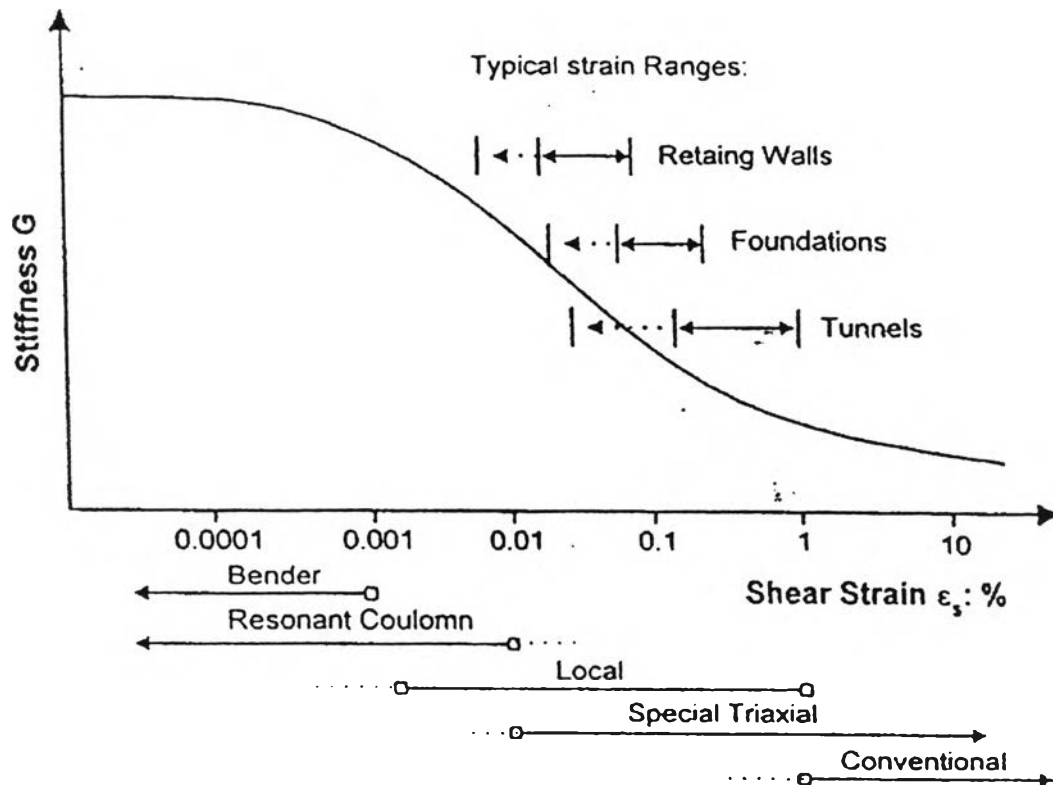


## บทที่ 5

### การวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของดินจากการก่อสร้างอุโมงค์

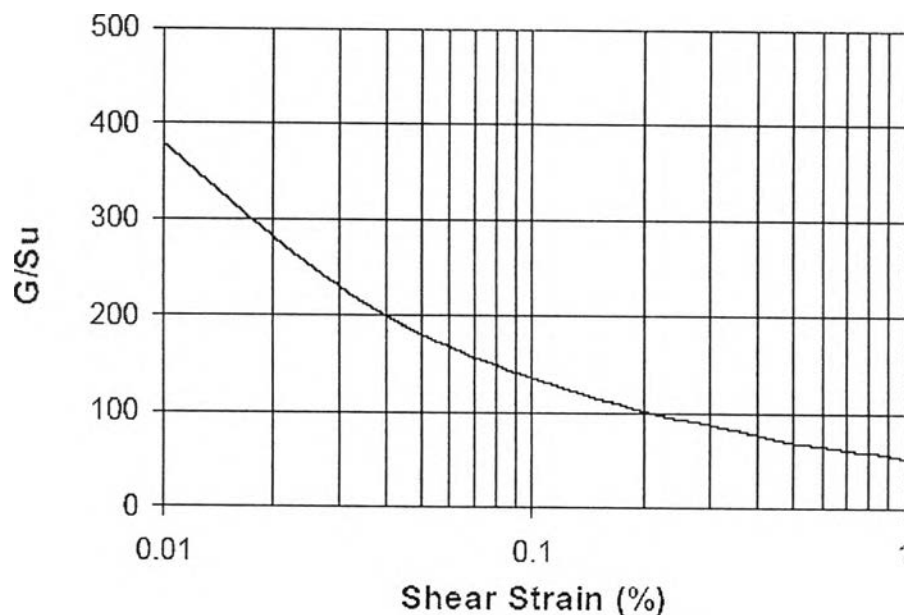
#### 5.1 ความสัมพันธ์ระหว่าง Soil Stiffness กับระดับการเสียรูป

การศึกษาพฤติกรรมการเสียรูปของดินเนื่องจากการก่อสร้างอุโมงค์ สามารถทำได้โดยการวิเคราะห์กลับ(Back Analysis) ตัวปัญหาที่เราสนใจ เปรียบเทียบกับข้อมูลที่ได้จากการตรวจวัดจากสนาม(Field Instrumentation) เพื่อหาความสัมพันธ์ระหว่างค่าความสามารถในการเปลี่ยนแปลงรูปร่างของดินซึ่งโดยปกติจะใช้ในรูปของ Young's Modulus กับกำลังรับแรงเฉือนของดินในสภาพไม่ระบายน้ำ ซึ่งพบว่าความแข็งแรงของดิน(Soil Stiffness) จะไม่คงที่สำหรับโครงสร้างในดิน ทั้งนี้ขึ้นกับระดับการเคลื่อนตัวหรือเสียรูป(Strain Level) โดย Mair(1993) เปรียบเทียบสตีเฟเนสของดินกับระดับการเสียรูปสำหรับแต่ละชนิดของงานก่อสร้างใต้ดินต่างๆ ดังรูปที่ 5.1

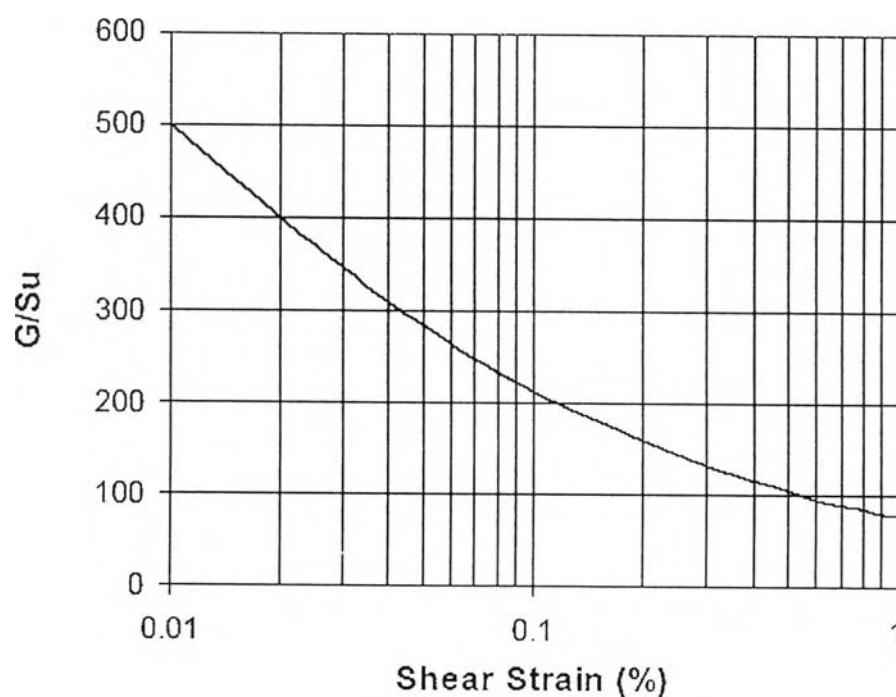


รูปที่ 5.1 แสดงค่า Stiffness ของดินกับระดับการเสียรูป, Mair(1993)

งานชุดเจาะอุโมงค์ มีระดับการเสียรูปอยู่ในช่วง 0.1–1% สำหรับโครงการรถไฟฟ้ามหานครจากผลการทดสอบ Self-Boring Pressuremeter Test ทดสอบโดย Cambridge In-Situ และสรุปผลโดย Teparaksa (1999a,b) เพื่อพิจารณาค่า  $G/S_u$  ของชั้นดินเหนียวอ่อนและดินเหนียวแข็งชั้นแรก ได้แสดงอยู่ในรูปที่ 5.2 และ 5.3 ตามลำดับ



รูปที่ 5.2 แสดงผลการทดสอบ Pressuremeter test ของดิน Bangkok Soft Clay, Teparaksa(1999)



รูปที่ 5.3 แสดงผลการทดสอบ Pressuremeter test ของดิน Bangkok Stiff Clay, Teparaksa(1999)

## 5.2 ปัจจัยที่มีผลต่อปริมาณการทรุดตัวของดิน

### 5.2.1 คุณสมบัติของดิน (Properties of Soil)

#### 5.2.1.1 กำลังรับแรงเฉือนของดิน (Shear Strength)

กำลังรับแรงเฉือนของดินในสภาพไม่ระบายน้ำ ( $S_u$ ) จะมีผลในการวิเคราะห์การทรุดตัวของดินเนื่องจากชุดเจาะอุโมงค์ โดยค่า  $S_u$  ต่ำ ค่าทรุดตัวของดินจะเกิดขึ้นสูง ดังนั้นการเลือกใช้ค่า  $S_u$  จากการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของตัวอย่างดิน จึงเป็นสิ่งสำคัญในการวิเคราะห์ปัญหาการทรุดตัวของดิน เพื่อให้ได้ผลการทรุดตัวของดินถูกต้อง

Bishop และ Skempton (1954) ได้ให้คำจำกัดความของกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ ( $S_u$ ) โดยได้พิจารณาผลจากการทดสอบ Undrained Test ว่าดินมีกำลังรับแรงเฉือนสูงสุด (Maximum Shear Strength) เท่ากับ

$$S_u = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3) f_{\max}}{2} \quad (5.1)$$

ในการวิเคราะห์ค่าทรุดตัว กำลังรับแรงเฉือนของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ จะใช้กำลังรับแรงเฉือนของดินจากการทดสอบ Field Vane Shear Test และกำลังรับแรงเฉือนของดินเหนียวแข็งชั้นแรกจะพิจารณาจากการทดสอบการทะลุทะลวงมาตรฐาน (Standard Penetration Test) ดังนี้

#### 1) Field Vane Shear Test

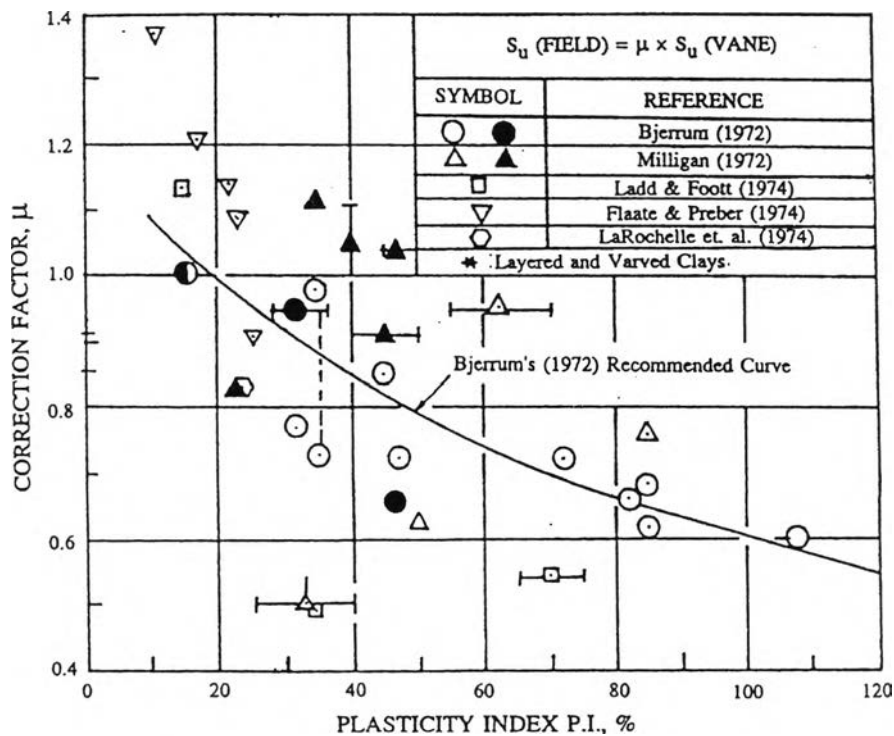
ในชั้นดินเหนียวอ่อนถึงปานกลาง (Soft to medium clay) ค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินจากการทดสอบแบบเวนในสนาม ( $S_{u_{FV}}$ ) หลังจากปรับแก้แล้ว จะให้ค่า  $S_u$  ที่เหมาะสม เนื่องจากดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ มีค่าความไว (Sensitivity) สูงมาก การทดสอบ FV จะมีผลกระทบต่อกรอบของโครงสร้างดินน้อยกว่าการทดสอบในห้องปฏิบัติการ โดยกำลังรับแรงเฉือนของดินที่ได้จะต้องถูกตรวจสอบว่าให้ค่าที่เหมาะสมหรือไม่

Bjerrum (1972) ได้เสนอความสัมพันธ์ของค่าปรับแก้กำลังรับแรงเฉือน เป็นฟังก์ชันกับค่า Plasticity Index (PI) ของดินดังนี้

$$S_{u_{\text{Field}}} = \mu S_{u_{FV}} \quad (5.2)$$

- เมื่อ  $S_{u_{Field}}$  = ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำในสนาม  
 $S_{u_{FV}}$  = ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำที่วัดได้จากการทดสอบแบบเวนในสนาม  
 $\mu$  = ค่าปรับแก้ของ Bjerrum (Bjerrum's correction factor) แสดงดังรูปที่ 5.4

ค่า  $\mu$  ของดินกรุงเทพฯ อยู่ระหว่าง 0.7-0.85 และกำลังรับแรงเฉือนของดินเหนียวอ่อนจากการทดสอบ FV ให้ค่าที่ไม่เปลี่ยนแปลงมากนัก ดังนั้น ค่า  $S_{u_{Field}}$  ที่ปรับแก้แล้วจะใช้เป็นตัว Normalized โมดูลัสของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ หรือ  $E_u/S_u$  ดินเหนียวอ่อน



รูปที่ 5.4 ค่าปรับแก้  $\mu$  ของ Bjerrum (1972) สำหรับ Geonor Vane

2) Standard Penetration Test

ในชั้นดินเหนียวแข็งถึงแข็งมาก (Stiff to very stiff clay) ได้มีการทดสอบหาค่าการทะลุทะลวงแบบมาตรฐาน (SPT-N value) ซึ่งจะสัมพันธ์กับค่ากำลังรับแรงเฉือน ( $S_{u_{SPT}}$ ) ซึ่งเสนอโดยวีระนันท์ (2526) มีรายละเอียดดังนี้

สำหรับดินเหนียวที่มีพลาสติกสูง (CH)

$$S_u = 0.685N \text{ ตัน/ม}^2 \tag{5.3}$$

สำหรับดินเหนียวที่มีพลาสติกต่ำถึงปานกลาง (CL)

$$S_u = 0.520N \text{ ตัน/ม}^2 \quad (5.4)$$

เมื่อ  $N$  = ค่าการทดสอบการทะลุทะลวงมาตรฐาน (ครึ่ง/ฟุต)

ค่า  $N$  จากการทดสอบ ไม่ต้องปรับแก้เนื่องจาก In-Situ Effective Vertical Stress และชนิดของดินแบ่งประเภทโดยอาศัยหลักการของ Unified Soil Classification System ซึ่งค่า  $S_u$  จะนำไปหาความสัมพันธ์แบบ Empirical ระหว่าง  $E_u/S_u$  ของชั้นดินเหนียวแข็งชั้นแรก เพื่อใช้วิเคราะห์การทรุดตัวของชั้นดินเนื่องจากชุดเจาะอุโมงค์ต่อไป

### 5.2.1.2 โมดูลัสของดิน (Soil Modulus)

ค่าโมดูลัสของดินจะมีความสำคัญต่อการพิจารณาการทรุดตัวโดยตรง เนื่องจากมีชั้นดินแตกต่างกันเหนือระดับอุโมงค์ ทำให้โมดูลัสของดินไม่เท่ากันเนื่องจากการเปลี่ยนแปลงของหน่วยแรงในดินที่แต่ละระดับความลึกและความดันน้ำใต้ดิน จึงส่งผลต่อการทรุดตัวของแต่ละชั้นดิน นอกจากนี้การเลือกใช้ค่าโมดูลัสของแต่ละชั้นดิน จะต้องพิจารณาระดับการเสียรูป (Strain Level) ของแต่ละลักษณะโครงสร้าง และการทดสอบ Pressuremeter Test เพื่อหาค่า Young's Modulus ของชั้นดินเหนียวกรุงเทพฯ

ชินวุฒิ(2543) ได้ทำการวิเคราะห์หาค่ากลับ(Back analysis) ผลการตรวจวัดค่าการทรุดตัว เพื่อเป็นแนวทางในการเลือกค่า  $E_u$  ในการวิเคราะห์การทรุดตัวของชั้นดินกรุงเทพฯ ซึ่งจะพิจารณาค่าโมดูลัสของดินในเทอมของกำลังรับแรงเฉือนของดินแบบ Empirical ดังนี้

$$E_u = M.S_u \quad (5.5)$$

เมื่อ  $E_u$  = โมดูลัสของดินแบบสภาพไม่ระบายน้ำ ในช่วง Elastic ก่อนจะถึง Plastic Yielding

$S_u$  = กำลังรับแรงเฉือนของดินแบบสภาพไม่ระบายน้ำ

$M$  = ค่า Modulus Multiplier

ค่า  $M$  จะขึ้นกับชนิดของงานก่อสร้าง คุณสมบัติของดิน และข้อมูลจากลักษณะของงานก่อสร้างที่ผ่านมาในอดีต ตลอดจนประสบการณ์ ชินวุฒิ(2543) ได้ทำการศึกษาคาดคะเนการทรุดตัวเนื่องจากการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินในชั้นดินกรุงเทพฯ พบว่าค่า  $E_u/S_u$  ที่เหมาะสมสำหรับ

วิเคราะห์การทรุดของการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินกรุงเทพฯมีค่าเท่ากับ 240 และ 480 สำหรับดินเหนียวอ่อนถึงปานกลาง(Soft to medium clay)และดินเหนียวแข็งตามลำดับ และ วิรัช(2544) ศึกษาการทรุดตัวเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์โครงการก่อสร้างอุโมงค์ผันน้ำคลองเปรมประชากร โดยได้ใช้ค่า  $E_u/S_u = 240$  และ 480 สำหรับการวิเคราะห์การทรุดตัวในดินเหนียวอ่อนถึงปานกลางและดินเหนียวแข็งตามลำดับ พบว่าค่าการทรุดตัวที่วิเคราะห์ได้ที่ผิวดินและที่ความลึกระดับต่างๆได้ผิวดิน ให้ผลการวิเคราะห์ที่ใกล้เคียงกับค่าการทรุดตัวที่ตรวจวัดได้ในสนาม ดังนั้นการวิจัยนี้จึงได้ใช้ค่า  $E_u/S_u = 240$  สำหรับชั้นดินเหนียวอ่อนถึงปานกลาง และ  $E_u/S_u = 480$  สำหรับชั้นดินเหนียวแข็ง

ค่าสตีฟเนสของดินนอกจากจะแสดงอยู่ในรูปของ Young's Modulus แล้ว ยังสามารถนำเสนอในรูปแบบของ Bulk Modulus และ Shear Modulus อีกด้วย ทั้งนี้จากทฤษฎีของ Elasticity สามารถหาความสัมพันธ์ระหว่างค่า  $E_u$  กับ  $E'$  และ  $E'$  กับ  $K'$  และ  $G'$  ได้ดังนี้

$$E' = \frac{2E_u(1+\nu)}{3} \quad (5.6)$$

$$K' = \frac{E'}{3(1-2\nu)} \quad (5.7)$$

$$G' = \frac{E'}{(1+\nu)} \quad (5.8)$$

- เมื่อ
- $G'$  = Effective Shear Modulus
  - $K'$  = Effective Bulk Modulus
  - $E_u$  = Undrained Young's Modulus
  - $E'$  = Effective Young's Modulus
  - $\nu$  = อัตราส่วนปริมาตรของดินเหนียวในสภาพระบายน้ำ

เนื่องจากโปรแกรม FLAC3D ต้องการค่าตัวแปรแบบประสิทธิผล ดังนั้นจึงทำการเปลี่ยนค่ายังค์โมดูลัสแบบไม่ระบายน้ำมาเป็นแบบประสิทธิผลด้วยสมการที่ (5.6) จากนั้นจึงทำการแปลงเป็น Effective Bulk modulus และ Effective Shear Modulus ต่อไป อนึ่งค่าอัตราส่วนปริมาตรของดินเหนียวในสภาพระบายน้ำ ในที่นี้จะใช้เท่ากับ 0.33 ทั้งนี้การใช้อัตราส่วนปริมาตรของดินเหนียวน้อยกว่า 0.35 จะทำให้ค่า Effective Bulk Modulus ของน้ำ( $K_{water}$ ) มากกว่าค่า Effective Bulk Modulus ของเม็ดดิน ( $K_{soil\ skeleton}$ ) เสมอ ทั้งนี้เพื่อให้มั่นใจได้ว่าค่าพารามิเตอร์  $C'$  และ  $\phi'$  แสดงพฤติกรรมแบบประสิทธิผล

### 5.2.1.3 โมดูลัสของ Grouting Material

ค่าในส่วนนี้เป็นส่วนที่สำคัญ เนื่องจากในการจำลองการขุดเจาะนี้ จะไม่สามารถจำลองการสูญเสียมวลดินเนื่องจากส่วนต่างของปริมาตรดินที่ขุดจริงกับที่มีการอัดฉีดน้ำปูนเข้าไปทดแทนหรือ Tail void ได้ ดังนั้นการจำลองในส่วนของการเกิดการเคลื่อนตัวของมวลดินหลังหัวเจาะ (Tail void closure) ทำได้โดยการทอนกำลังวัสดุที่ใช้ในการอัดฉีดน้ำปูนด้วยค่าคงที่ที่เหมาะสม ซึ่งภายใต้สมมติฐานนี้ ค่าคงที่ดังกล่าวจะครอบคลุมถึงผลทั้งจากการอัดฉีดน้ำปูน และการเกิดการรั่วตัวของมวลดินหลังหัวเจาะ (Tail void closure)

ตารางที่ 5.2 พารามิเตอร์สำหรับผลจากการอัดฉีดน้ำปูนและการเคลื่อนตัวของมวลดินหลังหัวเจาะ

	$q_{u28}$	$R = E/q_{u28}$	Egrouting (kPa)	$v'$
SB	1338	0.75	1000	0.3
NB	1338	0.10 – 0.75	133.8 - 1000	0.3

สาเหตุที่มีการปรับลดกำลังวัสดุ (Grouting material) สำหรับการขุดเจาะอุโมงค์ตัวบนสูงกว่าอุโมงค์ตัวล่าง เนื่องจากว่าอุโมงค์ตัวบนมีการสูญเสียมวลดินจากการขุดเจาะมากกว่า อีกทั้งมีการเคลื่อนตัวสูงซึ่งเป็นผลให้สติฟเนสของดินลดลง

### 5.2.2 สติฟเนสของตาดอุโมงค์ (Stiffness of Lining, EI)

#### - การวิเคราะห์แบบ 3 มิติ

เนื่องจากการสร้างแบบจำลองมีการระบุถึงรูปร่าง และความหนาของชิ้นส่วนเรียบร้อยแล้ว ดังนั้นจึงพิจารณาใช้เพียงโมดูลัสความยืดหยุ่น (modulus of elasticity) เท่านั้น และไม่จำเป็นต้องหาออกมาเป็นสติฟเนสต่อหน่วยความยาวแบบการวิเคราะห์ 2 มิติ แต่อย่างไร

#### - การวิเคราะห์แบบ 2 มิติ

การเปลี่ยนแปลงความเค้นในดินเนื่องจากดินที่ถูกขุดเจาะออกไป จะส่งผลต่อโครงสร้างอุโมงค์ โดย Segment ที่ประกอบเป็นผนังอุโมงค์จะต้องสามารถรับแรงที่เกิดขึ้นจากน้ำหนักดินที่กดทับเหนืออุโมงค์กับความดันน้ำใต้ดิน ดังนั้น สติฟเนสของ Segment จะมีผลต่อการทรุดตัวของดินเหนืออุโมงค์ และการแอ่นตัวของ Crown Tunnel ในส่วนโครงสร้าง โดยโครงสร้างของอุโมงค์หรือ Segment เป็น

Linear Elastic material โดยจะพิจารณาเป็น Shell Element และค่า EI ของผนังอุโมงค์จะถูก  
พิจารณาในลักษณะ Plane Strain

สำหรับรายละเอียดของค่า EI ของผนังอุโมงค์ แสดงสมการดังนี้

$$I = \frac{1}{12}bh^3 \quad (5.9)$$

เมื่อ  $I$  = Moment of Inertia  
 $b$  = ความกว้างของ Segment  
 $h$  = ความหนาของ Segment

สำหรับ Concrete Segment ได้ใช้กำลังรับแรงอัดของตัวอย่างรูปทรงกระบอกคอนกรีตขนาด  
มาตรฐานถูกทดสอบที่อายุ 28 วัน เท่ากับ 430 ksc ดังนั้น ค่าโมดูลัสของคอนกรีตสามารถพิจารณาได้  
จากสมการดังนี้

$$E_c = 15210(f'c)^{0.5} \quad (5.10)$$

เมื่อ  $E_c$  = Modulus of Concrete (ksc)  
 $f'c$  = กำลังรับแรงอัดขีดจำกัดของคอนกรีต (ksc)

ดังนั้นจะพิจารณาค่า  $E_c$  เท่ากับ  $3.1 \times 10^7$  kN/m<sup>2</sup> ( $3.1 \times 10^{10}$  Pa) เพื่อใช้ในการวิเคราะห์



### 5.2.3 การคำนวณแรงสัมประสิทธิ์แรงดันด้านข้างแบบสถิตย

สัมประสิทธิ์แรงดันด้านข้างแบบสถิตย( $K_0$ )จะขึ้นอยู่กับค่าความเป็นพลาสติกของดิน( $PI$ ) และประวัติหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้ง ซึ่งจะแสดงในรูปของสัดส่วนการอัดแน่นเกินตัว ( $OCR$ )

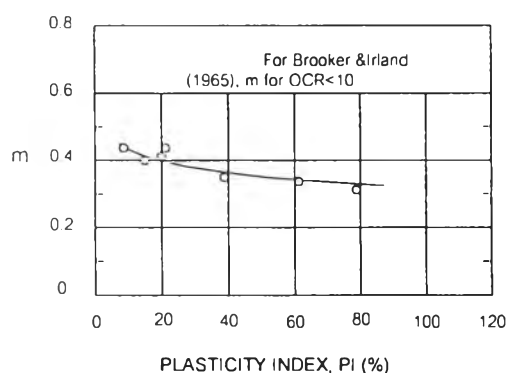
โดยปกติค่า  $K_0$  จะหาจากสูตร Empirical ซึ่ง Alpan (1967) ได้เสนอความสัมพันธ์ของสัมประสิทธิ์แรงดันด้านข้างแบบสถิตยของดินอัดแน่นปกติ  $K_0(NC)$  กับ  $PI$  ที่คิดเป็นเปอร์เซ็นต์ดังนี้

$$K_{0(NC)} = 0.190 + 0.233 \log PI \quad (5.11)$$

Schmidt (1966) ได้เสนอความสัมพันธ์ระหว่างสัมประสิทธิ์แรงดันด้านข้างแบบสถิตยของดินอัดแน่นเกินตัว( $K_0(OC)$ )เป็นฟังก์ชันกับ  $OCR$  ได้ดังนี้

$$K_{0(OC)} = K_{0(NC)} \cdot (OCR)^m \quad (5.12)$$

ค่า  $m$  เป็นค่าคงที่ขึ้นกับค่า  $PI$  ของดิน สำหรับดินกรุงเทพฯ ใช้ค่า  $m = 0.39$



รูปที่ 5.5 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าคงที่  $m$  กับ  $PI$  ของดินเหนียว (Ladd et al.1977)

ในการวิเคราะห์แบบ Short term หรือ Total Stress Analysis ค่า  $K_0$  ที่ใช้จะเป็นค่า  $K_0(\text{Total})$  คือ อัตราส่วนหน่วยแรงรวมด้านข้างต่อหน่วยแรงรวมในแนวตั้ง ซึ่งไม่จำเป็นต้องทราบค่าแรงดันน้ำ Pender (1980) ได้เสนอการหาค่า  $K_0(\text{Total})$  ดังนี้

$$\begin{aligned} \sigma'_h &= K_0 \cdot \sigma'_v \\ K_{0\text{Total}} &= K_0 - \frac{P_w}{\rho} (K_0 - 1) \end{aligned} \quad (5.13)$$

เมื่อ  $\sigma'_h$  หน่วยแรงประสิทธิผลด้านข้าง  
 $\sigma'_v$  หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้ง

$K_o$  สัมประสิทธิ์แรงดันด้านข้างแบบสถิตแบบประสิทธิผล

$\rho, \rho_w$  หน่วยน้ำหนักของดินและน้ำ ตามลำดับ

สำหรับดินเม็ดหยาบการวิเคราะห์แบบ Total Stress Analysis ค่า  $K_o$  ขึ้นกับสภาวะอัดแน่นของดิน ซึ่ง Jacky (1944) ได้ประเมินค่า  $K_o$  ของดินทรายแน่นปานกลางถึงแน่น (Medium dense to dense sand) และ OCR เท่ากับ 1 ซึ่งการวิเคราะห์ใน Short term ก็จะใช้ Effective Stress เนื่องจากสามารถระบายน้ำได้ โดยหาค่า  $K_o$  ได้ดังนี้

$$K_o = 1 - \sin \phi' \quad (5.14)$$

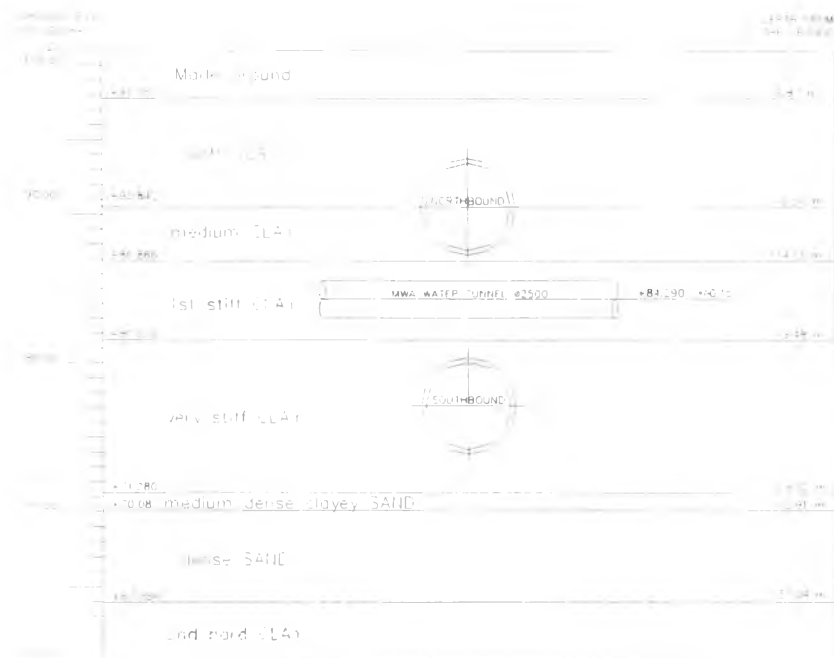
โดยที่  $\phi'$  เป็นค่ามุมต้านทานแรงเฉือนประสิทธิผล (Friction Angle) ของดินทราย

### 5.3 การวิเคราะห์กรณีศึกษาจุดตัดสามย่าน

เพื่อศึกษาและคาดคะเนการทรุดตัวของดิน ณ จุดตัดอุโมงค์รถไฟฟ้าและท่อประปาบริเวณสามย่าน โดยทำการจำลองด้วยแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ด้วยระเบียบวิธี Finite Difference โดยทำการจำลองเสมือนการขุดเจาะแบบ 3 มิติ บนแบบจำลองที่ประกอบขึ้น โดยสนใจจุดสำคัญบนแบบจำลองที่สอดคล้องกับที่มีการติดตั้งเครื่องมือในสนามและผลตามแนวยาว(Longitudinal Effect) จากการขุดเจาะ

#### 5.3.1 ลักษณะชั้นดินและข้อมูลทั่วไป

แนวขุดเจาะอุโมงค์ออกจากผนังสถานีสามย่านไปตามถนนพระรามสี่มุ่งไปทางหัวลำโพง ณ บริเวณจุดตัด ระดับของอุโมงค์เส้นบนจะอยู่ที่ประมาณ 10.50 เมตร และเส้นล่าง 23.89 เมตร โดยระดับของอุโมงค์ประปาจะอยู่ที่ประมาณ 16.81 เมตรจากผิวดิน ซึ่งระดับของอุโมงค์ประปาได้มาจากการทำ magnetic processing ซึ่งได้กล่าวถึงแล้วในบทที่ 2 สภาพดินประกอบไปด้วยชั้นดินดังนี้



รูปที่ 5.6 แสดงชั้นดินบริเวณหน้าตัดที่มีการพาดผ่านของแนวอุโมงค์

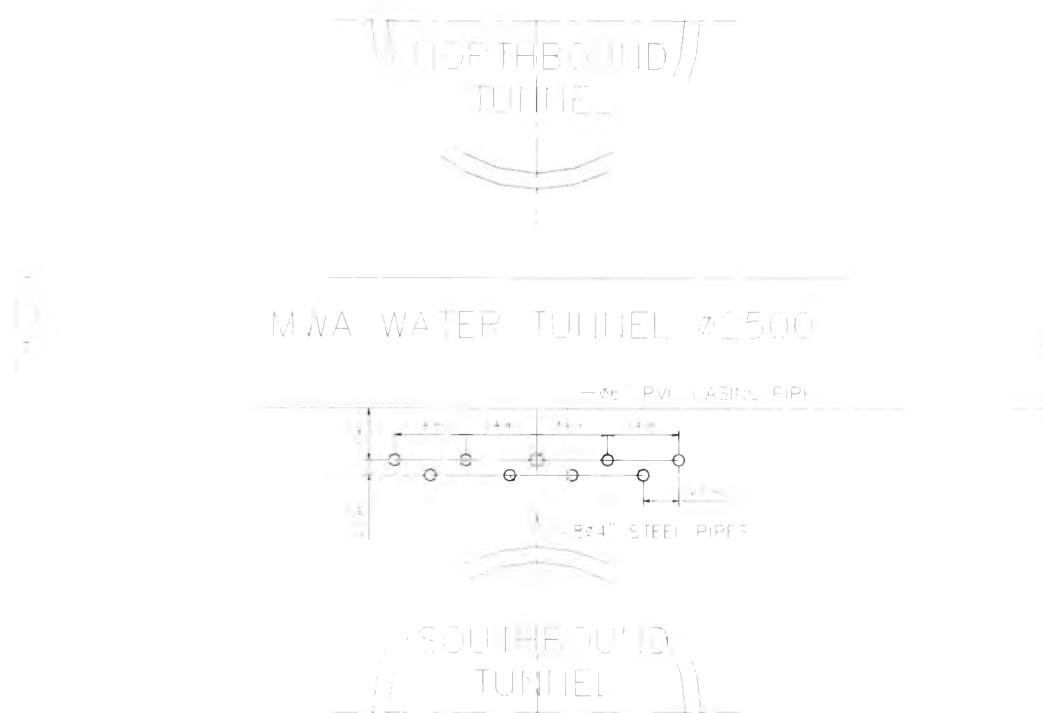
1. ชั้นผิวดิน มีความลึกตั้งแต่ผิวดินลงไปจนถึงระดับ -3.24 เมตร
2. ชั้นดินเหนียวอ่อน 1 อยู่ที่ระดับความลึก -3.24 เมตร ถึง -6.87 เมตร
3. ชั้นดินเหนียวอ่อน 2 อยู่ที่ระดับความลึก -6.87 เมตร ถึง -10.5 เมตร
4. ชั้นดินเหนียวแข็งปานกลาง อยู่ที่ระดับความลึก -10.5 เมตร ถึง -14.13 เมตร

5. ชั้นดินเหนียวแข็ง อยู่ที่ระดับความลึก เมตร ถึง -19.48 เมตร
6. ชั้นดินเหนียวแข็งมาก อยู่ที่ระดับความลึก เมตร ถึง -29.72 เมตร
7. ชั้นทรายปนดินเหนียว อยู่ที่ระดับความลึก เมตร ถึง -30.91 เมตร
8. ชั้นทรายแน่น พบที่ระดับความลึกตั้งแต่ -37.04 เมตรเป็นต้นไป

### 5.3.2 พารามิเตอร์ต่างๆที่ใช้ในการวิเคราะห์

ตารางที่ 5.3 พารามิเตอร์ของชั้นดินที่ใช้ในการวิเคราะห์

Soil Type	$\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	N (blow/ft)	C' (kN/m <sup>2</sup> )	$\phi'$ (degree)	V'	E' (kN/m <sup>2</sup> )	K' (kN/m <sup>2</sup> )	G' (kN/m <sup>2</sup> )
Made Ground	18.0	-	40	25	0.33	5400	5300	2000
Soft Clay 1	16.5	-	20	24	0.33	2700	2600	1000
Soft Clay 2	16.5	-	30	24	0.33	4100	4000	1500
Medium Clay	17.5	-	55	25	0.33	7400	7250	2800
Stiff Clay	19.5	-	80	27	0.33	21500	21100	8100
Very Stiff Clay	19.5	-	120	27	0.33	32300	31700	12000
Clayey Sand	20.0	2000	0	36	0.33	29150	28600	11000
Dense Sand	19.5	2000	0	36	0.33	56050	55000	21100



รูปที่ 5.7 แสดงลักษณะการวางตัวของ Spilling Pipe ของหน้าตัด ณ จุดพาดผ่านของแนวอุโมงค์

ตารางที่ 5.4 พารามิเตอร์ของหัวเจาะและดาตอูโมงค์ที่ใช้ในการวิเคราะห์

TMB – Earth Pressure Balanced Shield	
Young's Modulus, E	$2 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$
Thickness	0.15 m.
Poisson's Ratio, $\nu$	0.20
Face Pressure(SB)	2.81 Bar
Face Pressure(NB)	1.50 Bar
MRTA – Concrete Segment	
Young's Modulus, E	$3.1 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$
Thickness	0.30 m.
Poisson's Ratio, $\nu$	0.20
MWA – Concrete Segment	
Young's Modulus, E	$2.5 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$
Thickness	0.35 m.
Poisson's Ratio, $\nu$	0.20

ตารางที่ 5.5 พารามิเตอร์ของ Spiling Pipe ที่ใช้ในการวิเคราะห์

Spiling Pipe	(for 1 spile)
Young's Modulus	$5.61 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$
Poisson's Ratio, $\nu$	0.20
Polar Moment of Inertia, J	$1.68 \times 10^5 \text{ m}^4$
Moment of Inertia, I	$8.38 \times 10^6 \text{ m}^4$

ตารางที่ 5.5 แสดงคุณสมบัติของ Spiling Pipe ซึ่งเป็นท่อเหล็กกลวงขนาด  $\Phi 4''$  จำนวน 8 เส้นอัดฉีดเต็มด้วยน้ำปูน Spiling Pipe ถูกติดตั้งเพื่อเสริมกำลังของจุดตัดระหว่างอุโมงค์รถไฟฟ้่า กับท่ออุโมงค์ส่งน้ำของการประปานครหลวง ซึ่งในการวิจัยนี้ถูกจำลองให้มีพฤติกรรมแบบคานและไม่เกิดการวิบัติ หน้าตัดของการวางตัวแสดงดังรูปที่ 5.7

## 5.4 ผลการวิเคราะห์

### 5.4.1 การวิเคราะห์แบบ Empirical

เพื่อให้เห็นภาพของงานขุดเจาะสำหรับอุโมงค์แต่ละตัว จึงทำการวิเคราะห์ผลการทรุดตัว เนื่องจากการก่อสร้างอุโมงค์สายล่าง(SB)และสายบน(NB)แยกจากกัน โดยมีสมมติฐานว่าผลการทรุดตัวรวมมีค่าเท่ากับผลรวมของการทรุดตัวเนื่องจากการก่อสร้างอุโมงค์สายบนและสายล่าง โดยให้ผลการทรุดตัวสามารถรวมกันได้(Superposition)โดยไม่คิดผลเนื่องจากสาเหตุอื่น

จากการวิเคราะห์พบว่า ค่า  $i$  ของหน้าตัดการทรุดตัว (คิดจาก Gaussian's curve) มีค่าประมาณ 8 และ 6 เมตร สำหรับอุโมงค์ตัวล่าง(SB)และตัวบน(NB)ตามลำดับ โดยมีค่า  $K$  ของการก่อสร้างอุโมงค์ตัวล่างและบน 0.35 และ 0.57 ซึ่งต่ำกว่าที่วิเคราะห์ได้จากวิธีของ Mair ซึ่งจะให้ค่า  $K$  ออกมาเท่ากับ 0.55 และ 0.66 ตามลำดับ

เนื่องจากการไม่มีการติดตั้งเครื่องมือตรวจวัดการทรุดตัวที่ผิวดิน ในหน้าตัดที่จะสามารถนำมาวิเคราะห์การทรุดตัวที่ผิวดินและการสูญเสียมวลดิน(Ground loss)ได้ ทั้งนี้จึงอาศัยหน้าตัดของการทรุดตัวของเครื่องมือ Shallow Subsurface Settlement(SSS) ที่ระดับ 5 เมตรใต้ผิวดินมาวิเคราะห์แทน ทั้งนี้เพื่อให้เห็นภาพคร่าวๆและภาพเชิงเปรียบเทียบระหว่างการก่อสร้างอุโมงค์ทั้งสองสาย โดยเมื่อแยกคิดจากค่าการทรุดตัวสูงสุดที่เกิดขึ้นในแต่ละช่วง จะได้ว่าค่าการสูญเสียมวลดินของอุโมงค์เส้นล่างมีค่าประมาณ 0.35% และมีค่าโดยประมาณ 1.8% สำหรับการขุดเจาะอุโมงค์เส้นบน(NB) ตามลำดับ

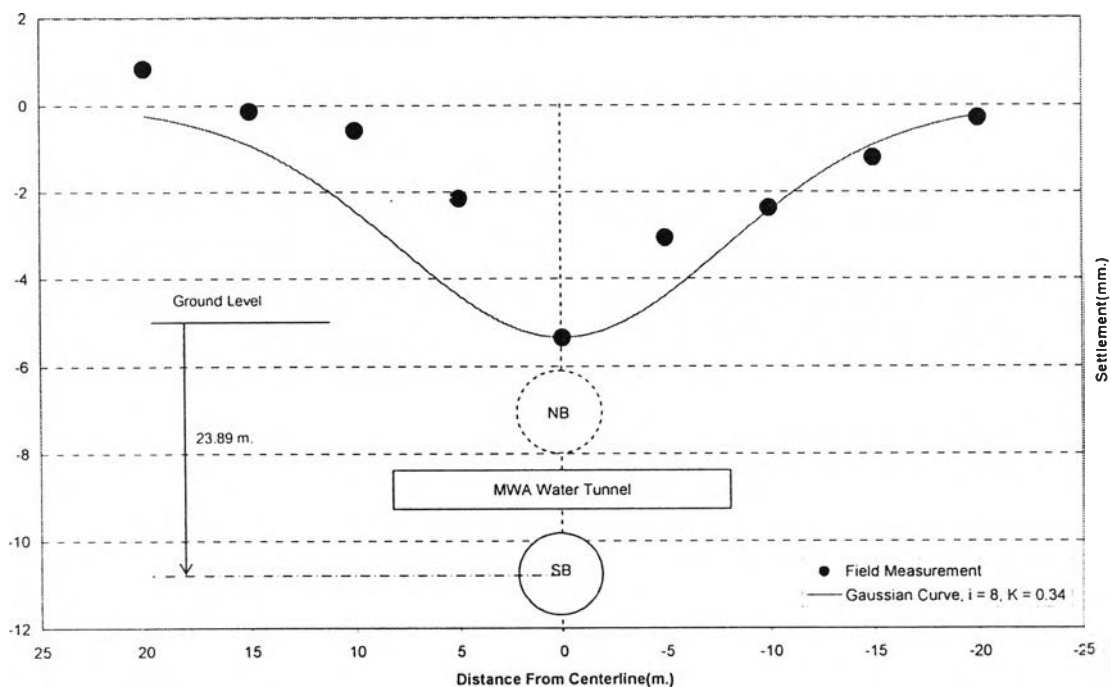
ตารางที่ 5.6 สรุปผลการวิเคราะห์เบื้องต้นด้วยวิธี Empirical(หน้าตัด SSS)

	ระดับอุโมงค์ (m.)	การทรุดตัว สูงสุด (mm.)	$i$ (Gaussian)	$K$	Groundloss %
SB	23.89	5.35	8	0.34	0.35
NB	10.50	37.26	6	0.57	1.80

จะเห็นว่าคุณภาพการก่อสร้างอุโมงค์เส้นล่าง(SB) อยู่ในระดับที่ดีมาก เกิดการสูญเสียมวลดินในระดับที่ต่ำมาก ในขณะที่อุโมงค์เส้นบน(NB) ที่ทำการขุดเจาะทีหลังมีคุณภาพการก่อสร้างอยู่ในระดับปกติของการก่อสร้างอุโมงค์ในดินเหนียวอ่อนกรุงเทพ( $GL = 1 - 3\%$ )

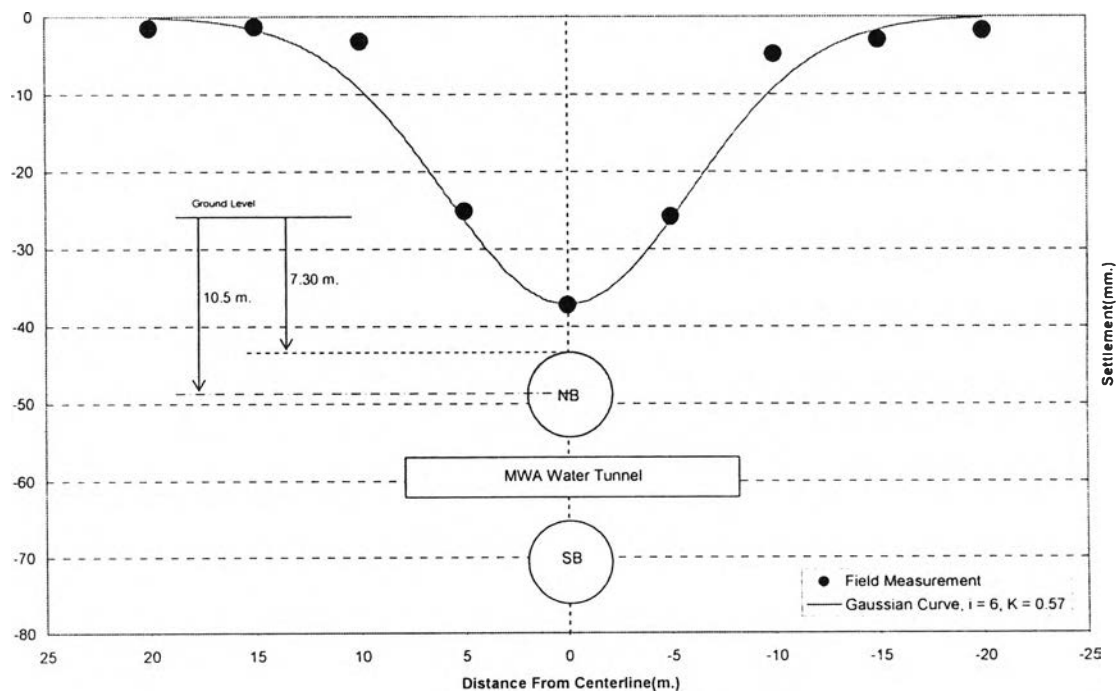
ค่า  $i$  ของอุโมงค์ตัวล่างที่มากกว่าเนื่องมาจากระดับของอุโมงค์ตัวล่างที่ขุดเจาะในระดับลึก ดังนั้นจึงมีอิทธิพลต่อการทรุดตัวกว้างกว่าการก่อสร้างอุโมงค์ตัวบนที่อยู่ค่อนข้างตื้น คือห่างจากผิวดินเพียงประมาณ 7.30 เมตรเท่านั้น

Shallow Subsurface Settlement Trough due to SB



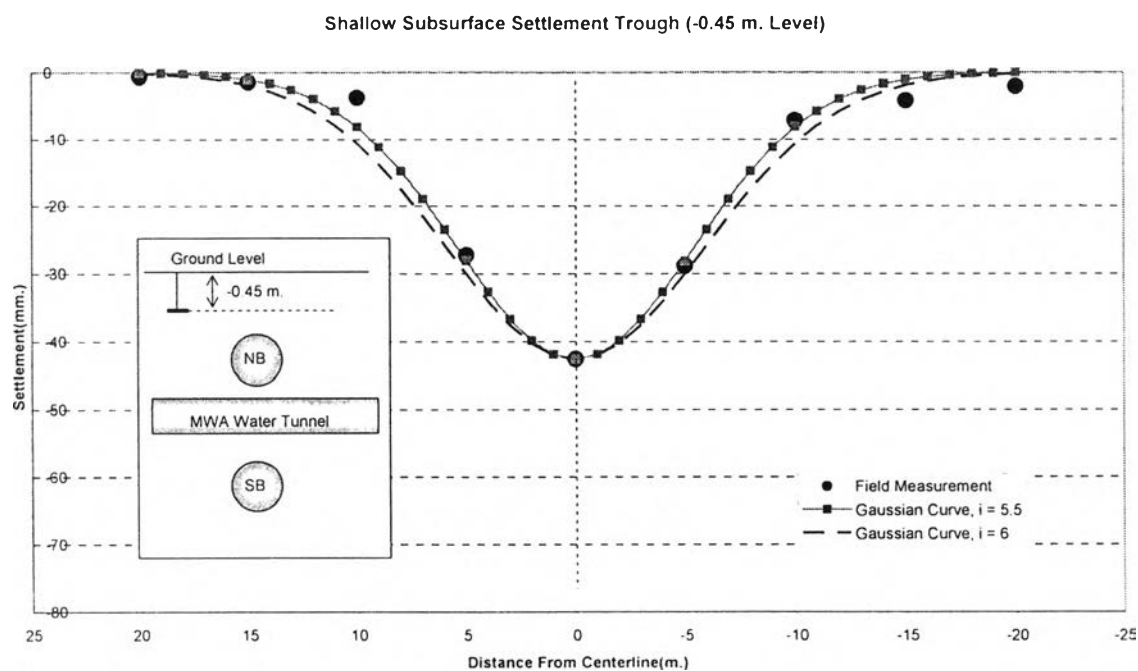
รูปที่ 5.8 หน้าตัดการทรุดตัวเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์เส้นล่าง(SB)

Shallow Subsurface Settlement Trough due to NB



รูปที่ 5.9 หน้าตัดการทรุดตัวเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์เส้นบน(NB)

(เท่ากับผลการทรุดตัวรวมลบด้วยผลการทรุดตัวของอุโมงค์ตัวล่าง)



รูปที่ 5.10 หน้าตัดการทรุดตัวหลังขุดเจาะอุโมงค์แล้วเสร็จทั้งสองเส้น

การประมาณค่า K สำหรับหน้าตัดการทรุดตัวที่ระดับลึกใดๆ (Subsurface Settlement Trough) ด้วยวิธีของ Mair จะให้ค่าที่มากเกินไปกว่าค่า K ที่วิเคราะห์ได้จากหน้าตัดที่ตรวจวัดได้จริง ซึ่งอาจเป็นได้หลายสาเหตุเช่น เป็นการขุดเจาะในดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ในขณะที่สมการของ Mair สร้างมาจากข้อมูลดินเหนียวอ่อน London, สองคือ กรณีที่ทำการก่อสร้างนี้เป็นกรณีที่พิเศษคือมีการตัดผ่านอุโมงค์ที่มีอยู่แล้วทำให้มีผลจากสติฟเนสของโครงสร้างที่มีอยู่แล้ว (Stiffness of Existing Structure) มาเกี่ยวข้องด้วย, สามคือ คุณภาพของงานก่อสร้างซึ่งดีกว่างานขุดเจาะปกติทั่วไปมากๆ เนื่องจากต้องพยายามควบคุมการเคลื่อนตัวให้มีขนาดที่ต่ำ เพื่อไม่ทำให้เกิดความเสียหายแก่อุโมงค์ประปาที่จำเป็นต้องลอดผ่าน ค่า K ของงานวิจัยนี้ใกล้เคียงกับ วิรัช(2544) ซึ่งได้แสดงไว้ในตารางที่ 5.7

จากค่าที่วิเคราะห์มาทั้งหมดนี้ ล้วนเป็นการยืนยันได้อย่างชัดเจนว่า ค่า i, K หรือ GL ก็ดี นอกจากจะขึ้นกับชนิดของดินและวิธีการก่อสร้างอุโมงค์แล้ว ยังขึ้นกับคุณภาพการขุดเจาะเป็นอย่างมาก

ตารางที่ 5.7 เปรียบเทียบค่า K ของกรณีศึกษากับงานวิจัยอื่น

	ระดับ (m.)	ค่า K				Soil Condition
		กรณีศึกษา	Mair	ชินวุฒิ(2543)	วิรัช(2544)	
SB	23.89	0.34	0.55	0.45-0.55	0.34-0.50	Stiff Clay
NB	10.50	0.57	0.66	-	-	Soft Clay



### 5.3.2 การวิเคราะห์ด้วยระเบียบวิธี Finite Difference

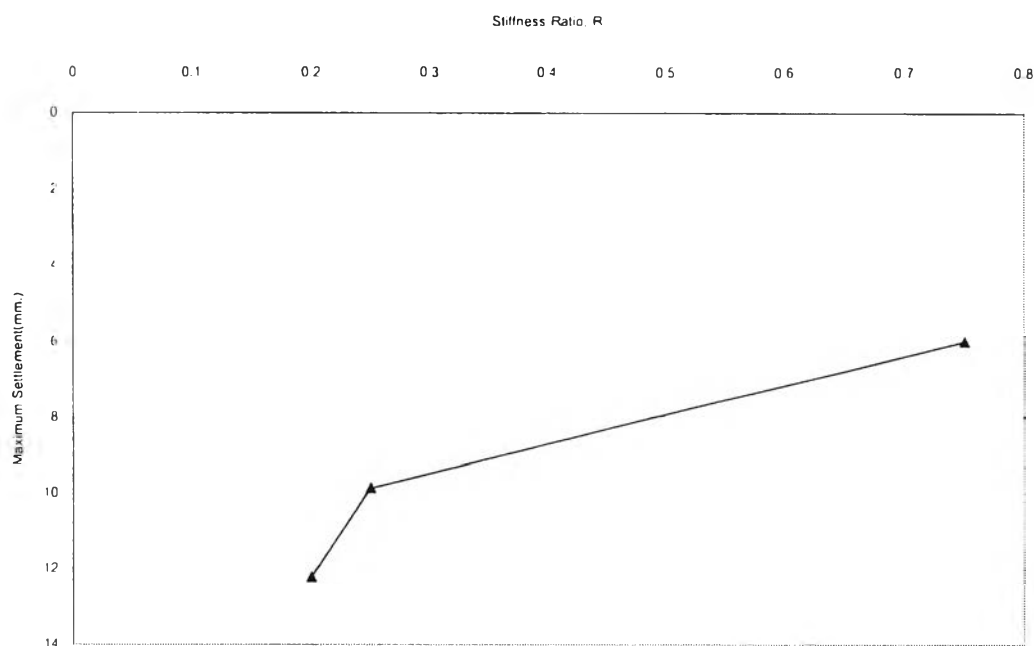
จากหลักการและข้อมูลทั้งหมด ได้นำมาทำการจำลองการขุดเจาะเพื่อศึกษาและเปรียบเทียบผลการขุดเจาะด้วยโปรแกรม FLAC3D ซึ่งเป็นโปรแกรมที่วิเคราะห์ปัญหาด้วยระเบียบวิธี Finite Difference แบบ 3 มิติ ได้ผลการศึกษาดังนี้

#### 5.3.2.1 การจำลองการขุดเจาะในส่วนของอุโมงค์ระดับล่าง(ขุดเจาะก่อน)

##### 1) ผลของค่า Stiffness Ratio

Stiffness Ratio เป็นค่าคงที่เพื่อจำลองการเกิดผลจากการทำการอัดฉีดน้ำปูนและการทรุดตัวรอบตาดอุโมงค์(Tail void Closure) โดยกำหนดให้  $R = E_{grout}/q_{28}$  นอกจากนี้ยังเป็นค่าคงที่ที่สะท้อนถึงปัจจัยอื่น ๆ ที่ไม่สามารถทำการจำลองได้อย่างชัดเจน เช่น คุณภาพของงานขุดเจาะ ความสามารถในการควบคุมหัวเจาะ การใช้เวลาในการติดตั้งตาดอุโมงค์ เป็นต้น

จากการศึกษาโดยใช้ R เพื่อจำลองการอัดฉีดน้ำปูน และการเกิดการบีบรัดตัวของมวลดินรอบตาดอุโมงค์ จะเห็นว่าเมื่อเราปรับลด R หรือลดกำลังวัสดุที่ใช้เป็น Grouting Material จะทำให้ได้ค่าการทรุดตัวสูงสุดมากขึ้นตามด้วย และค่า R ที่เหมาะสมสำหรับการขุดเจาะอุโมงค์ตัวล่าง (SB) อยู่ในช่วง 0.75 – 0.8 และได้เลือกใช้ R = 0.75 เพื่อจำลองการขุดเจาะในส่วนแรกก่อนที่จะทำการจำลองเสมือนการขุดเจาะอุโมงค์ตัวบน (NB) ต่อไป ความสัมพันธ์ของ Stiffness ratio กับค่าการทรุดตัวสูงสุด ณ จุดอ้างอิง



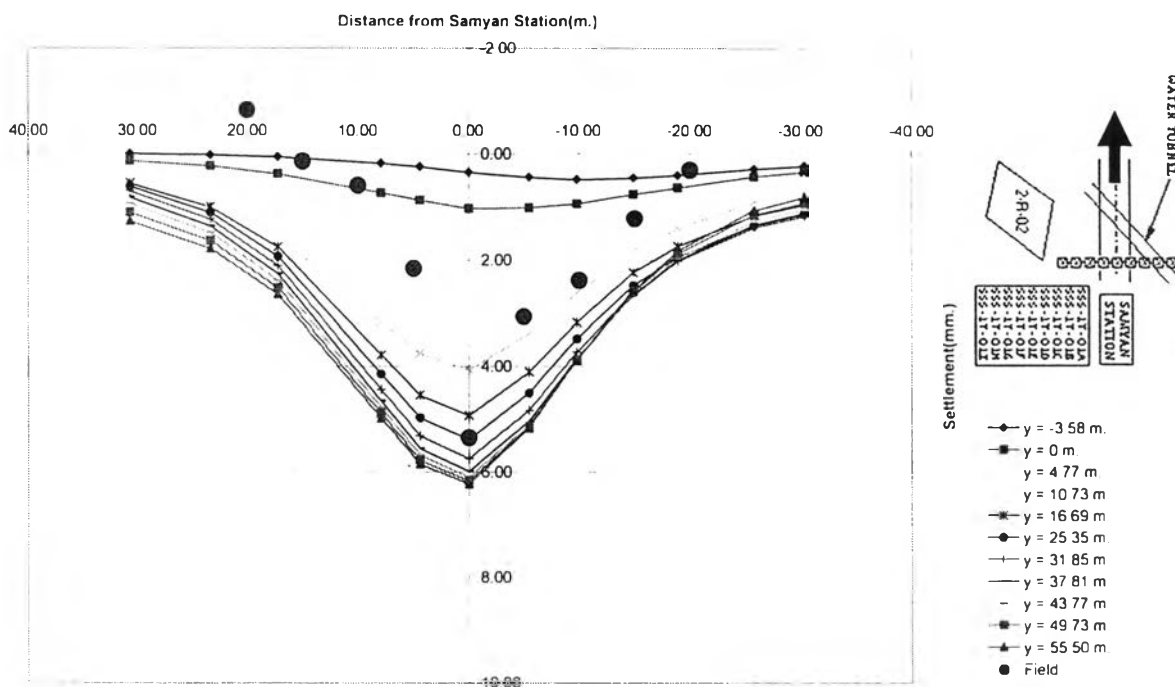
รูปที่ 5.11 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่า Stiffness Ratio, R ต่อค่าการทรุดตัวสูงสุดที่ได้(SB)

## 2) ค่าการทรุดตัวสูงสุด ณ ตำแหน่งที่มีการติดตั้งเครื่องมือ

### 2.1) หน้าตัดของ Shallow Subsurface Settlement Point(SSS)

หน้าตัดนี้อยู่ในแนวตั้งฉากกับทิศทางการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟใต้ดิน โดยอยู่ก่อนถึงจุดตัดเป็นระยะทางประมาณ 22 เมตร เครื่องมือติดตั้งอยู่ที่ระดับประมาณ -5 m. จากผิวดินภาพเปรียบเทียบค่าจากในสนามและค่าจากการวิเคราะห์ด้วย FDA แบบ 3 มิติ แสดงดังรูปที่ 5.8

พิจารณาหน้าตัดการทรุดตัวที่ได้จากค่าในสนามและการวิเคราะห์ พบว่าหน้าตัดการทรุดตัวที่ได้จากการตรวจวัดจริงมีลักษณะค่อนข้างแคบกว่าที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วย FDA โดยค่าการทรุดตัวสูงสุด ณ ตำแหน่งกึ่งกลางหน้าตัดการวิเคราะห์มีค่าใกล้เคียงกับค่าจากสนาม เมื่อหัวเจาะเคลื่อนตัวอยู่ห่างจากแนวหน้าตัดไปแล้วประมาณ 25.35 เมตร ค่าการทรุดตัวที่ระยะห่างต่างๆระหว่างหัวเจาะกับแนวตรวจวัดแสดงดังรูปที่ 5.12

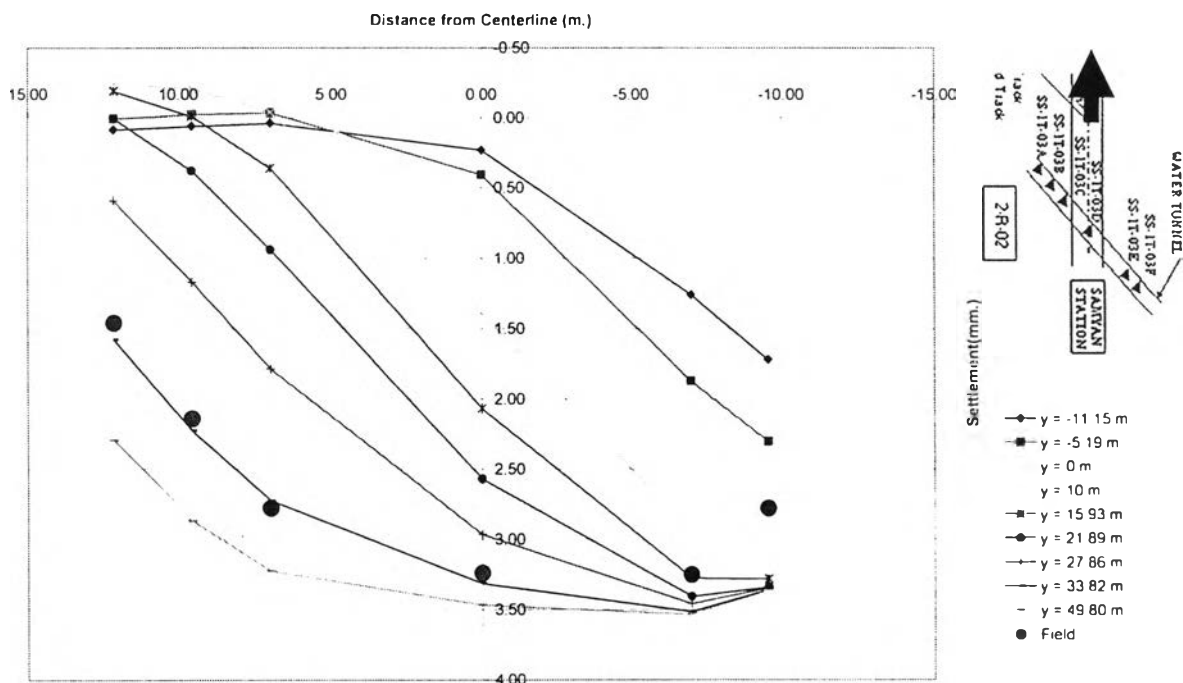


รูปที่ 5.12 เปรียบเทียบผลการจำลองกับ Shallow Surface Settlement

## 2.2) หน้าตัดของ Surface Settlement Point(SS)

หน้าตัดนี้ไม่ได้ตั้งฉากกับทิศทางการขุด โดยมีทิศทางของหน้าตัดวางตัวตามแนวของท่อประปาที่ระดับผิวดิน(Ground Level) และตำแหน่งของหน้าตัดพาดผ่านแนวจุดตัดกันของอุโมงค์ทั้งสองพอดี ผลการทรุดตัวที่ได้จากการตรวจวัดในสนามและที่ได้จากการวิเคราะห์หีมีแนวโน้มคล้ายคลึงกันคือ เป็นโค้งหน้าตัดการทรุดตัวที่ไม่สมมาตรโดยค่าการทรุดตัวด้านซ้ายมือมีการทรุดตัวน้อยกว่าทางด้านขวา

พิจารณาผลการวิเคราะห์แบบ 3 มิติ ที่ตำแหน่งต่างๆกันของหน้าหัวเจาะ พบว่าเมื่อหัวเจาะเริ่มเคลื่อนตัวเข้าหาจุดตัด จะส่งผลให้มวลดินด้านขวาเกิดการทรุดตัวลงในขณะที่ทางด้านของของแนวหน้าตัดจะเกิดการอูดตัวขึ้น การทรุดตัวจะค่อยๆเพิ่มขึ้นเมื่อหัวเจาะเคลื่อนที่เข้าใกล้จุดตัดและเลยจุดตัดออกไป โดยพบว่าที่ตำแหน่งหน้าหัวเจาะห่างจากจุดตัด 33.82 เมตร การทรุดตัวที่วิเคราะห์ได้ จะมีค่าค่อนข้างใกล้เคียงกับที่วัดได้ในสนาม ค่าการทรุดตัวที่ได้จากการวิเคราะห์ที่ระยะห่างต่างๆระหว่างหัวเจาะถึงเครื่องมือตรวจวัดแสดงดังรูปที่ 5.13

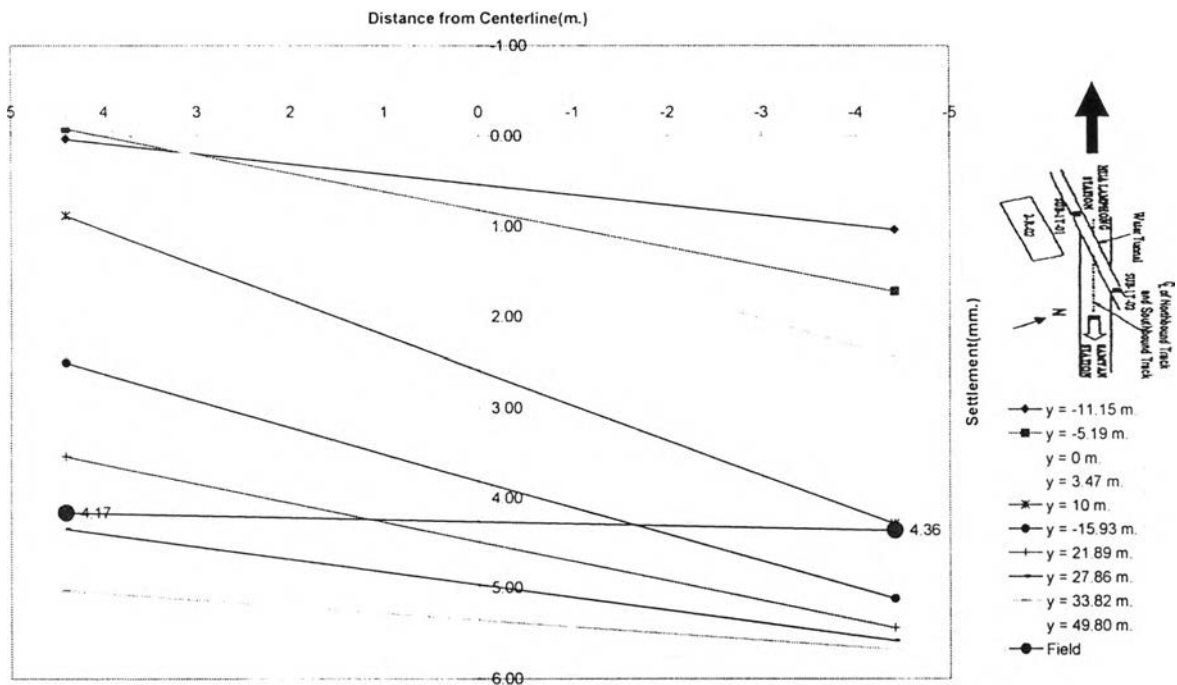


รูปที่ 5.13 เปรียบเทียบผลการจำลองกับ Surface Settlement

2.3) หน้าตัดของ Subsurface Settlement Heave(SUB)

Subsurface Settlement Heave ถูกติดตั้งที่ระดับลึกประมาณ 15 เมตร โดยติดตั้งเหนือด้านบนของดาตอโมงค์ส่งน้ำ ทั้งนี้เนื่องจากลักษณะการวางตัวแบบซ้อนกันในแนวตั้ง(Stacked tunnel) ของอุโมงค์รถไฟฟ้า ซึ่งเป็นอุปสรรคต่อการติดตั้งเครื่องมือตรวจวัดการทรุดตัวที่ระดับใต้ผิวดิน ทำให้เราไม่สามารถติดตั้งเครื่องมือตรวจวัดหลายๆจุดเป็นแนวคล้าย SS เพื่อติดตามการเคลื่อนตัวของอุโมงค์ส่งน้ำระหว่างการขุดเจาะได้ จึงทำได้เพียงติดตั้ง Subsurface Settlement Heave เพียง 2 จุดเท่านั้น

จากผลการวิเคราะห์พบว่า การทรุดตัวที่ได้จากการวิเคราะห์จะครอบคลุมค่าทรุดตัวมากที่สุดที่ได้จากการตรวจวัดเมื่อหัวเจาะห่างจากแนวจุดตัวอุโมงค์ไปประมาณ 27.86 เมตร ผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัว เทียบกับระยะห่างจากหัวเจาะถึงจุดตัด(crossing point) แสดงดังรูปที่ 5.14



รูปที่ 5.14 เปรียบเทียบผลการจำลองกับ Subsurface Settlement

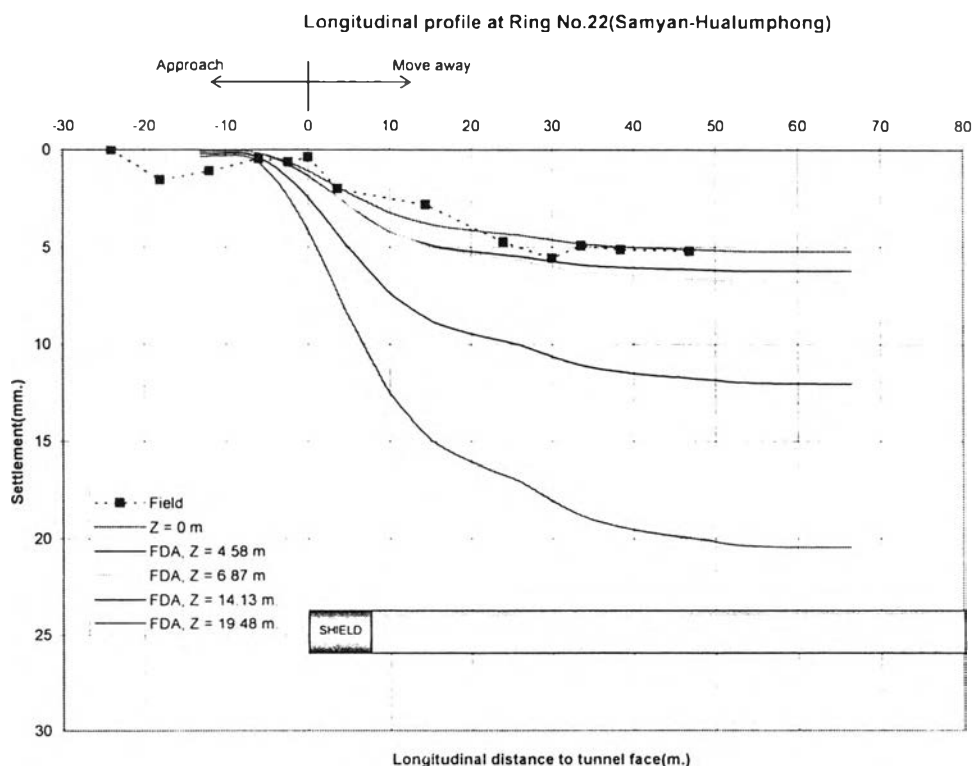
จะเห็นว่าค่าการวิเคราะห์การขุดเจาะอุโมงค์แบบ 3 มิติ ด้วยวิธี FDA สามารถใช้ในการศึกษาและการคาดคะเนการทรุดตัวได้ โดยจะจะให้ผลการวิเคราะห์ที่ใกล้เคียง ที่สามารถนำไปใช้ในการคาดคะเนหรือควบคุมการทรุดตัวของงานก่อสร้างได้ โดยระยะกรณีศึกษา นี้ ระยะที่เหมาะสมคือเมื่อหัวเจาะเคลื่อนที่ผ่านจากจุดที่ทำการศึกษาไปแล้วประมาณ 25 – 34 เมตร

3) ผลจากการขุดเจาะตามแนวยาว(Longitudinal Effect)

จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์ดิฟเฟอเรนซ์(FDA) ทำให้เราสามารถวิเคราะห์ผลการทรุดตัวตามยาว เนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ได้ โดยทำการเปรียบเทียบกับค่าที่ได้จากสนามกับค่าที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วย FDA เพื่อดูแนวโน้มและความสอดคล้อง ซึ่งจะเป็นประโยชน์ในการพยากรณ์การเคลื่อนตัวและพฤติกรรมของดิน โดยเฉพาะสำหรับโครงการต่อไป

3.1) Longitudinal profile at Ring No.22

การเคลื่อนตัวผิวดินของมวลดินเนื่องจากการขุดเจาะ จะเริ่มมีผลต่อจุดสังเกตเมื่อหัวเจาะเคลื่อนเข้าหาจุดสังเกตเป็นระยะประมาณ 20 เมตร(ประมาณ3D- เมื่อ D คือเส้นผ่านศูนย์กลางหัวเจาะ) และมวลดินจะเกิดการเคลื่อนตัวมากในช่วง 10 เมตรก่อนถึงจุดสังเกต เมื่อหัวเจาะได้ผ่านจุดสังเกตไป การทรุดตัวจะเกิดตามมาในปริมาณที่มาก และการทรุดตัววัดจากการติดตั้งเครื่องมือเริ่มคงที่เมื่อหัวเจาะเคลื่อนผ่านจุดสังเกตไปแล้วประมาณ 40 เมตร ส่วนการวิเคราะห์ด้วย FDA จะเริ่มคงที่เมื่อการขุดเจาะผ่านไปแล้วเกือบ 50 เมตรลักษณะดังกล่าวแสดงดังรูปที่ 5.15

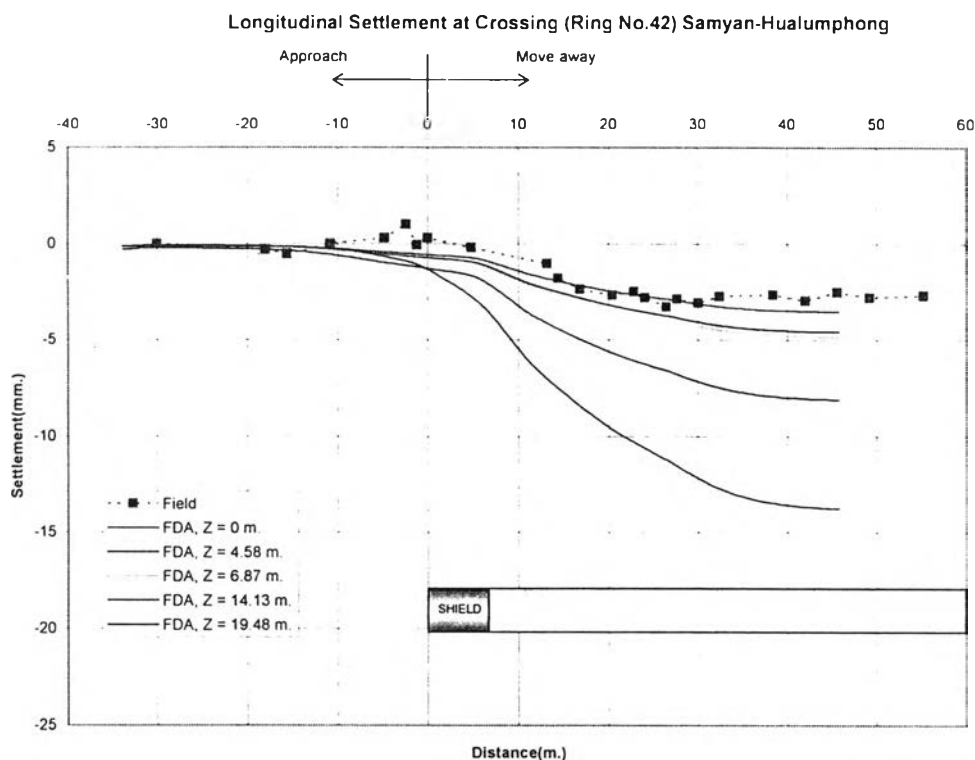


รูปที่ 5.15 Longitudinal profile at ring No.22

### 3.1) Longitudinal profile at Ring No.42

ที่จุดสังเกตนี้คือบริเวณผิวดินเหนือจุดตัดของแนวอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดิน และอุโมงค์ประปา โดยจะสังเกตได้ว่าขนาดของการทรุดตัวน้อยกว่าที่หน้าตัดที่ Ring No.22 ทั้งนี้เป็นเพราะการทรุดตัวที่หน้าตัดนี้น้อยกว่าเนื่องจากภาวะจากการทรุดตัวส่วนหนึ่งจากการขุดเจาะอุโมงค์รถไฟฟ้า ถูกรับไว้ด้วยอุโมงค์ประปาดังนั้นขนาดการทรุดตัวจึงน้อยลงกว่าหน้าตัดที่แล้วอย่างมีนัยสำคัญ

การเคลื่อนตัวของจุดสังเกตจะเริ่มเกิดขึ้นเมื่อหัวเจาะอยู่ห่างจากจุดสังเกตประมาณ 20 เมตร และเริ่มเกิด heave ขึ้นที่ระยะประมาณ 5 เมตร(1D)ก่อนถึงจุดสังเกต โดยการทรุดตัวจากการตรวจวัดจะเริ่มคงที่เมื่อหัวเจาะเคลื่อนผ่านไปจากจุดสังเกตแล้วประมาณ 35 เมตร ในขณะที่การทรุดตัวจาก FDA จะเริ่มคงที่หลังจากหัวเจาะเคลื่อนผ่านไปแล้วประมาณ 40 เมตร ผลการวิเคราะห์แสดงดังรูปที่ 5.16



รูปที่ 5.16 Longitudinal profile at ring No.42

ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวตามยาวด้วย FDA เทียบกับที่ได้จากการตรวจวัดจากในสนาม พบว่ายังไม่สอดคล้องกันดีนัก โดยผลจาก FDA ให้ค่าระยะการเกิดการทรุดตัวคงที่มากกว่าที่เกิดขึ้นจริง แต่ทั้งนี้ผลจากการวิเคราะห์แบบ FDA ก็ยังคงมีประโยชน์ในแง่ของการศึกษาลักษณะการทรุดตัวที่ความลึกระดับต่างๆ และการวิเคราะห์ FDA สามารถนำไปใช้คาดประมาณการทรุดตัวตามยาวที่จะเกิดขึ้นได้อย่างคร่าวๆ ซึ่งความไม่สอดคล้องนี้ยังต้องทำการศึกษาต่อไปว่าเป็นเพราะความซับซ้อนของปัญหา ขั้นตอนการจำลองที่ใช้ หรือเป็นผลมาจากพารามิเตอร์ที่ใช้วิเคราะห์

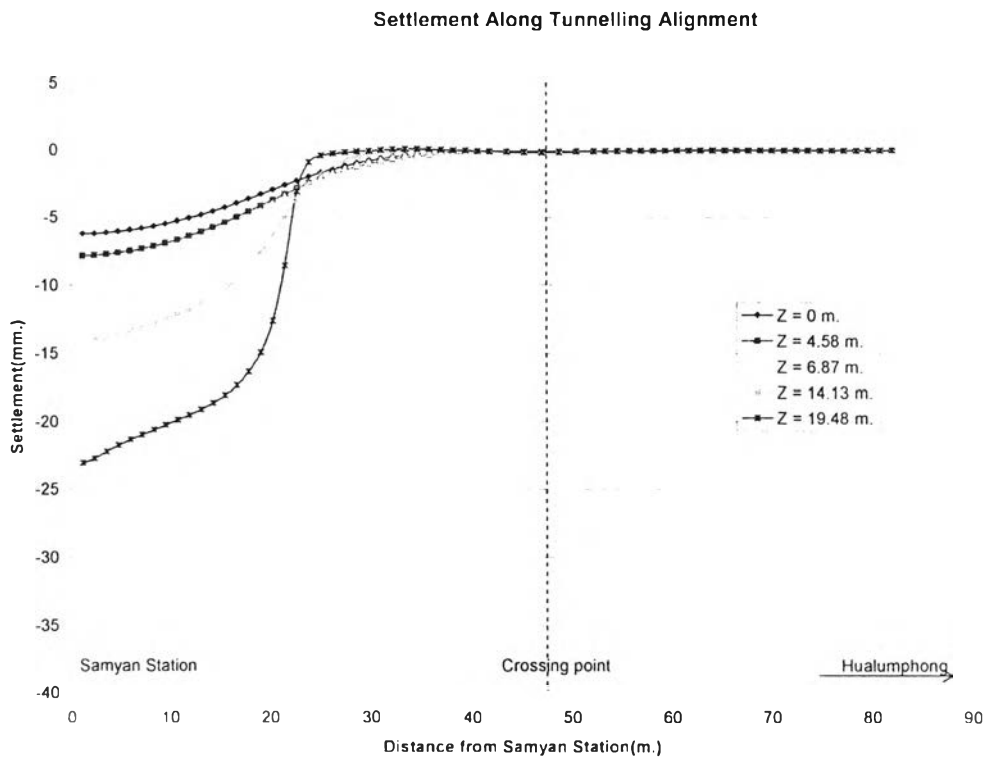
#### 4) การทรุดตัวตามยาวตามแนวเส้นทางการก่อสร้าง

ข้อดีของการจำลองการขุดเจาะแบบ 3 มิติ คือทำให้เราทราบพฤติกรรมของการขุดเจาะตามยาว และเห็นถึงอิทธิพลของการขุดเจาะที่กระทบต่อบริเวณข้างเคียง แต่ทั้งนี้ขึ้นอยู่กับความสอดคล้องกันระหว่างแบบจำลองและบริเวณก่อสร้างจริงด้วย หากในบริเวณจริงมีสิ่งปลูกสร้างอยู่ไม่มากนัก การสร้างแบบจำลองก็จะง่ายขึ้น และผลที่ได้จะมีความสอดคล้องดีขึ้นด้วย

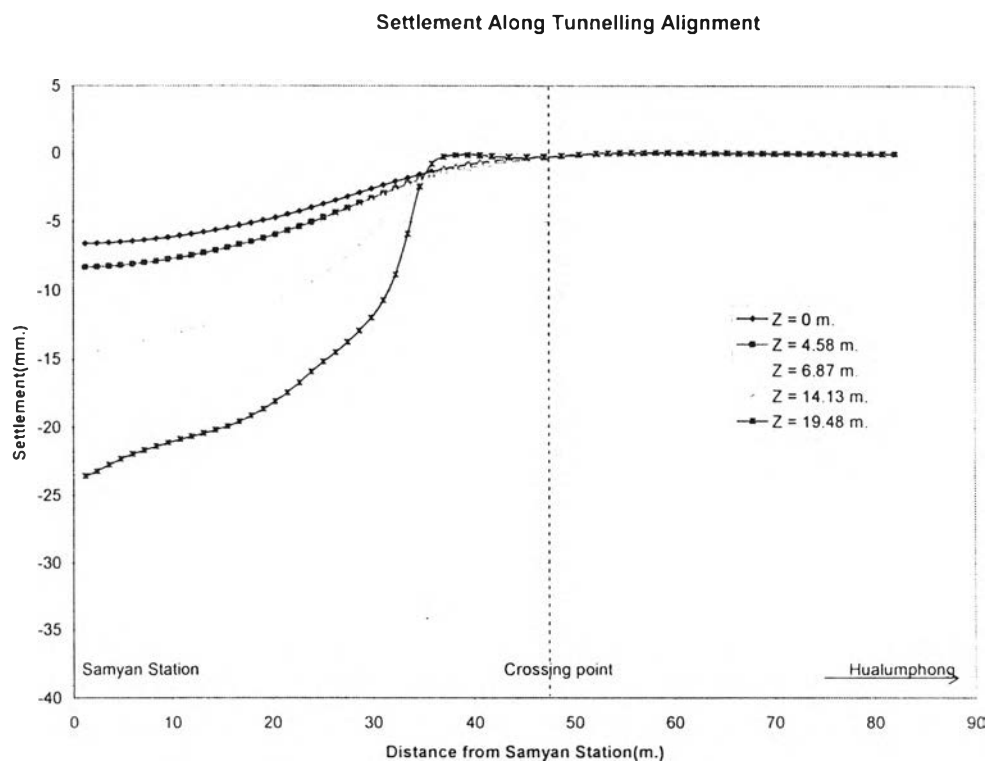
ผลจากการจำลองการขุดเจาะพบว่า การทรุดตัวสูงสุดจะเกิดขึ้นเมื่อมีการขุดเจาะออกจากสถานีใหม่ ๆ ซึ่งสอดคล้องกับการศึกษาของ Suwanasawat(2002) ที่พบว่า การทรุดตัวสูงสุดมักจะเกิดขึ้นในระยะใกล้ๆ หรือระยะต้นๆ ของเส้นทางที่เริ่มทำการขุดเจาะออกมา ทั้งนี้เป็นเพราะสาเหตุหลายประการ ได้แก่ การรบกวนบริเวณดังกล่าวมีสูง ความซับซ้อนของพฤติกรรมดิน การปรับสภาพทำงานการขุดเจาะของคนควบคุมหัวเจาะ เป็นต้น

จากการจำลองการขุดเจาะพบว่า ณ จุดบนระดับผิวดิน (Ground Level = 0) จะเริ่มได้รับผลกระทบจากการขุดเจาะเมื่อหัวเจาะเคลื่อนตัวเข้ามาห่างจากจุดนั้นประมาณ 12 - 15 เมตร (2-2.5D) บริเวณหน้าหัวเจาะที่เริ่มเกิดจะมีการดูดของมวลดิน (Heave) คือที่ระยะประมาณ 4-8 เมตร และการทรุดตัวจะเริ่มคงที่ (ไม่เกิดการทรุดตัวเพิ่ม/การทรุดตัวเริ่มนิ่ง) เมื่อหัวเจาะเคลื่อนที่ผ่านจุดสังเกตไปแล้วประมาณ 35 - 42 เมตร (ประมาณ 6D - 7D)

ทั้งนี้มีข้อสังเกตที่สำคัญประการหนึ่งคือ การทรุดตัวในแนวการขุดเจาะที่วิเคราะห์ได้ไม่มีแนวโน้มที่ค่าการทรุดตัวสูงสุด จะลู่เข้าหาค่าใดค่าหนึ่ง โดยมีความมากที่สุดที่หน้าสถานีสามย่านและเมื่อเข้าใกล้จุดตัดระหว่างอุโมงค์ประปาและรถไฟฟ้าใต้ดินมากเท่าไร ค่าการทรุดตัวสูงสุดกลับมีแนวโน้มมีค่าลดลงเรื่อยๆ เมื่อพิจารณาดูแล้วสามารถอธิบายสาเหตุได้ว่า เมื่อแรกขุดสติฟเนสของหน้าตัดมีค่าน้อยการทรุดตัวจึงเกิดสูง แต่เมื่อหัวเจาะยิ่งเคลื่อนเข้าใกล้จุดตัดมากเพียงใด การเบียดตัวของอุโมงค์ประปาที่มีทิศทางเข้าหาแนวการขุดเจาะ ส่งผลให้สติฟเนสของหน้าตัดที่ทำการขุดเจาะเพิ่มมากขึ้นเรื่อยๆ โดยส่วนหนึ่งเมื่อเข้าใกล้อุโมงค์ประปาการเคลื่อนตัวโดยรวมจะมีน้อย จึงเห็นแนวโน้มให้เกิดการทรุดตัวไม่มากนัก และส่วนที่สองคืออุโมงค์ประปาช่วยรับภาระบางส่วนจากการทรุดตัว จึงทำให้ขนาดการทรุดตัวลดลงเรื่อยๆ จนเมื่อหัวเจาะผ่านบริเวณจุดตัดไปแล้ว ค่าการทรุดตัวก็จะเริ่มกลับเพิ่มขึ้นอีกครั้ง ซึ่งอธิบายได้จากรูปที่ 5.17 ถึง 5.20

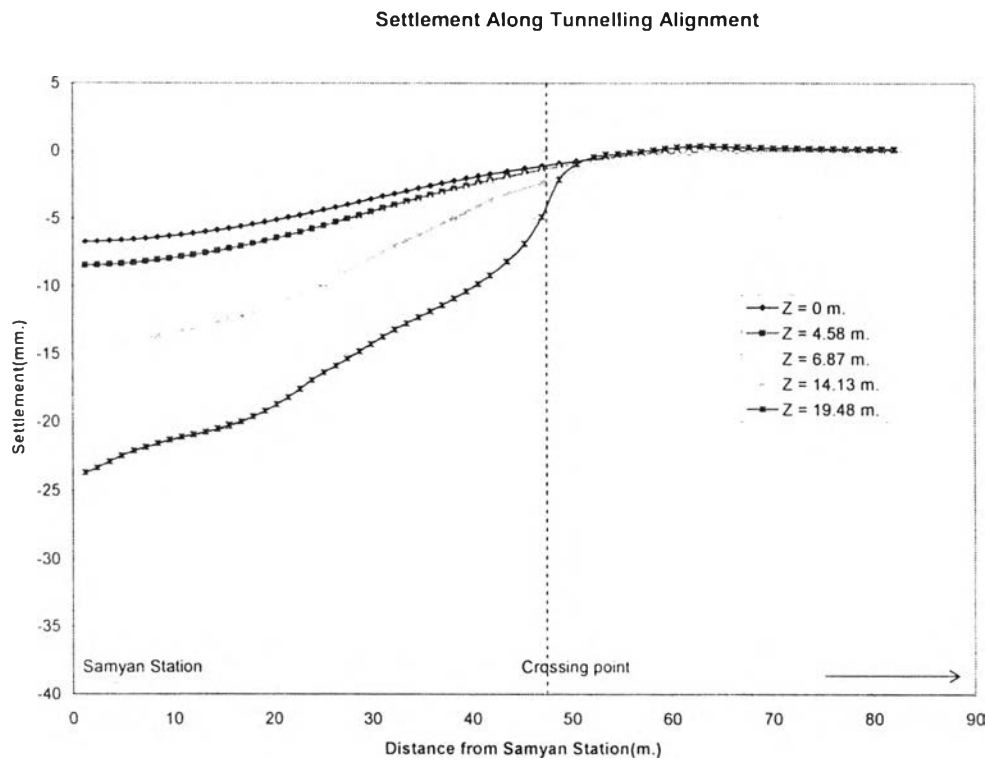


รูปที่ 5.17 แสดงค่าการทรุดตัวตามยาวเมื่อหัวเจาะอยู่ห่างจากสถานีสามย่าน 30 เมตร

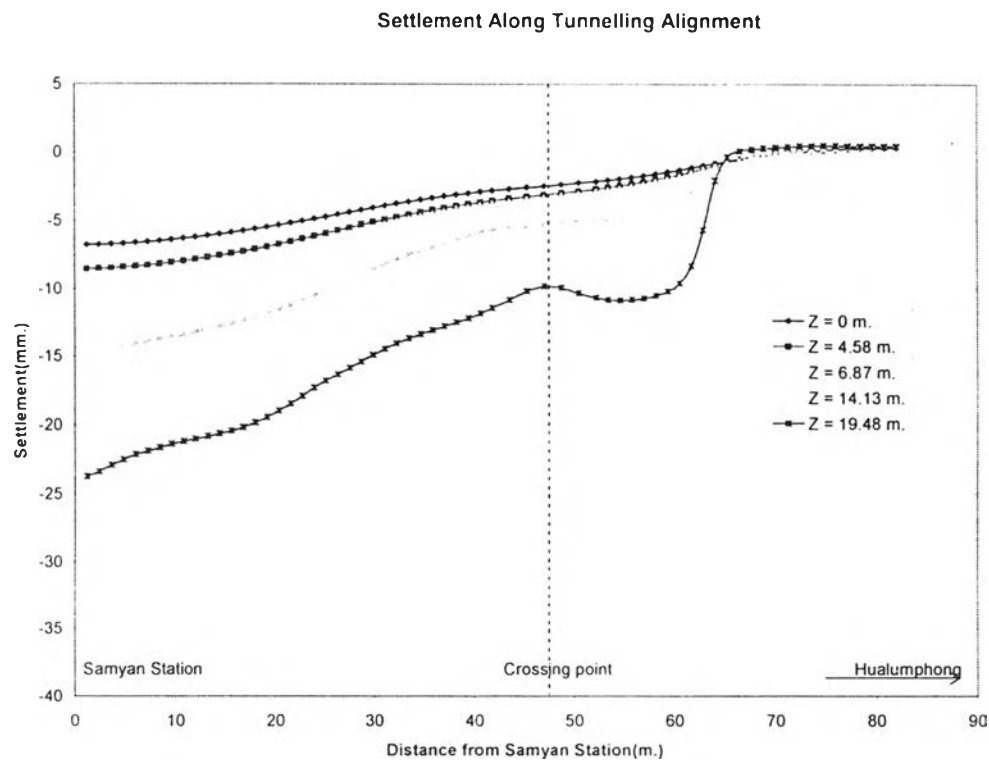


รูปที่ 5.18 แสดงค่าการทรุดตัวตามยาวเมื่อหัวเจาะอยู่ห่างจากสถานีสามย่าน 42 เมตร





รูปที่ 5.19 แสดงค่าการทรุดตัวตามยาวเมื่อหัวเจาะอยู่ห่างจากสถานีสามย่าน 54 เมตร



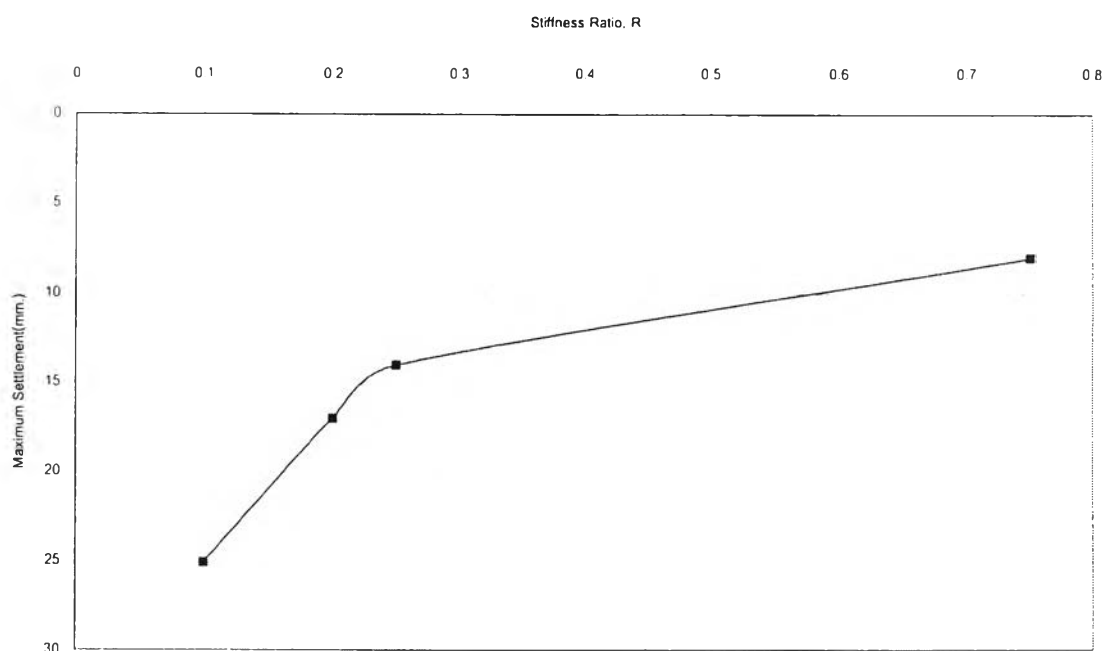
รูปที่ 5.20 แสดงค่าการทรุดตัวตามยาวเมื่อหัวเจาะอยู่ห่างจากสถานีสามย่าน 66 เมตร

### 5.3.2.2 การจำลองการขุดเจาะในส่วนของอุโมงค์ระดับบน(ขุดเจาะทีหลัง)

#### 1) ผลของค่า Stiffness Ratio

แนวโน้มของค่า Stiffness Ratio เป็นเช่นเดียวกันกับของอุโมงค์ตัวแรก คือเมื่อทำการจำลองด้วย R ที่ลดลงจะได้ผลลัพธ์ค่าการทรุดตัวสูงสุดมากขึ้นเรื่อยๆ ทั้งนี้ การเปลี่ยนแปลงของความสัมพันธ์ทั้งสองมิได้เป็นเส้นตรง ในช่วง R ที่มีค่าน้อยมากๆคือในช่วง 0.1 – 0.3 การเปลี่ยนแปลงค่า R เพียงเล็กน้อยอาจจะส่งผลให้ค่าการทรุดตัวสูงสุดเปลี่ยนแปลงได้ค่อนข้างมาก

อย่างไรก็ดี เมื่อพิจารณาค่าการทรุดตัวสูงสุดที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยระเบียบวิธี Finite Difference กับค่าการทรุดตัวสูงสุดที่เกิดขึ้นจริงที่หน้าตัดของ SSS (42.61 มิลลิเมตร) พบว่า มีความแตกต่างกันสูงมาก จนการใช้ Stiffness Ratio ไม่สามารถให้ค่าการทรุดตัวอยู่ในช่วงที่ต้องการได้ โดยแม้จะลดกำลังของ grouting material โดยใช้ค่า R เหลือเพียง 0.1 ก็ยังได้การทรุดตัวเพียง 25 มิลลิเมตรซึ่งความแตกต่างของขนาดการทรุดตัวที่มากขนาดนี้ แสดงว่าเคลื่อนตัวของดินมีสาเหตุมาจากส่วนอื่นๆเป็นสัดส่วนที่มากเมื่อเทียบกับการเกิด Tail void และเกินขอบเขตที่จะสามารถวิเคราะห์ได้ด้วยแนวทางการวิจัยที่ได้วางไว้แต่ต้น Stiffness Ratio ที่ใช้ในการจำลองอุโมงค์ระดับบน แสดงดังรูปที่ 5.21 ส่วนการทรุดตัวที่ตำแหน่งอ้างอิงอื่นๆ ได้นำเสนอค่าเปรียบเทียบไว้ในตารางที่ 5.8



รูปที่ 5.21 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่า Stiffness Ratio, R ต่อค่าการทรุดตัวสูงสุดที่ได้(NB)

ตารางที่ 5.8 เปรียบเทียบผลที่ได้จากการตรวจวัดและการวิเคราะห์ด้วย FDA หลังการก่อสร้าง NB

Instrumentation Type	Maximum Settlement (mm.)			
	Field Instrumentation	FDA Analysis R = 0.75	FDA Analysis R = 0.25	FDA Analysis R = 0.10
Shallow Subsurface	42.61	16.22	18.17	25.43
Surface Settlement	16.13	10.87	11.50	12.14
Subsurface Settlement Heave	0.28 and 0.86  (final)	3.21 and 3.93	1.58 and 2.48	0.94 and 1.49

ซึ่งจะพบว่าค่าที่วิเคราะห์ได้ด้วย FDA กับค่าที่เกิดขึ้นจริงในสนามมีความแตกต่างกันสูงมาก และแม้จะมีการทดลองปรับลดค่า Stiffness Ratio ของวัสดุที่ใช้ในการในการอัดฉีดน้ำปูนด้านท้ายหัวเจาะเป็นอย่างมากแล้ว (Stiffness Ratio,  $R = 0.1$ ) ก็ยังไม่สามารถทำให้การวิเคราะห์มีค่าใกล้เคียงที่เกิดขึ้นในสนามได้ ดังนั้นแสดงว่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นเนื่องจากผลของการก่อสร้างอุโมงค์ตัวบนเหนือระดับอุโมงค์ส่งน้ำประปาไม่น่าจะมีสาเหตุหลักมาจากการสูญเสียมวลดินท้ายหัวเจาะ (Tail void) โดยเมื่อพิจารณาถึงปัจจัยต่างๆโดยละเอียดแล้วพบว่า สาเหตุที่การวิเคราะห์มีค่าแตกต่างจากค่าที่เกิดขึ้นจริงมาก น่าจะเป็นเพราะเหตุดังนี้

1) คุณภาพงานชุดเจาะด้อยกว่า มีการสูญเสียมวลดินสูง ซึ่งอาจทำให้มีการสูญเสียมวลดินจากสาเหตุอื่นๆ ไม่ว่าจะเป็นการสูญเสียมวลดินหน้าหัวเจาะ การสูญเสียมวลดินเนื่องปริมาณการชุดเจาะมากกว่าที่แทนที่ด้วยอุโมงค์ ฯลฯ ในสัดส่วนที่มากเทียบกับการสูญเสียมวลดินที่ท้ายหัวเจาะ (Tail void)

2) มวลดินเกิดการเคลื่อนตัวตั้งแต่การชุดเจาะอุโมงค์ตัวล่าง และยังเคลื่อนตัวมากจากการชุดเจาะอุโมงค์ตัวบน ซึ่งเมื่อเกิดการเคลื่อนตัวสูง ทำให้หน่วยความเครียด (Strain) เพิ่มขึ้นส่งผลให้สตีเฟนส์ของมวลดินลดลง

3) การวิเคราะห์นี้เป็นการศึกษาการจำลองการชุดแบบต่อเนื่องและประมาณการทรุดตัวด้วยกฎการวิบัติของ Mohr-Coulomb ซึ่งเหมาะกับวัสดุที่อยู่ในสภาพรับแรงอัด (Compressive State) แต่ในการชุดเจาะจริงสำหรับอุโมงค์ตัวบน อยู่ในระดับการชุดเจาะที่ตื้นมาก ดังนั้นมวลดินบางส่วนหน้าหัวเจาะจึงมีความเสี่ยงที่จะอยู่ในสภาวะที่รับหน่วยแรงกระทำแบบดึง ทำให้พฤติกรรมที่เกิดขึ้นจริง

เบี่ยงเบนไปจากกฎการวิบัติที่ใช้ประมาณ จนกฎการวิบัติแบบ Mohr-Coulomb ไม่สอดคล้องกับพฤติกรรมที่เกิดขึ้น(Not validity)

4) ข้อจำกัดของแบบจำลอง เนื่องจากขนาดการเคลื่อนตัวภายหลังการขุดเจาะของอุโมงค์ตัวบนมีค่อนข้างสูงมาก ซึ่งสูงเกินกว่ารูปแบบการวิเคราะห์แบบความเครียดน้อย(Small strain) ที่ใช้อยู่จะให้ค่าที่ถูกต้องได้ แต่หากวิเคราะห์ด้วยรูปแบบความเครียดมาก(Large strain) ก็จะมีความไม่เหมาะสมต่อการใช้ Mohr-Coulomb

5) พารามิเตอร์ในส่วนของสตีเฟนสของมวลดินเป็นผลมาจากการวิจัยแบบ 2 มิติ ซึ่งมีที่มาจาก การวิเคราะห์แบบ plain strain และปฏิสัมพันธ์ของมวลดิน(Ground Response)ที่ไม่ซับซ้อน(ไม่มีผลจาก Face pressure, ไม่มีการเกิด Heave effect) ซึ่งเมื่อนำมาใช้กับการวิเคราะห์แบบ 3 มิติ ที่ปฏิสัมพันธ์ของมวลดินต่อการก่อสร้างมีความซับซ้อนมาก อาจทำให้ผลการวิเคราะห์ไม่เหมาะสม

### 5.3.2.3 ผลการจำลองพฤติกรรมของ Spiling pipe

Spiling pipe เป็นท่อเหล็กกลวง ภายในอัดฉีดเต็มด้วยน้ำปูน ที่ได้รับการติดตั้งออกจากบริเวณสถานีไปตามแนวของอุโมงค์รถไฟฟ้า เพื่อเสริมกำลังดิน ณ บริเวณจุดตัดกับอุโมงค์ส่งน้ำของการประปานครหลวง โดยมีการติดตั้ง Spiling pipe ขนาด 4 นิ้ว จำนวน 8 เส้น ในชั้นดินเหนียวแข็งเดียวกับอุโมงค์ส่งน้ำ เพื่อรองรับบริเวณจุดตัด

จากการจำลองพฤติกรรมของ Spiling pipe ด้วย Element แบบ Beam จำนวน 8 เส้นโดยทำการติดตั้งตามแนวการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินเหนืออุโมงค์ตัวล่าง(Southbound Tunnel)ตั้งแต่กำแพงสถานีไปจนเลยจุดตัดของแนวอุโมงค์ประมาณ 4 เมตร และอยู่ได้ระดับของท่อส่งน้ำประปาโดยมีวัตถุประสงค์เพื่อเสริมกำลังดินบริเวณนั้น และลดการเกิดการทรุดตัวของอุโมงค์ส่งน้ำตรงจุดตัดของแนวอุโมงค์ทั้งสอง จากการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม FLAC3D พบว่า Spiling pipe ไม่ได้มีผลช่วยให้ขนาดของการทรุดตัวที่ระดับต่างๆลดลงแต่ประการใด

ทั้งนี้โดยวิเคราะห์เปรียบเทียบกรณีที่มีและไม่มีการติดตั้ง Spiling pipe เทียบกันพบว่าแบบจำลองที่มีและไม่มีการติดตั้ง Spiling pipe ให้ผลการทรุดตัวที่ออกมา ต่างกันอย่างไม่มีนัยสำคัญที่จะสามารถสรุปได้ว่า Spiling pipe ช่วยเสริมกำลังของดินได้ แต่ทั้งนี้อยู่บนสมมติฐานว่าพฤติกรรมของ Spiling pipe มีความสอดคล้องพฤติกรรมแบบ Beam ตามที่เราจำลอง ซึ่งจะได้ว่าการติดตั้งดังกล่าวจะไม่มีผลในการช่วยลดการทรุดตัวสุดท้ายแต่อย่างใด

จากการทดลองทำการจำลองเสมือนเพิ่มเติม พบว่า Spiling pipe จะสามารถช่วยลดขนาดการทรุดตัวที่เกิดขึ้นได้ หากติดตั้ง Spiling pipe ในแนวที่ไม่ขนานกับทิศทางการขุดของอุโมงค์หรือมีส่วนของ Spiling pipe ที่ไม่อยู่ภายในขอบเขตอิทธิพลของการทรุดตัว เช่นตั้งฉากหรือทำมุมกับเส้นทางการก่อสร้างเป็นต้น