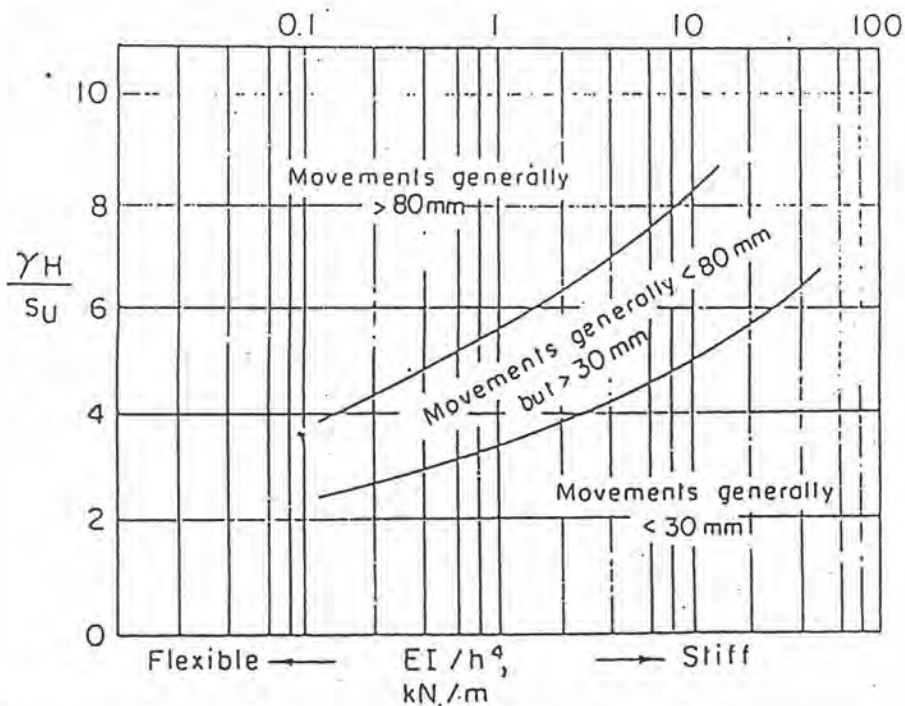


H = Excavation depth  
 B = Excavation width = 12 m ; Strut stiffness = 17,800 kPa  
 F = Factor of safety against bottom heave;  
 $s_u = 8.83 + 0.2 \sigma'_{v0}$  (kPa);  $\gamma = 17.8 \text{ kN/m}^3$ ;  $E = 300 s_u$   
 Sheet pile wall PZ 38 driven into firm layer (hinged)

รูปที่ 2.24 การขยายตัวของ yielding zone และแนวโน้มการเคลื่อนตัวของมวลดินของงานขุดลึกในดินเหนียวอ่อน โดยวิเคราะห์จากแบบจำลอง Finite element (Mana, 1977)



รูปที่ 2.25 ผลกระทบเนื่องจาก Rigidity ของกำแพงกันดิน มีต่อปริมาณการเคลื่อนตัวด้านข้าง (Clough and Tsui, 1974)



รูปที่ 2.26 แผนภาพ แสดงผลกระทบร่วมของสติฟเนสกำแพง, ระยะห่างของค้ำยัน ที่มีผลต่อ ปริมาณการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดของกำแพงกันดิน (Goldberg et al., 1976)

Goldberg et al(1976) ศึกษาผลกระทบร่วมของ สติฟเนสกำแพง, ระยะห่างของค้ำยันที่มีผลต่อปริมาณการเคลื่อนตัวด้านข้างของกำแพง วิธีศึกษาเริ่มจากกำหนดสติฟเนสพารามิเตอร์ของกำแพงร่วมกับระบบค้ำยันในรูปของค่า  $EI/h^4$  โดย EI คือสติฟเนสของกำแพง, h คือระยะห่างระหว่างค้ำยันชั้นต่างๆ ต่อมาพล็อตความสัมพันธ์ระหว่าง  $EI/h^4$  กับ Stability number ที่มาจากข้อมูลสนาม แผนภาพที่พล็อตแสดงอยู่ในรูปที่ 2.26 แบ่งขอบเขตของข้อมูลโดยใช้ปริมาณการเคลื่อนตัวของกำแพงเป็นเกณฑ์ ข้อมูลที่ได้จากแผนภาพพบว่า ที่ค่าStability number เดียวกัน การเพิ่มขึ้นของ  $EI/h^4$  มีผลกระทบที่ชัดเจนต่อการลดลงของการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดิน

### 2.3.5 ผลกระทบเนื่องจากการอัดแรงในค้ำยันที่มีต่อพฤติกรรมเคลื่อนตัวของกำแพงกันดิน

การอัดแรงในระบบค้ำยันนอกจากใช้ประโยชน์เพื่อลดปริมาณการเคลื่อนตัวของมวลดินหลังกำแพง และตัดสาเหตุการเคลื่อนตัวโดยตรงจากช่องว่างที่เกิดขณะติดตั้งระบบค้ำยัน ยังมีประโยชน์สำคัญคือลดหน่วยแรงเฉือนที่เกิดจากการเคลื่อนตัวแนวราบของมวลดินหลังกำแพง

Clough และ Tsui(1974) เสนอว่าการอัดแรงในระบบค้ำยันด้วยค่าแรงกระทำในช่วง 0.2 - 0.4YH เท่าของ Strut load diagram ที่เสนอโดย Peck(1974) สามารถลดปริมาณการเคลื่อนตัวลงเมื่อเปรียบเทียบกับกำแพงที่ไม่ได้ทำการอัดแรง แต่เมื่อทำการอัดแรงในระบบค้ำยันด้วยแรงกระทำที่เพิ่มขึ้นเลยจากระดับที่แนะนำ กำแพงจะเคลื่อนตัวตามทิศของแรงกระทำด้วยอัตราที่ลดลง

### 2.4 แบบจำลองคานวางบนวัสดุอิลาสติก

การวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของกำแพงกันดิน โดยใช้แบบจำลองคานวางบนวัสดุอิลาสติกด้วย Subgrade Reaction Method ซึ่งเสนอโดย Winkler(1887) มีแนวทางการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวกระทำโดย แทนกำแพงอยู่ในรูปคานอิลาสติกวางบนมวลดิน ซึ่งแทนด้วยชุดของสปริงที่อยู่ชิดกัน ค่าอิลาสติกปริงต่อหน่วยพื้นที่ ที่ใช้แทนแรงปฏิกิริยาของมวลดินที่กระทำต่อกำแพง เรียกว่า Modulus of Subgrade Reaction “ $k_s$ ”

การวิเคราะห์โดยแบบจำลองนี้ เป็นวิธี Semi-empirical เนื่องจากแทนมวลดินอยู่ในรูปของ อีลาสติคสปริง ที่เป็นอิสระจากกัน แต่พฤติกรรมของสปริงที่เป็นอิสระต่อกัน ไม่ตรงกับสภาพจริง ตามธรรมชาติ ที่ขณะมวลดินถูกแรงกระทำจะกระจายผลจากแรงกระทำในรูปของหน่วยแรงที่เพิ่มขึ้นสู่มวลดินรอบข้าง อย่างไรก็ตามแบบจำลองนี้ เหมาะสำหรับใช้เป็นเครื่องมือเพื่อการออกแบบ เนื่องจากสามารถออกแบบ โปรแกรมคอมพิวเตอร์สำหรับใช้คำนวณได้ง่าย

#### 2.4.1 การแก้ปัญหาแบบจำลองคานวางบนวัสดุอีลาสติค โดยวิธีวิเคราะห์ ด้วยเมตริกซ์

Bowles(1968) เสนอวิธีแก้ปัญหาคานวางบนวัสดุอีลาสติค ด้วยวิธีวิเคราะห์เมตริกซ์โดยทฤษฎีอีลาสติค ซึ่งมีสมมุติฐานดังนี้

1. วัสดุที่ใช้ทำส่วนของโครงสร้างเป็นเนื้อเดียวตลอด และมีคุณสมบัติในการรับแรงหรือน้ำหนักเหมือนกันทุกทิศทาง
2. หน่วยแรงที่เกิดขึ้นภายในวัสดุต้องไม่มากเกินไปกว่าขีดจำกัดของวัสดุนั้น
3. การเคลื่อนที่ต่างๆที่เกิดขึ้น อันเนื่องมาจากการกระทำของแรงและน้ำหนักภายนอกมีค่าน้อยมากเมื่อเทียบกับขนาดของส่วนโครงสร้างนั้น ด้วยเหตุนี้การเพิ่มแรงหรือน้ำหนักอาจสมมุติได้ว่าแรงหรือน้ำหนักที่เพิ่มขึ้นนี้กระทำต่อส่วนโครงสร้างนั้นๆ ในขณะที่โครงสร้างยังไม่มี การเคลื่อนที่ และค่าการเคลื่อนที่ทั้งหมด ณ จุดใด เป็นผลรวมของค่าการเคลื่อนที่ ณ จุดนั้นอันเนื่องมาจากแรงหรือน้ำหนักต่างๆที่กระทำบน โครงสร้าง
4. แบบจำลองแทนมวลดินในรูปของอีลาสติคสปริง ที่มีความสัมพันธ์ระหว่างค่าแรงกระทำและปริมาณการเคลื่อนตัว (deflection) เป็นเชิงเส้นตรง

เมตริกซ์ของแบบจำลองนี้ วิเคราะห์โครงสร้างแบบอินดีเทอมีเนทโดยวิธี Force-Method วิธีนี้จะให้แรงในส่วนโครงสร้างเป็นตัวไม่รู้ค่า(redundant) ค่าของตัวไม่รู้ค่านี้จะหาได้จากลักษณะ ความสัมพันธ์(compatibility)ของการเคลื่อนที่ใน โครงสร้างและจากการแก้สมการหลาย ชั้น(simultaneous equation) ซึ่งเป็นความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนที่

รูปที่ 2.27 แสดงลำดับขั้นตอนการแก้ปัญหา คานที่รองรับด้วยมวลดินโดยการจำลอง ปัญหาให้อยู่ในรูปอย่างง่าย เป็นคานวางบนจุดของสปริง ซึ่งเป็นแบบจำลองที่เสนอโดย Winkler

(1887) คานถูกแบ่งเป็น 5 element ประกอบด้วย 6 node สปริงกระทำที่จุด node notation ของตัวแปรที่กำหนดขึ้นอยู่บนรูปที่ 2.27ข, 2.27ค เพื่อใช้ในการวิเคราะห์หรืออธิบายได้ดังนี้

P แรงกระทำภายนอก (External Force)

F แรงภายในที่เกิดขึ้นในคาน (Internal Force)

X ปริมาณการเปลี่ยนรูปของ node ที่เกิดขึ้นภายนอก (External nodal displacement)

e ปริมาณการเปลี่ยนรูปที่เกิดขึ้นในคาน (Internal deformation)

K ค่าโมดูลสปริงที่รองรับ node

#### 2.4.1.1 การวิเคราะห์ปัญหาในระดับของเมตริกซ์

ณ node ใด ๆ ที่กำหนดลงบนคาน สามารถกำหนดสมการความสัมพันธ์ระหว่าง P และ F ได้ดังนี้

$$P_i = A_i F_i \quad \dots\dots\dots(a)$$

$A_i$  ; ค่าอัตราส่วนคงที่ของ  $P_i$  และ  $F_i$

แสดงในรูปเมตริกซ์

$$P = A F \quad \dots\dots\dots(2.26)$$

A ; เมตริกซ์สัมประสิทธิ์ระหว่างเมตริกซ์ P และ F

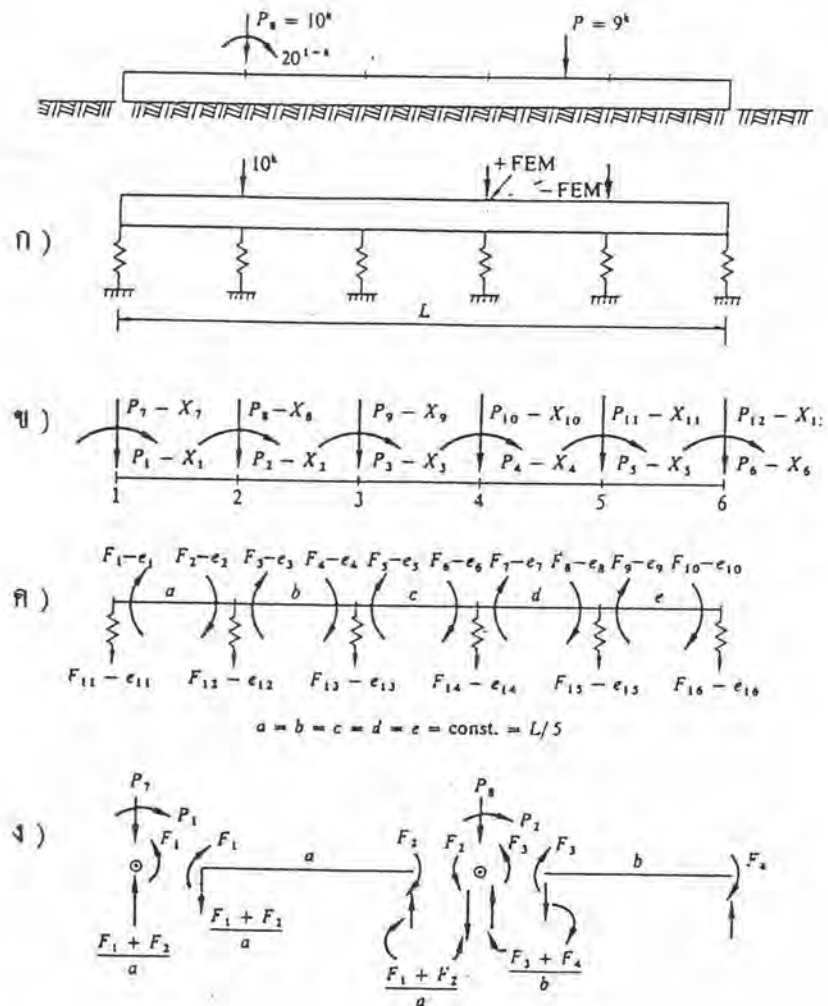
สร้างสมการความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณการเปลี่ยนรูปของ node ที่เกิดขึ้นภายนอก (X) กับปริมาณการเปลี่ยนรูปที่เกิดขึ้นภายในคาน (e)

$$e = B X \quad \dots\dots\dots(2.27)$$

B ; เมตริกซ์สัมประสิทธิ์ระหว่างเมตริกซ์ e และ X

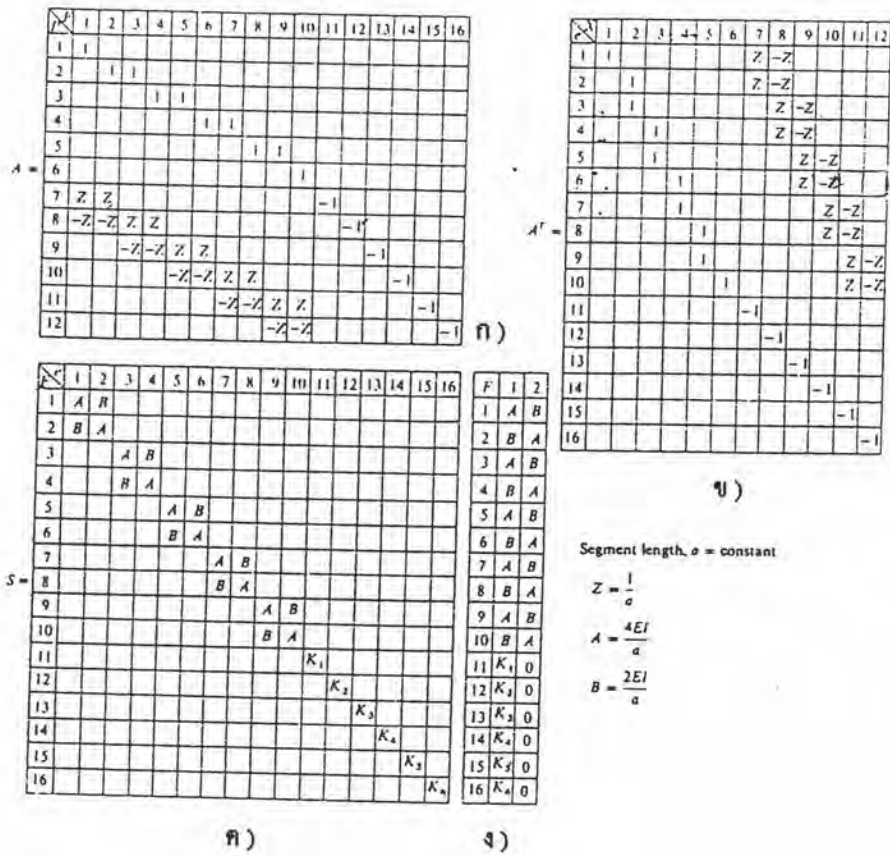
จากข้อมูลที่เสนอโดย Wang(1970) , Laursen(1969) คือ  $[B = A^T]$  ดังนั้น

$$e = A^T X$$

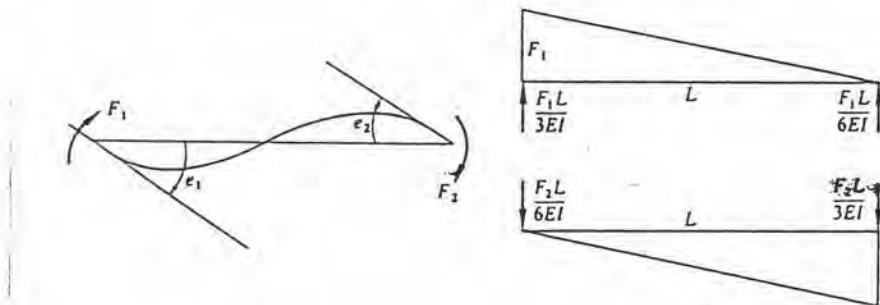


รูปที่ 2.27 แบบจำลองคานวางบนสารอิลาสติก

- ก) การเปลี่ยนสภาพปัญหาไปสู่แบบจำลองของ Winkler
- ข) วิธีกำกับ notation ลงใน P-X diagram
- ค) วิธีกำกับ notation ลงใน F-e diagram
- ง) การพิจารณา free bodies ที่จุดรอยต่อ 1 และ 2 เพื่อใช้สร้างเมตริกซ์ A



รูปที่ 2.28 เมตริกซ์ที่ใช้ในการคำนวณ ก) static matrix ข) deformation matrix:  $B=A^T$  ค) stiffness matrix S ง) S matrix ในรูปแบบย่อ



รูปที่ 2.29 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง แรงภายในและปริมาณการเปลี่ยนรูป ของคานโดยใช้ conjugate-beam principles

ที่ element  $i$  กำหนดสมการความสัมพันธ์ระหว่างแรงภายในที่เกิดขึ้นในคาน  $F_i$  และปริมาณการเปลี่ยนรูปที่เกิดขึ้นในคาน  $e_i$  ดังนี้

$$\begin{aligned} F_i &= S_i e_i && \text{แสดงในรูปเมตริกซ์} \\ F &= S e && \dots\dots\dots(2.28) \\ S & ; \text{ เมตริกซ์สัมประสิทธิ์ระหว่างเมตริกซ์ } F \text{ และ } e \end{aligned}$$

สมการ (2.26) ถึง (2.28) เป็นสมการเบื้องต้นของวิธีวิเคราะห์โดยใช้เมตริกซ์แทนสมการ (2.27) ลงใน (2.28) จะได้

$$F = S A^T X \quad \dots\dots\dots(b)$$

แทนสมการ (b) ลงใน (5-1) จะได้

$$P = A S A^T X \quad \dots\dots\dots(c)$$

แก้สมการหาเมตริกซ์  $X$  โดยคูณอินเวอร์สของเมตริกซ์จัตุรัส  $[A S A^T]^{-1}$  ขนาด  $P \times P$

$$X = [A S A^T]^{-1} \quad \dots\dots\dots(d)$$

จากการแทนค่าเมตริกซ์  $X$  ที่มาจากสมการ(d) ลงใน (b) จะได้ค่าต่างๆของแรงภายในที่เกิดขึ้นที่จุด node ในคาน

#### 2.4.1.2 เมตริกซ์สัมประสิทธิ์ $A$

พิจารณาคานที่รองรับด้วยชุดของสปริง รูป 2.27 ข เรียกว่า P-X diagram ได้กำหนดค่าแรงคัดภายนอกที่จุดรอยต่อ (External Joint Moment)  $P_1$  ถึง  $P_6$  เกิดควบคู่กับปริมาณการหมุนที่ตำแหน่งจุดต่อ (Joint Rotations)  $X_1$  ถึง  $X_6$  และได้กำหนดแรงกระทำภายนอกที่จุดต่อ  $P_7$  ถึง  $P_{12}$  เกิดควบคู่กับปริมาณการเลื่อนตัวแนวตั้ง (Joint Vertical Translation)  $X_1$  ถึง  $X_{12}$

พิจารณารูปที่ 2.27 ค เรียกว่า F-e diagram ได้กำหนดให้ค่า  $F_1 - F_{10}$  เป็นค่าแรงคัดภายในคานที่ปลายของส่วนย่อย ( $F_{11} - F_{16}$  คือแรงภายในของสปริง)

- $e_1$  ถึง  $e_{10}$  : ปริมาณการหมุนที่ปลายส่วนย่อย
- $e_{12}$  ถึง  $e_{16}$  : ปริมาณการยุบตัวของสปริง



จากสมการ (2.26)  $P = A X$  เราจะหาเมตริกซ์  $A$  จากสมการสมดุลของแรงที่ node ต่างๆ

ที่ node1  $P_1 - F_1 = 0$  .....

$P_1 = F_1$  .....

ขณะเดียวกัน

$P_7 - F_1/a - F_2/a + F_{11} = 0$  .....

$P_7 = F_1/a + F_2/a - F_{11}$  .....

ที่ node2 สมดุลย์ของโมเมนต์

$P_2 = F_2 + F_3$  .....

ขณะเดียวกันสมดุลย์ของแรงในแนวดิ่ง(กำหนดให้ element ขาวเท่ากันหมด)

$P_8 = -F_1/a - F_2/a + F_3/a + F_4/a - F_{12}$  .....

ที่ node6 สมดุลย์ของโมเมนต์

$P_6 = F_{10}$  .....

สมดุลย์ของแรงในแนวดิ่ง

$P_{12} = F_9/a - F_{10}/a - F_{16}$  .....

สามารถสรุปรูปแบบของเมตริกซ์  $A$  ดังแสดงในรูป 2.28ก โดยส่วนที่ไม่ได้แสดงมีค่าเป็นศูนย์ และขนาดของเมตริกซ์  $A$  คำนวณได้จาก

$$P = 2N + 2 = 12 = NP$$

$$F = 3N + 1 = 16 = NF$$

$$N ; \text{ จำนวนของ element} = 5$$

ขนาดของเมตริกซ์  $A$  คือ  $NP \times NF$

### 2.4.1.3 เมตริกซ์สัมประสิทธิ์ B

สมการความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณการเปลี่ยนรูปของ node ที่เกิดขึ้นภายนอก (X) กับปริมาณการเปลี่ยนรูปที่เกิดขึ้นภายในคาน (e)

$$e = B X$$

B : เมตริกซ์สัมประสิทธิ์ระหว่างเมตริกซ์ e และ X

กรณีทีรอยต่อ 1 มีปริมาณการหมุน  $X = 1 \text{ rad}$  ( โดยที่สปริงไม่สามารถต้านการหมุน และการเปลี่ยนรูปมีน้อย Small deflection theory) ปริมาณ e 1 มีค่าเท่ากับ

$$e1 = X1 + X7/a - X8/a$$

ในรูปแบบเดียวกันทีรอยต่ออื่น ๆ

$$e2 = X2 + X7/a - X8/a$$

$$e3 = X2 + X8/a - X9/a$$

$$e4 = X3 + X8/a - X9/a$$

ขณะเดียวกันค่าการยุบตัวของสปริง e1 ถึง e16

$$e11 = -X7$$

$$e12 = -X8$$

รูปแบบเมตริกซ์ B ที่สมบูรณ์แสดงไว้ในรูปที่ 2.28x ซึ่งพบว่ามีค่าเท่ากับ  $A^T$

### 2.4.1.4 เมตริกซ์สัมประสิทธิ์ S

พิจารณารูปที่ 2.29 และพิจารณาค่าความลาดชันที่จุดปลาย e1, e2 โดยใช้ Conjugate-beam principles

$$F1L/3EI - F2L/6EI = e1 \dots \dots \dots (i)$$

$$-F1L/6EI + F2L/3EI = e2 \dots \dots \dots (j)$$

ในกรณีที่พิจารณารูป 5-1 element1, เมื่อ  $L = a$  จะได้รูปแบบของสมการ

$$F1 = 4EI/a \times e1 + 2EI/a \times e2$$

$$F2 = 2EI/a \times e1 + 4EI/a \times e2$$

ในรูปแบบเดียวกันที่ element อื่น ๆ

$$F3 = 4EI/b \times e3 + 2EI/b \times e4$$

$$F4 = 2EI/b \times e3 + 4EI/b \times e4$$

พิจารณาแรงในสปริง, F1 ถึง F16

$$F11 = K1 \times e11, K \text{ ค่านิจสปริง } (FL^{-1})$$

ค่านิจสปริงของคินมีหน่วยเป็น  $(FL^{-1})$  ได้จากค่า Modulus of Subgrade Reaction,  $k_s$  กรณีที่ฐานรากกว้าง B และค่าความยาวของแต่ละ element กำหนดไว้ตามรูปที่ 2.27ก ค่านิจสปริงของแต่ละตำแหน่งเท่ากับ

$$K1 = a \times B \times k_s$$

$$K2 = (a+b)/2 \times B \times k_s$$

.....

$$K6 = e \times B \times k_s$$

และกรณีที่  $a = b = c = e = h$  ;  $Ki = B \times h \times k_s$

Bowles เสนอให้ใช้พื้นที่เต็มบริเวณ element ปลายแทนการใช้พื้นที่ครึ่งหนึ่ง เพื่อเพิ่มแรงดันที่ปลายของขอบคาน ซึ่งจากการทดสอบพบว่าได้ผลดี เมื่อเทียบจากค่าที่วัดได้จากการทดสอบ

รูปแบบเมตริกซ์ S ที่สมบูรณ์แสดงไว้ในรูปที่ 2.28ค ซึ่งขนาดของเมตริกซ์เท่ากับ  $(2N+2) \times (2N+2)$  N = จำนวน element ส่วนรูปแบบที่แสดงในรูปที่ 2.28ง เป็นการยุบเมตริกซ์ S ให้เหลือเพียง 2 column เพื่อลดความจำในคอมพิวเตอร์จาก  $16^2 = 256$  จำนวนลดลงเหลือ  $2 \times 16 = 32$

### 2.4.2 Modulus of Subgrade Reaction ( $k_s$ )

ค่า Modulus of Subgrade Reaction ( $k_s$ ) เป็นแนวคิดนำเสนอความสัมพันธ์ระหว่างค่าความดัน (Soil pressure) และปริมาณการเคลื่อนตัว (deflection) ของดินในรูปอัตราส่วน เพื่อประยุกต์ใช้วิเคราะห์โครงสร้างที่เกี่ยวกับวิศวกรรมฐานรากหลายชนิดเช่น ฐานรากแผ่, เสาเข็มรับแรงด้านข้าง, และกำแพงกันดิน สมการพื้นฐานของค่า Modulus of Subgrade Reaction ที่มาจากการทดสอบ Plate load test คือ

$$\frac{k_s}{\delta} = q \quad \dots \dots \dots (2.29)$$

$k_s$  ค่า Modulus of Subgrade Reaction ( $FL^{-3}$ )

$q$  ค่าความดันที่เกิดในดินเนื่องจากถูกแรงกระทำ ( $FL^{-2}$ )

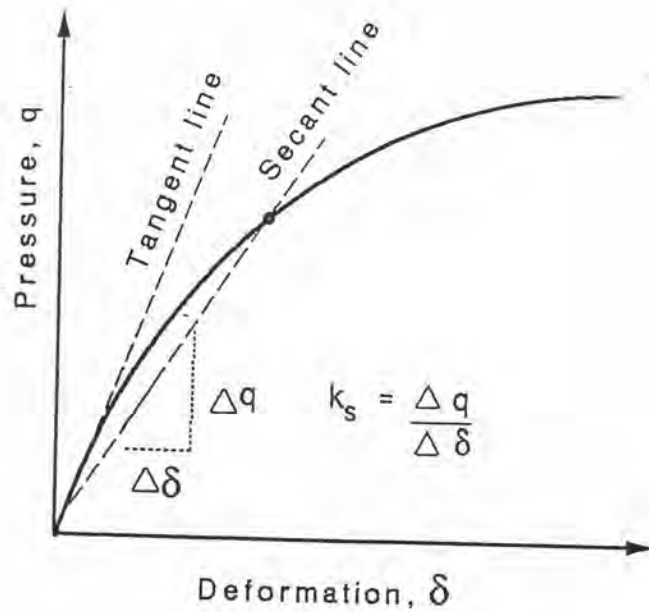
$\delta$  ค่าปริมาณการเคลื่อนตัวของ loaded area เนื่องจากถูกแรงกระทำ (L)

ตามปกติจากการทดสอบพบว่าความสัมพันธ์ระหว่าง  $q$  และ  $\delta$  ไม่เป็นเชิงเส้นตรง  $k_s$  จึงมีค่าเปลี่ยนแปลงขึ้นกับระดับค่าความดันที่เกิดในดิน กรณีมวลดินถูกกระทำด้วยความดันค่าต่ำ ค่า  $k_s$  จะถูกนำเสนอในรูปค่าความชันของ initial tangent line และในรูปค่าความชันของ secant line เมื่อถูกกระทำด้วยค่าความดันสูง ดังแสดงในรูปที่ 2.30

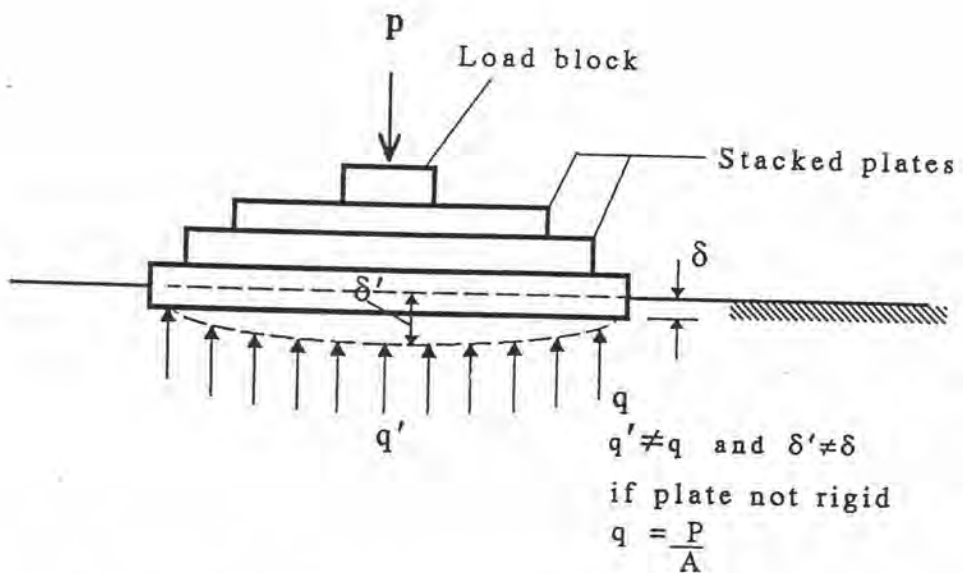
การทดสอบ Plate load test เพื่อหาค่า  $k_s$  ค่า  $q$  และ  $\delta$  ที่เกิดขึ้นแต่ละจุดบน Plate มีค่าไม่เท่ากันตลอด loaded area เนื่องจาก Plate มีความ rigid ไม่เพียงพอ ในทางปฏิบัติจึงเลือกใช้พจน์ต่างๆ ในสมการที่ 2.29 ด้วยค่าดังต่อไปนี้

$$q = \frac{P}{A} \quad ; \quad P \text{ แรงกดที่กระทำ, } A \text{ ปริมาณพื้นที่ของ Plate}$$

$\delta$  ค่าเฉลี่ยของปริมาณการเคลื่อนตัวที่วัดได้ (average-measure deflection) ดังแสดงในรูปที่ 2.31



รูปที่ 2.30 แผนภาพอธิบายแนวคิด ค่า Modulus of Subgrade Reaction ( $k_s$ ) จากความสัมพันธ์ระหว่างค่าความดัน (Soil pressure;  $q$ ) และปริมาณการเคลื่อนตัว (deflection;  $\delta$ ) ของดิน



รูปที่ 2.31 วิธีคำนวณค่า Modulus of Subgrade Reaction ( $k_s$ ) จากการทดสอบ Plate load test

Terzaghi(1955) นำเสนอค่า  $k_s$  ของดินเหนียวที่ได้จากการทดสอบ Plate load test ในสนามจำนวนมาก

กรณี Plate รูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า กว้าง 1 ฟุต ยาว  $l$  ฟุต

$$k_s = k_{s1} \left( \frac{l + 0.5}{1.5l} \right) \dots\dots\dots(2.30)$$

กรณี ฐานแผ่รูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า กว้าง B ฟุต ยาว  $l \times B$  ฟุต

$$k_s = \frac{k_{s1}}{B} \left( \frac{l + 0.5}{1.5l} \right) \dots\dots\dots(2.31)$$

กรณีเป็นคานยาวหรือฐานแผ่แบบต่อเนื่อง

$$k_s = \frac{k_{s1}}{1.5B} \times I \dots\dots\dots(2.32)$$

$k_s$  ; ค่า Modulus of Subgrade Reaction ของ Plate หรือ ฐานแผ่รูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าที่มีขนาดตามที่ระบุไว้

$k_{s1}$  ; ค่า Modulus of Subgrade Reaction ที่ได้จากการ ทดสอบ Plate รูปจตุรัสขนาด 1 ฟุต

B : ความกว้างของฐานแผ่,Plate หรือเสาเข็มมีหน่วยเป็นฟุต

กรณี heavily overconsolidated clay, Terzaghi(1955) เสนอว่าค่า  $k_{s1}$  เพิ่มขึ้นเป็นสัดส่วนโดยตรงกับค่า  $q_u$  โดยได้เสนอค่า  $k_{s1}$  ที่ได้จากการทดสอบในช่วงที่ความดันที่เกิดในมวลดินน้อยกว่าครึ่งหนึ่งของค่า Ultimate bearing capacity ดังแสดงในตารางที่ 2.6

ตารางที่ 2.6 ค่า Modulus of Subgrade Reaction จากการทดสอบด้วย Plate จตุรัสขนาด 1 ฟุต ( $k_{s1}$ ) ของ ดินเหนียวชนิด Overconsolidated Clays ที่เสนอ โดย Terzaghi (1955)

Consistency of Clay	Stiff	Very Stiff	Hard
Undrained Shear-Strength, $S_u$ Ton/m <sup>2</sup>	5-10	10-20	>20
Range for $k_{s1}$ Ton/m <sup>3</sup>	1765-3530	3530-7060	>7060
Proposed Values of $k_{s1}$ , Ton/m <sup>3</sup>	2648	3530	10590

กรณีที่วิเคราะห์โครงสร้างซึ่งถูกแรงกระทำในแนวราบ เช่นเสาเข็มรับแรงด้านข้าง, กำแพงกันดิน Terzaghi(1955) เสนอค่า Modulus of Subgrade Reaction ของดินในแนวราบ ( $k_h$ ) โดยอาศัยสมมุติฐานว่าดินเหนียวชนิดอัดแน่นเกินตัว (overconsolidated clay) มีค่า  $k_h = k_s$  และโครงสร้างมีอัตราส่วนความกว้างต่อความยาวมากๆ

$$k_h k_s = \frac{k_s l \times l}{1.5 B} \dots\dots\dots(2.33)$$

Davisson(1960) แสดงให้เห็นว่าค่า  $k_s$  ของดินเหนียวชนิดอัดแน่นปกติ (normally consolidated clay) แปรตามความลึก

Vesic'(1961) ได้เสนอความสัมพันธ์ของค่า  $k$  และ อิลาสติคพารามิเตอร์ ของดิน ( $E_s, \nu_s$ ) ซึ่งมาจากผลลัพธ์โดยการแก้สมการดิฟเฟอเรนเชียล ของ Flexible beam of infinite length on a homogeneous, elastic and isotropic semi-infinite subgrade ของ Biot(1937) สมการของความสัมพันธ์คือ

$$k_s \times B = 0.65 \times \sqrt[1.2]{\frac{E_s B^4}{E_f I_f} \times \frac{E_s}{1 - \nu_s^2}} \dots\dots\dots(2.34)$$

$E_s, E_f$  = ค่าโมดูลัสของดินและฐานรากแผ่ ซึ่งกำกับด้วยหน่วยเดียวกัน

$B, I_f$  = ความกว้างและค่าโมเมนต์เฉื่อยของพื้นที่หน้าตัด ฐานรากแผ่ ซึ่งกำกับด้วยหน่วยเดียวกัน

เพื่อพิสูจน์ผลในทางปฏิบัติ Vesic' ได้ทำการทดสอบแบบจำลองขนาดใหญ่ในห้องปฏิบัติการ ซึ่งออกแบบเป็นการทดสอบหาพฤติกรรมของคานเหล็กวางตัวบน Compacted silt subgrade และถูกกระทำด้วยแรงกระทำในแนวตั้งโดยใช้ Strain gages วัด Strain ที่เกิดจากการคดของคาน และ dial gages วัดค่า deflections ที่เกิดขึ้นโดยเปรียบเทียบผลการวัดจริงในห้องปฏิบัติการกับค่าทางทฤษฎีที่ใช้คำนวณ deflection, Moment จาก Extension of Biot's Solution ซึ่งค่า  $E_s/(1 - \nu_s^2)$  หากจากการทดสอบ Plate load test เมื่อเปรียบเทียบได้ผลใกล้เคียงกัน ซึ่ง Vesic' สรุปว่า Winkler's



## Hypothesis สามารถใช้ในทางปฏิบัติได้จริง

Broms(1964a) เสนอค่าสหสัมพันธ์แบบ empirical สำหรับค่า  $k_s$  ของดินเหนียวกับค่า secant modulus  $E_{50}$  (ค่าโมดูลัสที่ได้จากการลากจุดที่ค่า Stress เท่ากับครึ่งหนึ่งของ Ultimate stress ของ Undrained Test)

$$k_s = 1.67 \times E_{50} / B \quad \dots\dots\dots(2.35)$$

แทนค่า  $E_{50}$  ซึ่ง Skempton(1951) เสนอว่ามีค่าประมาณ 50-200 เท่าของ  $S_u$

$$k_s = (80-320) S_u / B \quad \dots\dots\dots(2.36)$$

ในกรณีที่มีมวลดินมีคุณสมบัติเป็นชนิดเดียวกัน แต่ค่า  $k_s$  อาจแตกต่างกัน เนื่องจากค่า  $k_s$  ไม่ใช่ค่าพารามิเตอร์ของดิน ไม่ได้ขึ้นกับคุณสมบัติของดินเพียงอย่างเดียว แต่ขึ้นอยู่กับตัวแปรต่างๆ ที่เป็นปัจจัยแวดล้อม Jamiolkowski และ Garassino(1977) รวบรวมข้อมูลปัจจัยแวดล้อม ที่มีผลกระทบท่อค่า Modulus of Subgrade Reaction ดังนี้

ก) คุณสมบัติของมวลดินที่อยู่โดยรอบ เช่น ค่ากำลังรับแรงเฉือน, deformability, ประวัติของหน่วยแรงในมวลดิน, ค่าหน่วยแรงประสิทธิผล

ข) วิธีการก่อสร้างที่แตกต่างกัน มีผลต่อการเปลี่ยนแปลงคุณสมบัติของดินที่อยู่โดยรอบ เช่นวิธีการสร้างโดยวิธีการเจาะแบบแห้ง (Dry- Process) และวิธีการเจาะแบบเปียก (Wet-Process)

ค) ประวัติและลักษณะของแรงกระทำที่แตกต่างกัน เช่น ช่วงเวลาที่ดินรับแรงกระทำที่ยาวและสั้นแตกต่างกัน, ลักษณะการใส่แรงกระทำแบบสถิตหรือแบบ Cyclic

ง) ลักษณะทางโครงสร้างและรูปทรงของโครงสร้างที่ใช้รับแรง เช่น ขนาดความกว้างยาวของ loaded area, รูปร่างของหน้าตัด, flexural rigidity ( $E_p, I_p, J_p$ )

จ) Boundary Condition โดยรวมของโครงสร้าง เช่น การค้ำยัน, การฝังตัวของปลายกำแพงในชั้นดินแข็ง