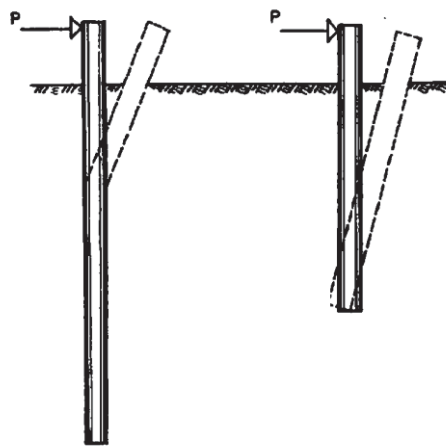


บทที่ 2

ปรีทรศน์วรรณกรรมและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 พฤติกรรมการรับแรงกระทำด้านข้างของเสาเข็มในชั้นดินเหนียว

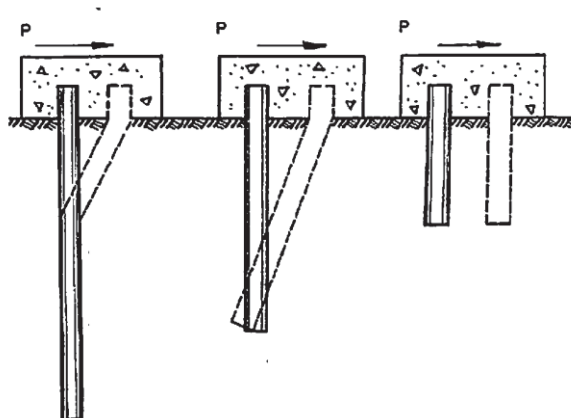
งานวิจัยของ (Broms, 1964) กล่าวว่า เมื่อมีแรงกระทำด้านข้างในระดับต่ำจะส่งผลให้เสาเข็มมีพฤติกรรมอยู่ในช่วงเส้นตรงยืดหยุ่น (linear elastic) และเมื่อให้แรงกระทำสูงขึ้นจะทำให้เสาเข็มเข้าสู่สภาวะประลัย ส่งผลให้การโก่งตัวของเสาเข็มเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็ว และเกิดกลไกการวิบัติ ซึ่งมีลักษณะการวิบัติของเสาเข็มที่ไม่มีการยึดรั้งที่หัวเสาเข็ม (unrestrained pile) ดังรูปที่ 2.1 และลักษณะการวิบัติของเสาเข็มที่มีการยึดรั้งที่หัวเสาเข็ม (restrained pile) ดังรูปที่ 2.2



(a) เสาเข็มยาว

(b) เสาเข็มสั้น

รูปที่ 2.1 ลักษณะการวิบัติของเสาเข็มที่ไม่มีการยึดรั้งหัวเสาเข็ม (Broms, 1964)



(a) เสาเข็มยาว

(b) เสาเข็มปานกลาง

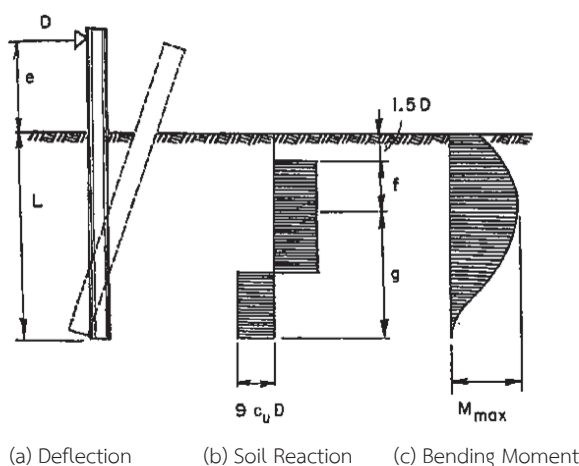
(c) เสาเข็มสั้น

รูปที่ 2.2 ลักษณะการวิบัติของเสาเข็มที่มีการยึดรั้งหัวเสาเข็ม (Broms, 1964)

2.1.1 เสาเข็มที่ไม่มีการยึดรั้งที่หัวเสาเข็ม

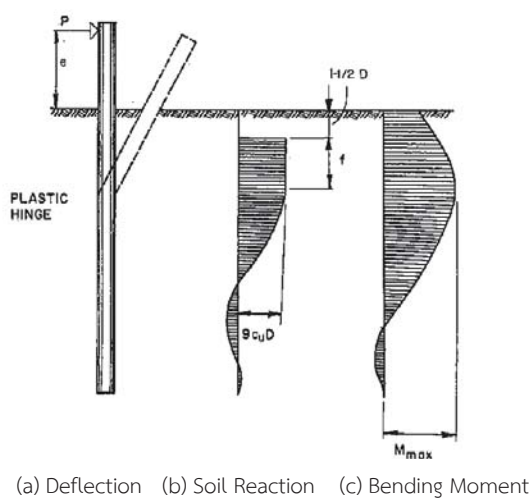
ลักษณะการวิบัติของเสาเข็มที่ไม่มีการยึดรั้งที่หัวของเสาเข็ม แบ่งออกเป็น 2 ลักษณะ ได้แก่ เสาเข็มสั้น และเสาเข็มยาว

สำหรับเสาเข็มสั้น (short pile) จะเกิดกลไกการวิบัติเนื่องจากการวิบัติของดินรอบเสาเข็มเป็นหลัก หรือกล่าวได้ว่าเสาเข็มมีความแข็งแรงสูงมากเมื่อเทียบกับกำลังของดินล้อมรอบ ส่งผลให้เสาเข็มจะเกิดการหมุนรอบจุดหนึ่งจุดและเกิดโมเมนต์ดัดสูงสุด ดังรูปที่ 2.3 เป็นลักษณะการวิบัติ หน่วยแรงต้านทานของดิน และโมเมนต์ดัดของเสาเข็มสั้นที่เกิดขึ้น



รูปที่ 2.3 ลักษณะการวิบัติ หน่วยแรงต้านทานของดิน และโมเมนต์ดัดเสาเข็มสั้น (Broms, 1964)

ส่วนกลไกการวิบัติของเสาเข็มยาว (long pile) จะเกิดจากวัสดุที่ใช้ทำเสาเข็มที่มีกำลังต้านทานโมเมนต์ดัดไม่เพียงพอ หรือกล่าวได้ว่าโมเมนต์สูงสุดที่เกิดขึ้นในเสาเข็มนั้นมีค่าสูงกว่าโมเมนต์ครากของเสาเข็ม โดยเสาเข็มจะเกิด plastic hinge ณ จุดที่เกิดโมเมนต์ดัดสูงสุด ดังรูปที่ 2.4 เป็นลักษณะการวิบัติ หน่วยแรงต้านทานของดิน และโมเมนต์ดัดของเสาเข็มยาว

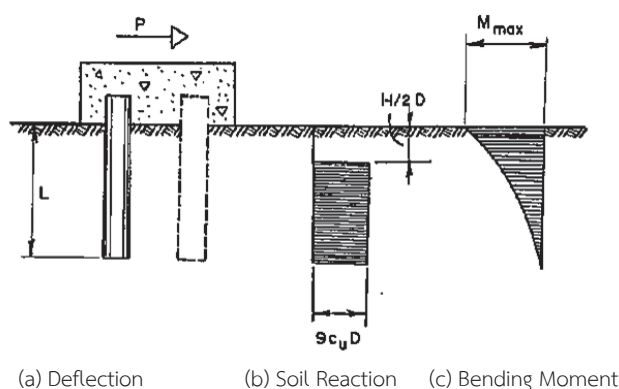


รูปที่ 2.4 ลักษณะการวิบัติ หน่วยแรงต้านทานของดิน และโมเมนต์ดัดเสาเข็มยาว (Broms, 1964)

2.1.2 เสาเข็มที่มีการยึดรั้งที่หัวเสาเข็ม

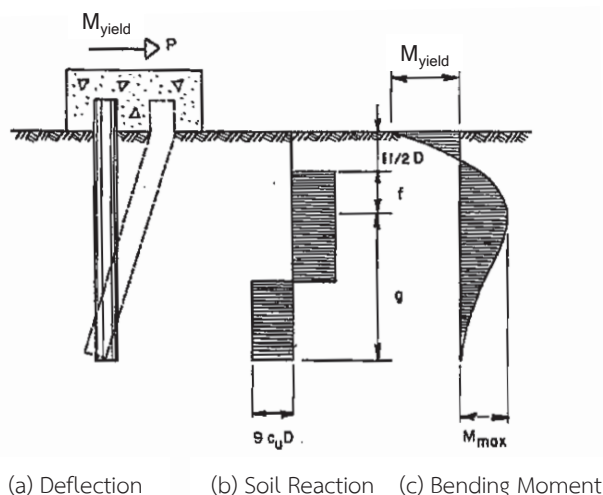
ลักษณะการวิบัติของเสาเข็มที่มีการยึดรั้งที่หัวของเสาเข็ม แบ่งออกเป็น 3 ลักษณะ ได้แก่ เสาเข็มสั้น เสาเข็มปานกลาง และเสาเข็มยาว

สำหรับเสาเข็มสั้น (short pile) การวิบัติจะเกิดขึ้นเมื่อแรงกระทำด้านข้างนั้นมีค่าเท่ากับกำลังต้านทานการวิบัติของดิน หรือกล่าวได้ว่าเสาเข็มมีความแข็งแรงสูงมาก โดยลักษณะการเคลื่อนที่ของเสาเข็มสั้นนั้นจะมีการเคลื่อนที่ไปพร้อมกันตลอดความยาวตามทิศทางของแรงกระทำด้านข้าง เกิดโมเมนต์ดัดสูงสุดที่บริเวณใต้ pile cap ในรูปที่ 2.5 เป็นลักษณะการวิบัติ หน่วยแรงต้านทานของดิน และโมเมนต์ดัดของเสาเข็มสั้น



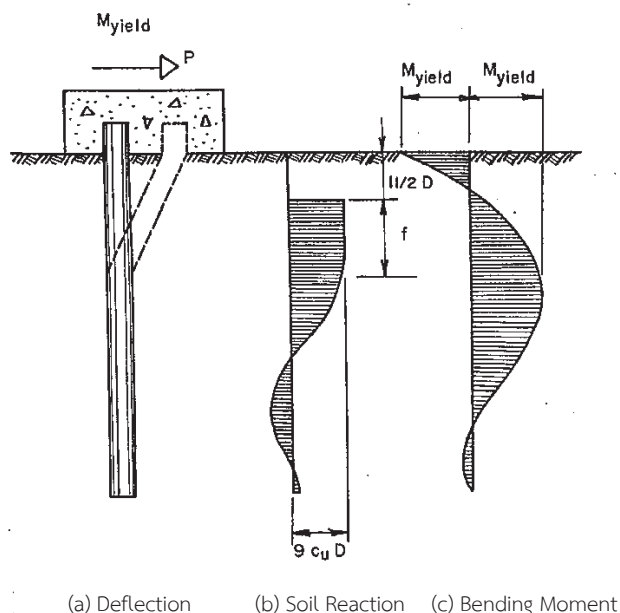
รูปที่ 2.5 ลักษณะการวิบัติ หน่วยแรงต้านทานของดิน และโมเมนต์ดัดเสาเข็มสั้น (Broms, 1964)

สำหรับเสาเข็มปานกลาง (intermediate pile) การวิบัติเกิดขึ้นเมื่อโมเมนต์ดัดที่หัวเสาเข็มมีค่าเท่ากับกำลังครากของวัสดุเสาเข็ม โดยเสาเข็มเกิดการหมุนที่ความลึกหนึ่งจากผิวดิน และเกิดโมเมนต์ดัดบวกสูงสุดที่ความลึกหนึ่งใต้ผิวดิน และเกิดโมเมนต์ดัดลบสูงสุดที่บริเวณใต้ pile cap เท่ากับโมเมนต์ครากของวัสดุเสาเข็ม และเสาเข็มจะเกิด plastic hinge ที่ตำแหน่งดังกล่าว ดังรูปที่ 2.6 เป็นลักษณะการวิบัติ หน่วยแรงต้านทานของดิน และโมเมนต์ดัดของเสาเข็มปานกลาง



รูปที่ 2.6 ลักษณะการวิบัติ หน่วยแรงต้านทานของดิน และโมเมนต์ดัดเสาเข็มปานกลาง (Broms, 1964)

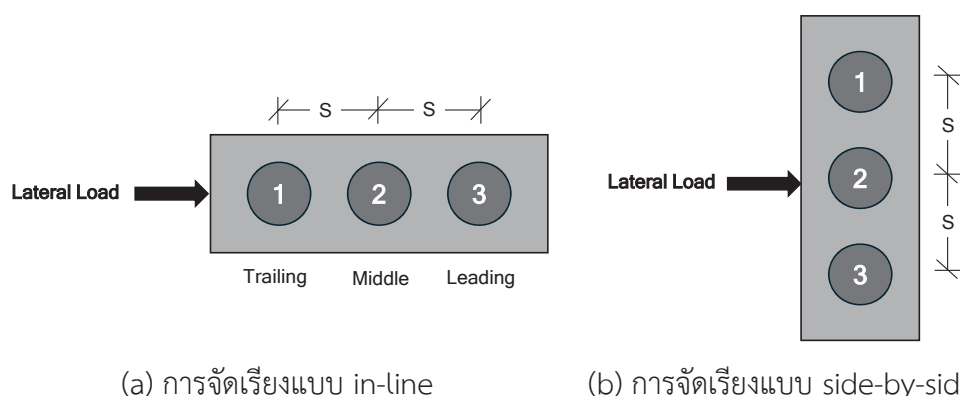
สำหรับเสาเข็มยาว (long pile) การวิบัติจะเกิดเมื่อโมเมนต์ดัดสูงสุดที่เกิดขึ้นมีค่าเท่ากับโมเมนต์ครากของเสาเข็ม โดยมีลักษณะต่างจากลักษณะการวิบัติของเสาเข็มปานกลาง คือ จะเกิด plastic hinge เพิ่มขึ้นเป็น 2 จุด ได้แก่ จุดที่มีโมเมนต์บวกและลบสูงสุด ดังรูปที่ 2.7 เป็นลักษณะการวิบัติ หน่วยแรงต้านทานของดิน และโมเมนต์ดัดของเสาเข็มยาว



รูปที่ 2.7 ลักษณะการวิบัติ หน่วยแรงต้านทานของดิน และโมเมนต์ดัดเสาเข็มยาว (Broms, 1964)

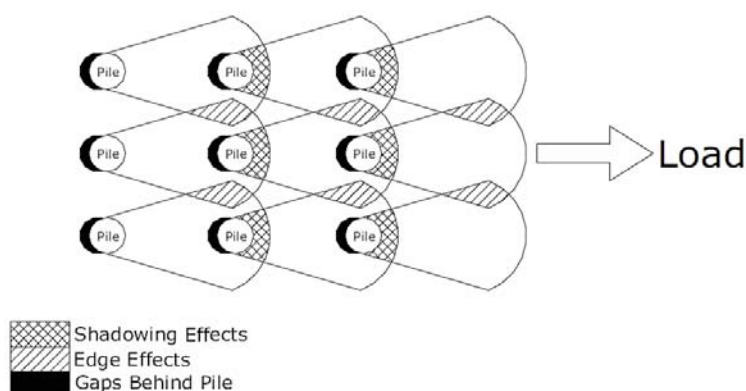
2.2 การทดสอบเสาเข็มรับแรงด้านข้าง

สำหรับการทดสอบเสาเข็มรับแรงด้านข้าง เป็นการทดสอบประสิทธิภาพของเสาเข็มภายในกลุ่มเทียบกับเสาเข็มเดี่ยว โดยประสิทธิภาพของกลุ่ม (group efficiency) เป็นคำนวณพฤติกรรมของเสาเข็มในกลุ่มเทียบกับพฤติกรรมของเสาเข็มเดี่ยว ซึ่งขึ้นอยู่กับระยะห่างและลักษณะการจัดเรียงของเสาเข็มภายในกลุ่ม สามารถแบ่งลักษณะการจัดเรียงได้เป็น 2 รูปแบบ คือ แบบ in-line มีลักษณะการจัดเรียงเป็นแนวเส้นตรงเป็นแนวเดียวกับทิศของแรงกระทำ และแบบ side-by-side มีลักษณะการจัดเรียงเป็นเส้นตรงตั้งฉากกับทิศทางแรงกระทำ ดังรูปที่ 2.8



รูปที่ 2.8 รูปแบบการจัดเรียงเสาเข็มกลุ่มสำหรับทดสอบรับแรงด้านข้าง

งานวิจัยของ (Wright, 1982) และ (Snyder, 2004) กล่าวว่า เสาเข็มในกลุ่มที่มีระยะห่างใกล้กันมากนั้นจะส่งผลให้ความต้านทานแรงด้านข้างต่อเสาเข็มหนึ่งต้นน้อยกว่าเสาเข็มเดี่ยว ซึ่งมีสาเหตุมาจากปฏิสัมพันธ์ระหว่างเสาเข็มกับดิน โดยความสามารถในการต้านทานแรงด้านข้างของเสาเข็มกลุ่มจะแปรผันตามระยะห่างระหว่างเสาเข็มในกลุ่ม หากระยะห่างระหว่างเสาเข็มน้อยลง ปฏิสัมพันธ์ระหว่างเสาเข็มก็จะเพิ่มมากขึ้น ส่งผลให้ความต้านทานดินของกลุ่มเสาเข็มลดลง โดยเสาเข็มแถวตาม (trailing row) จะมีความต้านทานแรงด้านข้างน้อยกว่าเสาเข็มแถวนำ (leading row) เนื่องจากผลกระทบของเงา (shadow effect) ดังรูปที่ 2.9 และหากมีการเคลื่อนตัวของเสาเข็มที่จัดเรียงตั้งฉากกับแนวแรง (side-by-side) ที่มีระยะห่างไม่มากพอจะส่งผลให้เกิดผลกระทบขอบ (edge effect) ร่วมด้วย การให้แรงกระทำด้านข้างผ่าน pile cap จะเกิดโซนการวิบัติในดินในทิศทางของแรงกระทำ ส่งผลให้ความต้านทานของดินล้อมรอบเสาเข็มลดลงเนื่องจากการแผ่อิทธิพลซ้อนทับกันจากผลของเคลื่อนที่ของเสาเข็มและดินที่อยู่ใกล้เคียง และเกิดช่องว่าง (gap) ระหว่างเสาเข็มและดินที่อยู่ด้านหลัง



รูปที่ 2.9 ผลของการเคลื่อนที่ของดินซ้อนทับกันในเสาเข็มกลุ่ม (Snyder, 2004)

2.2.1 การทดสอบเสาเข็มรับแรงด้านข้างในห้องปฏิบัติการ

การทดสอบเสาเข็มขนาดเล็กในห้องปฏิบัติการ (small-scale test) เป็นที่นิยมทำการทดสอบมากเมื่อเทียบกับการทดสอบเสาเข็มขนาดใหญ่ในสนาม เนื่องจากมีค่าใช้จ่ายในการทดสอบไม่มาก และยังสามารถควบคุมปัจจัยที่มีผลต่อผลการทดสอบได้ แต่การทดสอบในห้องปฏิบัติการนี้มีข้อจำกัดเรื่องของการนำไปใช้ เนื่องจากหน่วยแรงในแบบจำลองที่แตกต่างจากหน่วยแรงที่เกิดขึ้นจริงในสนามของวัสดุที่ใช้ทำเสาเข็ม นอกจากนี้การทดสอบในห้องปฏิบัติการนิยมทำการทดสอบกับเสาเข็มที่ทำมาจากเหล็กหรือพลาสติก ดังงานวิจัยในอดีตที่จะกล่าวต่อไปนี้

งานวิจัยของ (Cox et al., 1984) ทำการทดสอบเสาเข็มขนาดเล็กในห้องปฏิบัติการ โดยใช้วัสดุท่อเหล็กปลายเปิด (steel opened end tube) ในชั้นดินเหนียวอ่อนถึงอ่อนมาก เสาเข็มทดสอบมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 25.4 มิลลิเมตร และมีความยาว 4, 6, และ 8 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง เสาเข็มกลุ่มประกอบด้วยกลุ่ม 3 ต้นและเสาเข็มกลุ่ม 5 ต้น โดยทำการจัดเรียงแบบ in-line และแบบ side-by-side ทดสอบในกล่องบรรจุดินเหนียวสีเหลี่ยมจัตุรัสความยาว 0.64 เมตร

ที่มีความลึก 0.4 เมตร มีปริมาณความชื้นในดินร้อยละ 59 และพิกัดเหลวร้อยละ 61 สำหรับการทดสอบนี้ได้ทดสอบเสาเข็มเดี่ยวเพื่อใช้ในการเทียบหาประสิทธิภาพกลุ่มด้วย ผลการทดสอบสำหรับการจัดเรียงแบบ in-line ได้ผลการทดสอบดังตารางที่ 2.1 จะเห็นได้ว่าการจัดเรียงแบบ in-line ด้วยระยะห่างระหว่างผิวของเสาเข็ม 3 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางขึ้นไป สามารถคำนวณประสิทธิภาพกลุ่มเสาเข็มได้ไม่น้อยกว่า 0.78 เป็นการชี้ให้เห็นว่าพฤติกรรมของเสาเข็มที่เกิดขึ้นใกล้เคียงกับเสาเข็มเดี่ยวเมื่อมีระยะห่างระหว่างเสาเข็มเพิ่มขึ้น

ตารางที่ 2.1 ผลการทดสอบเสาเข็มในห้องปฏิบัติการแบบ in-line (Cox et al., 1984)

Penetration, diameters	Center-to-center spacing, diameters	Number of piles	Individual pile efficiencies*	Group efficiency
4	1.5	3	0.46,0.56,0.73,	0.58
4	1.5	3	0.50,0.56,0.77	0.61
8	1.5	3	0.52,0.53,0.72	0.59
8	1.5	3	0.52,0.43,0.82	0.60
8	1.5	5	0.54,0.50,0.38,0.53,0.76	0.54
8	1.5	5	0.60,0.43,0.41,0.47,0.78	0.54
4	2.0	3	0.65,0.62,1.03	0.77
4	2.0	3	0.54,0.64,1.01	0.73
8	2.0	3	0.65,0.56,0.92	0.71
8	2.0	3	0.65,0.60,0.84	0.70
8	2.0	5	0.66,0.53,0.53,0.54,0.82	0.62
8	2.0	5	0.63,0.44,0.57,0.52,0.78	0.59
8	3.0	3	0.77,0.77,0.97	0.84
8	3.0	3	0.75,0.73,0.93	0.80
8	3.0	5	0.75,0.75,0.77,0.79,0.98	0.81
8	3.0	5	0.72,0.73,0.77,0.75,0.95	0.78
8	4.0	3	0.83,0.87,0.97	0.89
8	4.0	3	0.85,0.86,0.96	0.89
8	6.0	3	0.92,0.92,1.01	0.95
8	6.0	3	0.92,0.92,1.03	0.95

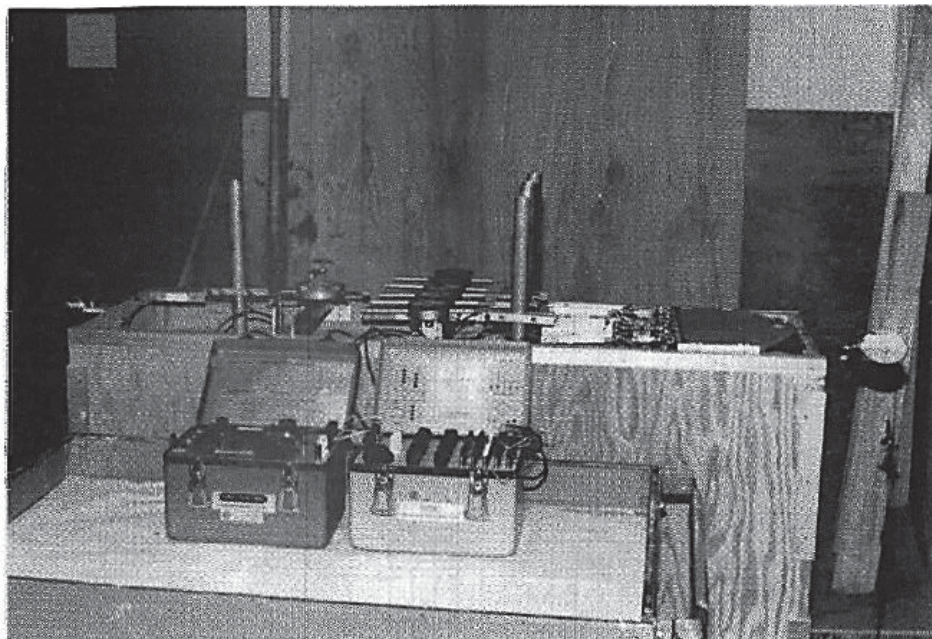
*Leading pile on right

ส่วนผลการทดสอบเสาเข็มกลุ่มโดยการจัดเรียงแบบ side-by-side ได้ผลการทดสอบดังตารางที่ 2.2 จะเห็นได้ว่าการจัดเรียงแบบดังกล่าวด้วยระยะห่างระหว่างผิวของเสาเข็มตั้งแต่ 2 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางขึ้นไปจะส่งผลให้มีค่าประสิทธิภาพกลุ่มไม่น้อยกว่า 0.83

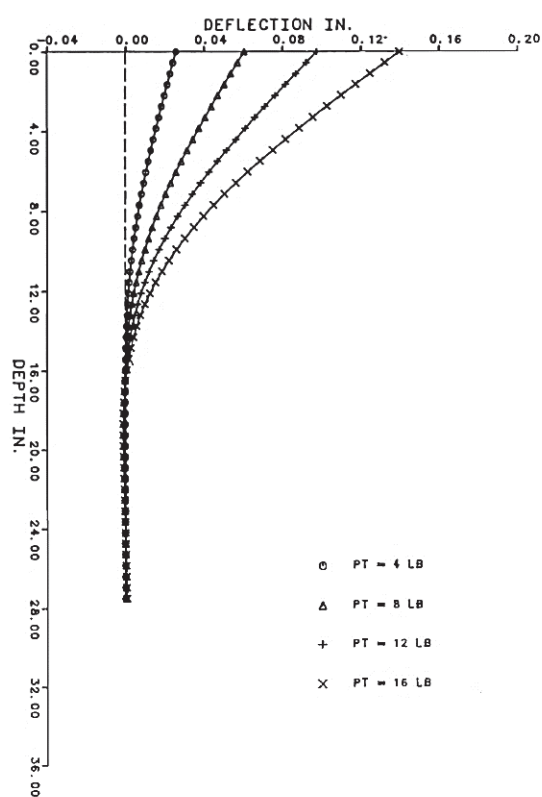
ตารางที่ 2.2 ผลการทดสอบเสาเข็มในห้องปฏิบัติการแบบ side-by-side (Cox et al., 1984)

Penetration, diameters	Center-to-center spacing, diameters	Number of piles	Individual pile efficiency	Group efficiency
4	1.5	3	0.75,0.70,0.83	0.76
4	1.5	3	0.78,0.73,0.77	0.76
4	1.5	3	0.76,0.78,0.78	0.77
8	1.5	3	0.82,0.84,0.85	0.84
8	1.5	3	0.83,0.83,0.83	0.83
8	1.5	5	0.81,0.76,0.69,0.77,0.76	0.76
8	1.5	5	0.83,0.83,0.76,0.82,0.86	0.82
4	2.0	3	0.87,0.80,0.89	0.85
4	2.0	3	0.86,0.87,0.95	0.89
6	2.0	3	0.85,0.80,0.84	0.83
6	2.0	3	0.84,0.84,0.86	0.85
8	2.0	3	0.88,0.87,0.85	0.86
8	2.0	3	0.88,0.88,0.87	0.88
8	2.0	5	0.84,0.84,0.80,0.87,0.90	0.85
8	2.0	5	0.87,0.85,0.86,0.87,0.86	0.86
8	3.0	5	0.99,0.95,0.93,0.98,0.98	0.97
8	3.0	5	0.99,0.93,0.95,0.98,0.96	0.96
8	4.0	3	0.98,0.97,0.96	0.97
8	4.0	3	0.99,0.98,0.99	0.99

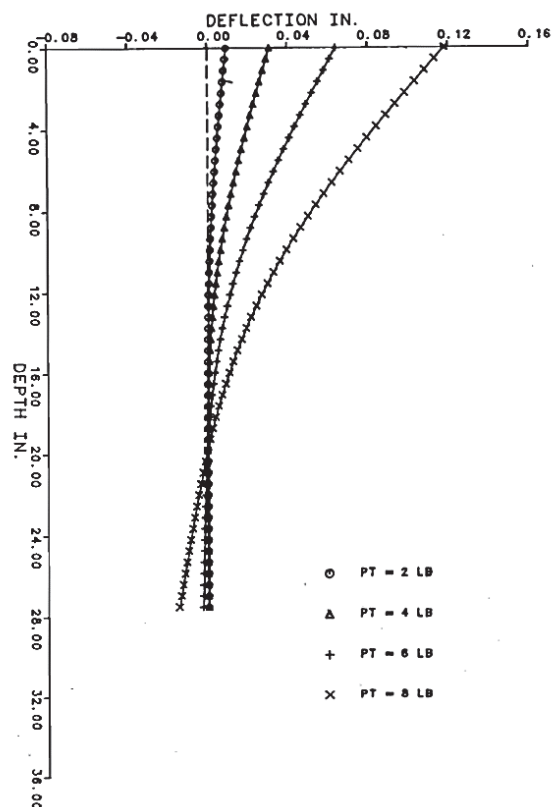
งานวิจัยของ (Wang and Reese, 1986) ได้ทดสอบเสาเข็มท่ออลูมิเนียมที่มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 25.4 มิลลิเมตร ความหนา 0.889 มิลลิเมตร ความยาว 609.6 มิลลิเมตร โดยทำการทดสอบในรูปแบบเสาเข็มกลุ่ม 7 ต้น จัดเรียงแบบ side-by-side ที่มีระยะห่างระหว่างผิวของเสาเข็มเท่ากับ 1, 1.25, 1.5, 2, 3, และ 4 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง ติดตั้ง strain gauge เพื่อวัดโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้น และวัดขนาดแรงกระทำโดยใช้ load cell โดยทดสอบเสาเข็มเดี่ยวสำหรับเทียบหาประสิทธิภาพกลุ่มด้วย สำหรับการทดสอบแรกทำในดินเหนียว (CH) ที่มีค่าพิกัดเหลวร้อยละ 53 และปริมาณความชื้นร้อยละ 45 ส่วนการทดสอบที่สองทำในดินทราย (SP) ที่มีมุมเสียดทานภายใน 40 องศาสำหรับทรายแน่น และ 34 องศาสำหรับทรายหลวม สำหรับรูปที่ 2.10 เป็นการติดตั้งเครื่องมือทดสอบเสาเข็มในห้องปฏิบัติการ โดยรูปที่ 2.11 และรูปที่ 2.12 เป็นผลการทดสอบเสาเข็มในชั้นดินทรายและดินเหนียวตามลำดับ เนื่องจากงานวิจัยนี้มุ่งเน้นไปที่การศึกษาเสาเข็มรับแรงด้านข้างในชั้นดินเหนียวเป็นหลัก จึงพิจารณาผลของระยะห่างของเสาเข็มจัดเรียงแบบ side-by-side ดังผลการทดสอบในรูปที่ 2.13 และอัตราส่วนแรงประลัยที่คำนวณจากแรงประลัยของเสาเข็มกลุ่มต่อแรงประลัยเสาเข็มหนึ่งต้นดังในรูปที่ 2.14 สามารถสรุปผลการทดสอบได้ว่า ความสามารถในการต้านทานแรงกระทำด้านข้างของเสาเข็มจะแปรผันตรงกับระยะห่างเสาเข็มดังรูปที่ 2.14 สำหรับการทดสอบเสาเข็มในชั้นดินเหนียวและดินทรายที่ไม่มีระยะห่างระหว่างเสาเข็ม ประสิทธิภาพกลุ่มจะมีค่า 0.5 และจะมีค่าเข้าใกล้ 1.0 เมื่อเสาเข็มมีการจัดเรียงแบบ side-by-side ที่มีระยะห่างระหว่างผิวของเสาเข็มประมาณ 2 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางขึ้นไป



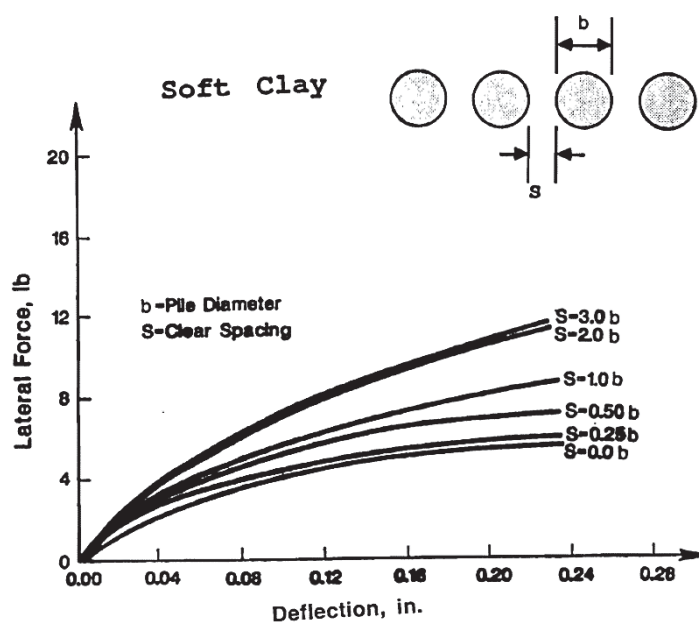
รูปที่ 2.10 การติดตั้งอุปกรณ์ทดสอบ (Wang and Reese, 1986)



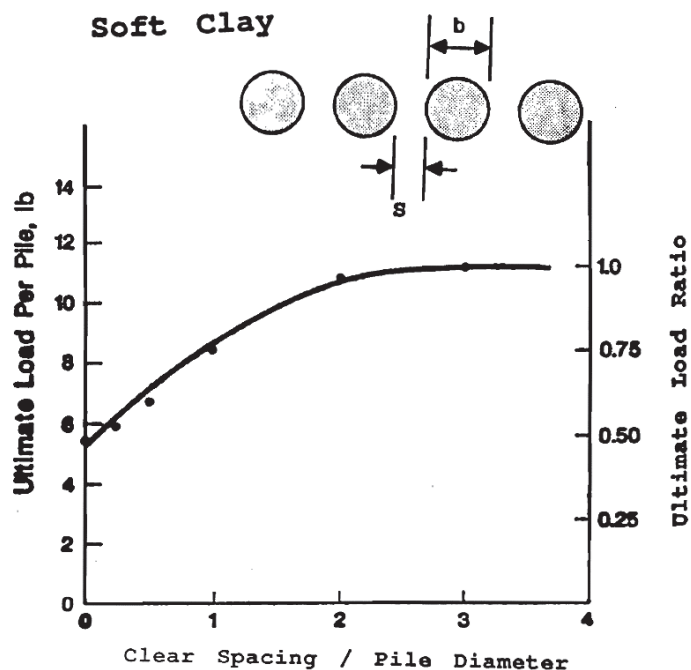
รูปที่ 2.11 ผลการทดสอบเสาเข็มในชั้นดินทราย (Wang and Reese, 1986)



รูปที่ 2.12 ผลการทดสอบเสาเข็มในชั้นดินเหนียว (Wang and Reese, 1986)

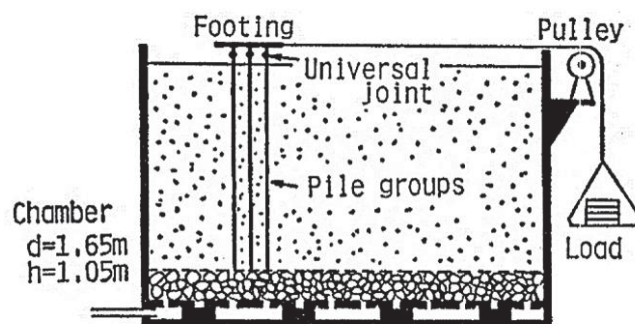


รูปที่ 2.13 ผลการทดสอบเสาเข็มที่แปรผันระยะห่างในชั้นดินเหนียว (Wang and Reese, 1986)



รูปที่ 2.14 อัตราส่วนแรงประลัยของการทดสอบเสาเข็มในชั้นดินเหนียว (Wang and Reese, 1986)

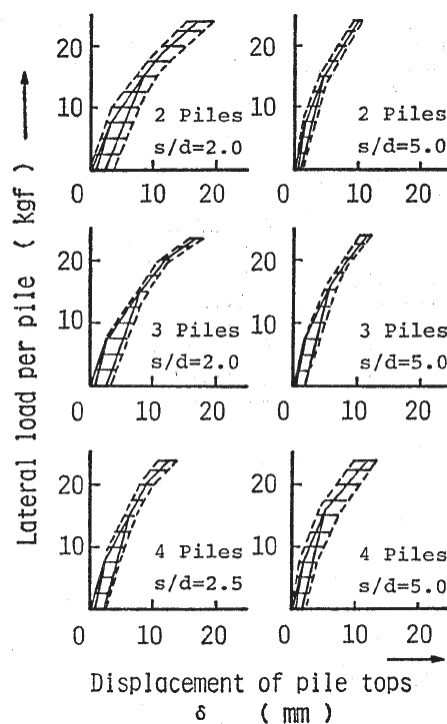
งานวิจัยของ (Shibata et al., 1989) ได้ทำการทดสอบเสาเข็มจำนวน 2 กลุ่มในห้องปฏิบัติการ เสาเข็มทดสอบมีความยาว 800 มิลลิเมตร ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางเท่ากับ 20 มิลลิเมตร สำหรับเสาเข็มท่ออลูมิเนียม และ 22 มิลลิเมตร สำหรับท่อพลาสติก chlorinated vinyl โดยให้แรงกระทำด้านข้างผ่าน plate ซึ่งหัวเสาเข็มสามารถหมุนได้แบบไม่ยึดรั้ง (unrestrained rotation) ดังในรูปที่ 2.15 โดยทำการทดสอบด้วยแปรงฝั้นระยะห่างระหว่างเสาเข็มในกลุ่มเท่ากับ 2, 2.5, และ 5 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเสาเข็ม และทำการทดสอบเสาเข็มเดี่ยวสำหรับเทียบหาประสิทธิภาพกลุ่มด้วย การทดสอบแบ่งลักษณะการจัดเรียงเสาเข็มในกลุ่มดังตารางที่ 2.3 โดยทำการทดสอบเสาเข็มในชั้นดินทรายสม่ำเสมอที่มีอัตราส่วนช่องว่างเฉลี่ย 0.76 และมีปริมาณความชื้นร้อยละ 3.1 โดยผลการทดสอบเป็นความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและการเคลื่อนตัวในแนวนอนของหัวเสาเข็มดังในรูปที่ 2.16 และคำนวณหาประสิทธิภาพแบ่งตามลักษณะการจัดเรียงที่คำนวณได้เป็นความสัมพันธ์ระหว่างประสิทธิภาพกลุ่มของเสาเข็มและอัตราส่วนระยะห่างระหว่างเสาเข็มต่อขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางเสาเข็ม ดังรูปที่ 2.17 สรุปผลการทดสอบได้ดังตารางที่ 2.4 และสามารถสรุปผลการศึกษาได้ว่า การจัดเรียงแบบ side-by-side ที่มีระยะห่างระหว่างจุดศูนย์กลางของเสาเข็มตั้งแต่ 3 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางเสาเข็มขึ้นไป จะส่งผลให้เสาเข็มมีพฤติกรรมใกล้เคียงเสาเข็มเดี่ยว ส่วนการจัดเรียงแบบ in-line ที่มีระยะห่างระหว่างจุดศูนย์กลางของเสาเข็มตั้งแต่ 5 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางขึ้นไป ส่งผลให้เสาเข็มในกลุ่มไม่เกิดผลกระทบจากปรากฏการณ์ของเงา (shadow effect)



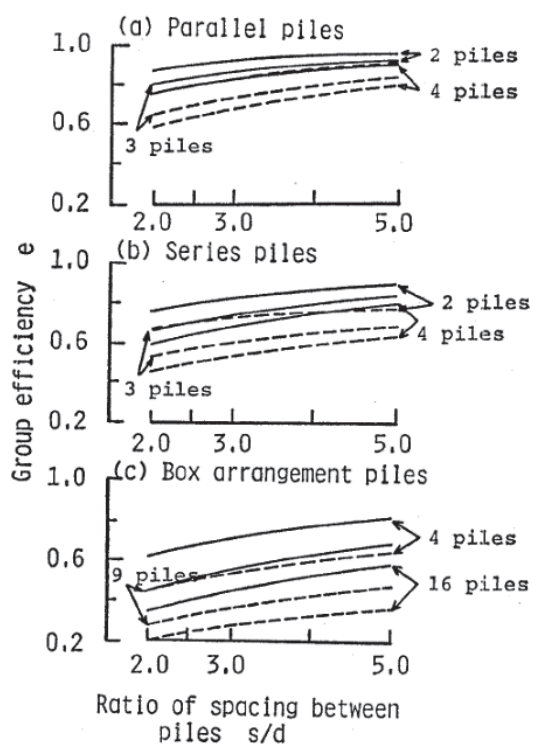
รูปที่ 2.15 การติดตั้งเครื่องมือทดสอบในห้องปฏิบัติการ (Shibata et al., 1989)

ตารางที่ 2.3 การทดสอบเสาเข็มในห้องปฏิบัติการ (Shibata et al., 1989)

	Arrangement	Number of piles	Ratio of pile spacing s/d	
Exp.A Aluminium pipe	Parallel Series	2,3,4	2.0, 2.5, 5.0	Parallel
	Box	4,9,16		Series
Exp.B Chlorized-vinyl pipe	Box	4	1.8, 2.3, 4, 1	Box
		9,16	6.8, 9.1	
			1.8, 2.3, 4, 6	



รูปที่ 2.16 ผลการทดสอบเสาเข็มในห้องปฏิบัติการ (Shibata et al., 1989)



รูปที่ 2.17 ประสิทธิภาพของเสาเข็มที่ทดสอบในห้องปฏิบัติการ (Shibata et al., 1989)

ตารางที่ 2.4 ประสิทธิภาพเสาเข็มกลุ่มแบบ side-by-side (Shibata et al., 1989)

Center-to-center spacing, diameters	Efficiency of leading piles	Efficiency of trailing piles	Efficiency of side-by side piles
2	1.00	0.87	0.64
2.5	1.00	0.80	0.75
5	1.00	0.92	1.00

2.2.2 การทดสอบเสาเข็มรับแรงด้านข้างในสนาม

งานวิจัยของ (Schmidt, 1981, 1985) ทำการทดสอบในสนามกับเสาเข็มเจาะเดี่ยว ทำด้วยวัสดุคอนกรีตเสริมเหล็ก ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 1.2 เมตร ความยาว 28 เมตร โดยมีระยะห่างระหว่างจุดศูนย์กลางของเสาเข็มเป็น 2.42 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง ทดสอบในชั้นหินแกรนิตผุ (very weathered granite) และยังมีการทดสอบในลักษณะเดียวกันโดยเปลี่ยนระยะห่างเป็น 1.33 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง ความยาว 16 เมตร ในชั้นดินทรายแป้ง (silt) และดินมาร์ล (marl) นอกจากนี้ยังมีการทดสอบเสาเข็มกลุ่มที่มีระยะห่างเท่ากับ 2 และ 3 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง ความยาว 8.5 เมตร โดยการทดสอบทั้งหมดเป็นการจัดเรียงแบบ in-line และมีการทดสอบเสาเข็มเดี่ยวเพื่อเทียบหาประสิทธิภาพกลุ่มด้วย ผลทดสอบเป็นไปตามตารางที่ 2.5

ตารางที่ 2.5 ประสิทธิภาพของเสาเข็มกลุ่มแบบ in-line (Schmidth, 1981,1985)

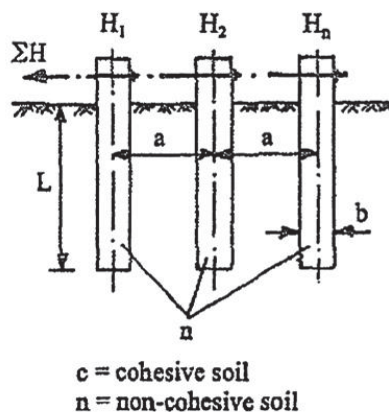
Penetration, diameters	Center-to-center spacing, diameters	Number of piles	Individual pile efficiencies*	Group efficiency
23.3	2.42	2	0.73,0.94,	0.84
13.3	1.33	2	0.73,0.98	0.85
7.1	2.0	2	0.69,0.83	0.76
7.1	3.0	2	0.83,0.86	0.85

*Leading pile on right

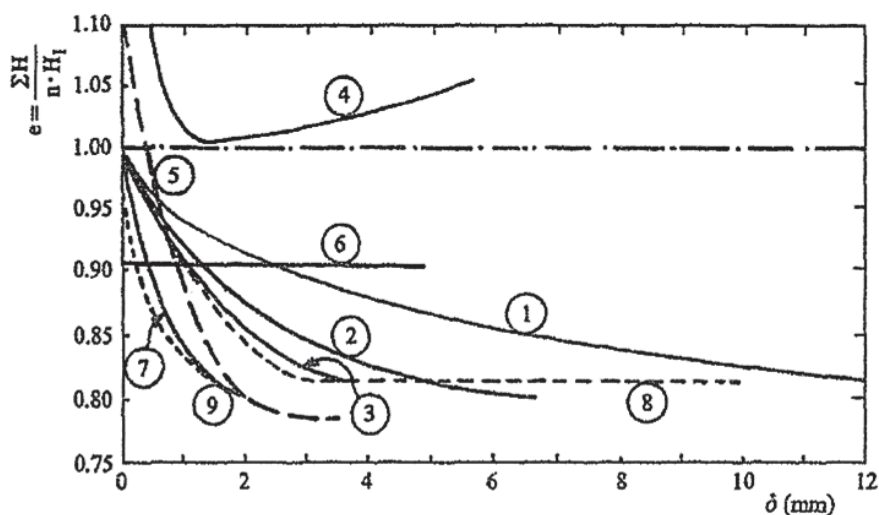
นอกจากนี้ผู้วิจัยเดียวกันยังได้นำเสนอผลการทดสอบเสาเข็มเจาะแบบจัดเรียงแบบ in-line จำนวน 9 ผลทดสอบ โดยแปรผันขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง, ความยาวเสาเข็ม, จำนวนเสาเข็มในกลุ่ม, และชนิดของดิน ดังตารางที่ 2.6 หลังการทดสอบได้เสนอผลการคำนวณประสิทธิภาพกลุ่ม ส่วนรูปที่ 2.18 เป็นรูปแบบการจัดเรียงเสาเข็มในการทดสอบนี้ และรูปที่ 2.19 เป็นผลการทดสอบที่ชี้ให้เห็นว่าประสิทธิภาพกลุ่มมีค่าอยู่ระหว่าง 0.80 ถึง 0.85 ที่การโก่งตัวประมาณ 8 มิลลิเมตร จากผลทดสอบข้างต้น สามารถสรุปได้ว่า ประสิทธิภาพกลุ่มจะประกอบไปด้วยผลกระทบของดิน ล้อมรอบ, ระยะห่าง, และความยาวของเสาเข็ม หากพิจารณาผลกระทบของการจัดเรียงแบบกลุ่ม พบว่าจะไม่มีผลของผลกระทบกลุ่มเมื่อมีการจัดเรียงเสาเข็มกลุ่มแบบ in-line ที่ระยะห่างระหว่างจุดศูนย์กลางของเสาเข็มตั้งแต่ 3 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเสาเข็มขึ้นไป ส่วนระยะห่างที่น้อยกว่า 3 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเสาเข็มนั้น จะส่งผลให้เสาเข็มต้นนำ (leading pile) มีพฤติกรรมคล้ายกับเสาเข็มเดี่ยว และประสิทธิภาพกลุ่มถูกกำหนดโดยเสาเข็มต้นตาม (trailing pile) เนื่องจากเป็นเสาเข็มที่มีการเคลื่อนตัวมากที่สุด ส่วนการเคลื่อนตัวของเสาเข็มในกลุ่มที่มีความใกล้เคียงกันเป็นผลมาจากความแข็งแกร่งของ pile cap ที่ยึดรั้งหัวเสาเข็มไว้ ส่วนประสิทธิภาพกลุ่มจะขึ้นอยู่กับขนาดของแรงกระทำด้วย กล่าวคือ เมื่อแรงกระทำน้อยจะส่งผลให้ประสิทธิภาพกลุ่มมีค่าเข้าใกล้ 1.0 และเมื่อแรงกระทำน้อยประสิทธิภาพของกลุ่มจะมีค่าเข้าใกล้ 0.80

ตารางที่ 2.6 การทดสอบเสาเข็มกลุ่มแบบ in-line (Schmidth, 1985)

Number of test	Number of piles	Diameter (m)	Length (m)	$\frac{s}{b}$	Soil type
1	2	1.0	5.0	2.0	n
2	2	1.2	8.5	2.0	n
3	2	1.35	8.5	2.2	n
4	2	1.2	8.5	3.0	n
5	3	1.35	8.5	2.2	n
6	2	1.2	12.5	4.0	c, n
7	2	1.2	28.0	2.4	c, n
8	2	1.2	16.0	1.33	c
9	2	1.2	25.0	1.67	c



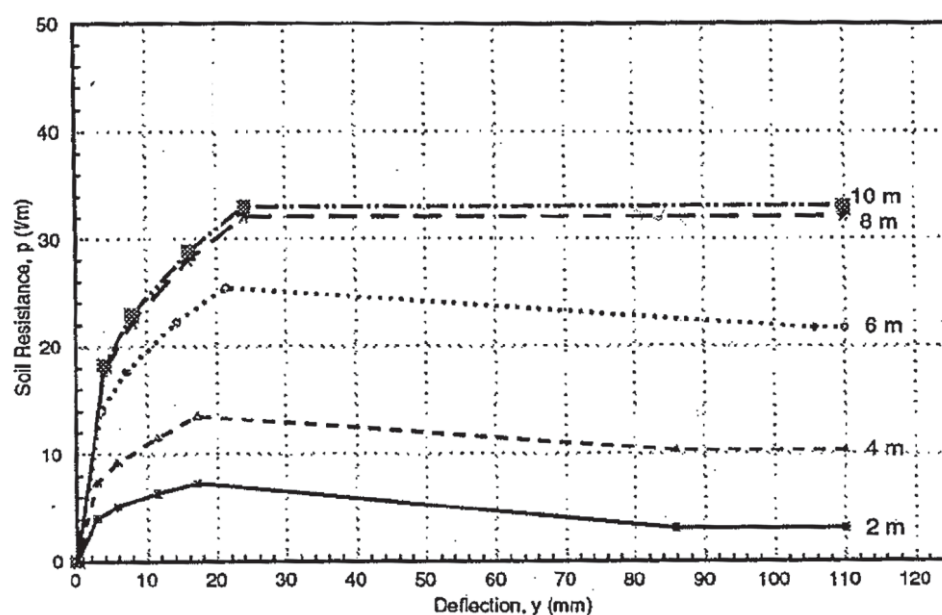
รูปที่ 2.18 การทดสอบเสาเข็มกลุ่มจัดเรียงแบบ in-line (Schmidth, 1985)



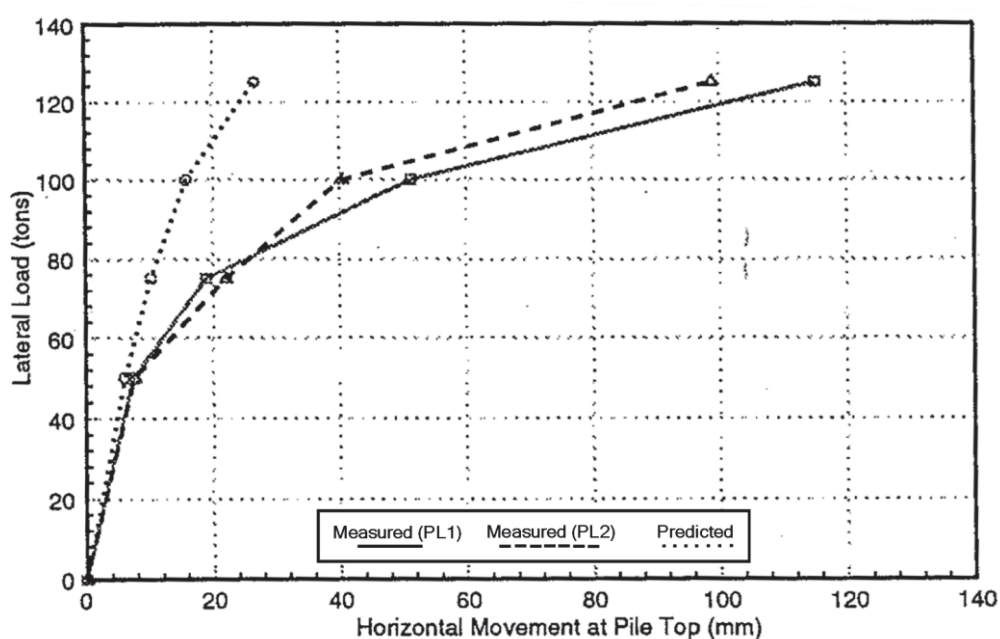
รูปที่ 2.19 ประสิทธิภาพของเสาเข็มกลุ่มแบบ in-line (Schmidth, 1985)

สำหรับการทดสอบเสาเข็มขนาดใหญ่ในชั้นดินเหนียวกรุงเทพฯ มีงานวิจัยของ (Wachiraprakarnpong, 1993) ได้ศึกษาพฤติกรรมการรับแรงกระทำด้านข้างโดยการทดสอบในสนามกับเสาเข็มเดี่ยว (เสาเข็มหมายเลข PL1 และ PL2) ด้วยแรงกระทำขนาด 500, 750, 1000, และ 1500 กิโลนิวตัน และเสาเข็มกลุ่ม 2 ต้น (เสาเข็มหมายเลข PL3 และ PL4) กับแบบ 3 ต้น (เสาเข็มหมายเลข PL5, PL6, และ PL7) ด้วยแรงกระทำขนาด 500, 750, 1000, 1500, 2000, 2500, 3000, 3500, และ 4000 กิโลนิวตัน เสาเข็มที่ทดสอบเป็นเสาเข็มคอนกรีตเสริมเหล็กขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 1.5 เมตร ความยาวเสาเข็ม 36.20 เมตร บริเวณสถานีกลางบางซื่อ เขตจตุจักร กรุงเทพมหานคร ในงานวิจัยดังกล่าวมีการใช้วิธี p-y curve ของ (Matlock, 1970) เพื่อคำนวณหน่วยแรงต้านทานด้านข้างของดินต่อหนึ่งหน่วยความยาวที่มีความลึกต่าง ๆ ได้ดังรูปที่ 2.20 และยังคำนวณการเคลื่อนตัวแต่ละแรงกระทำของเสาเข็มเดี่ยวและเสาเข็มกลุ่มโดยใช้สมการที่เสนอโดย (Poulos, 1971) สำหรับรูปที่ 2.21, 2.22, และ 2.23 เป็นผลทำนาย load-deflection curve ของ

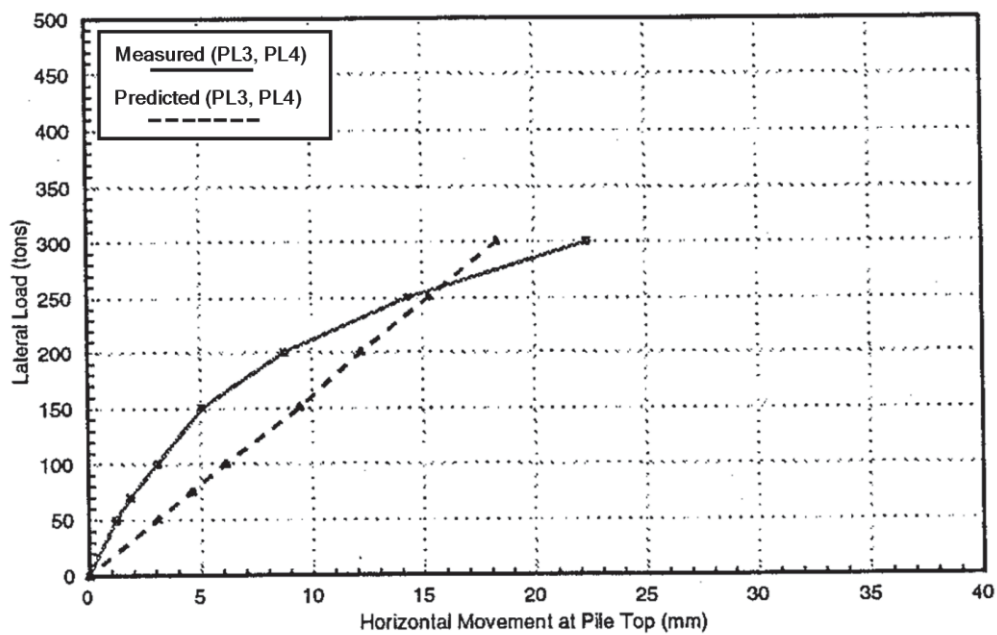
เสาเข็มเดี่ยวและเสาเข็มกลุ่ม F2, F3 ส่วนผลทดสอบในสนามที่เป็นการโก่งตัวของเสาเข็มแปรผันกับความลึกดังรูปที่ 2.24 สำหรับเสาเข็มเดี่ยวหมายเลข PL1 และ PL2 ดังรูปที่ 2.25 สำหรับเสาเข็มกลุ่มหมายเลข PL3, PL4 และดังรูปที่ 2.26 สำหรับเสาเข็มกลุ่มหมายเลข PL5, PL6, และ PL7 สำหรับผลการทำนายการเคลื่อนตัวของเสาเข็มเดี่ยวและเสาเข็มกลุ่มนั้นมีค่าน้อยกว่าและมากกว่าเมื่อเทียบกับผลทดสอบในสนามตามลำดับ



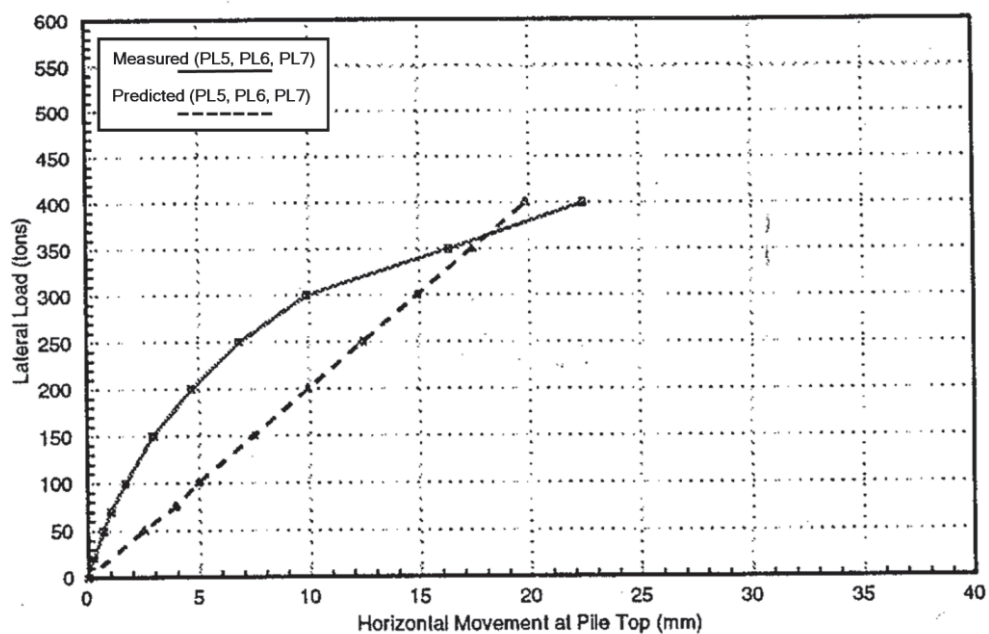
รูปที่ 2.20 ผลคำนวณ p-y curve ของเสาเข็มเดี่ยว (Wachiraprakampong, 1993)



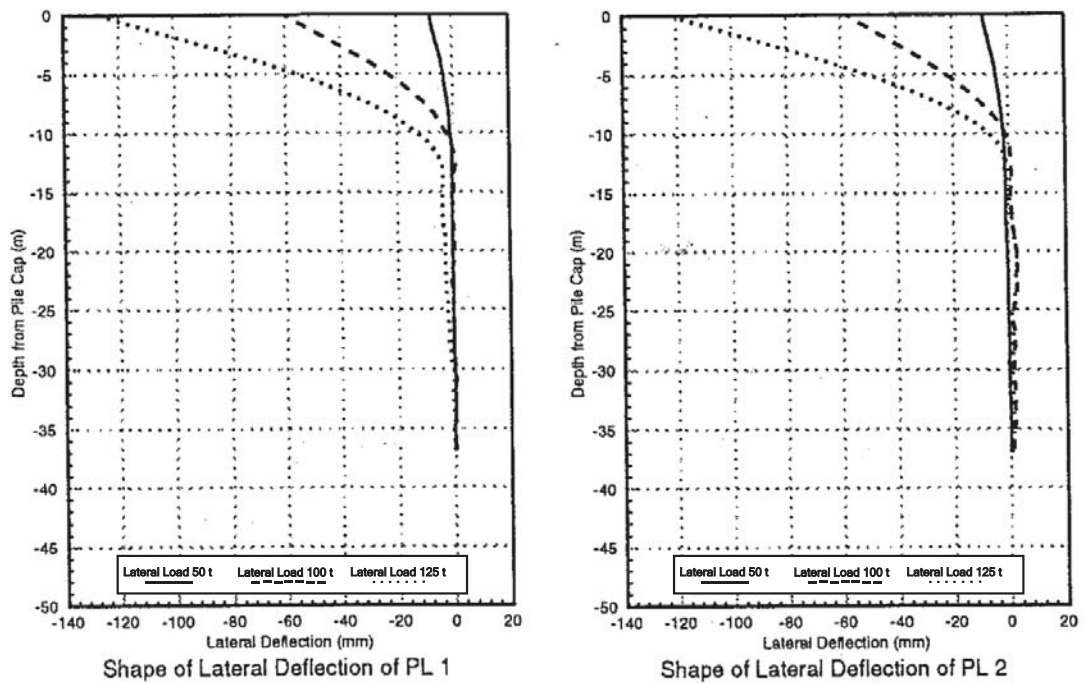
รูปที่ 2.21 ผลทำนาย load-deflection curve เสาเข็มเดี่ยว (Wachiraprakampong, 1993)



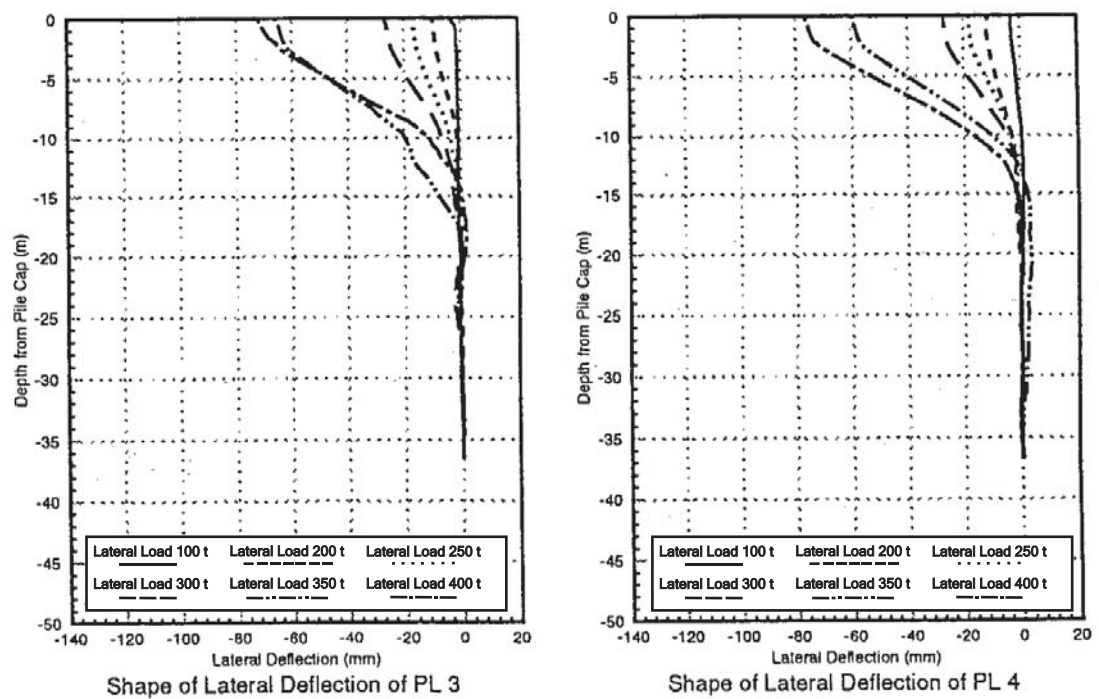
รูปที่ 2.22 ผลทำนาย load-deflection curve เสาเข็มกลุ่ม F2 (Wachiraprakampong, 1993)



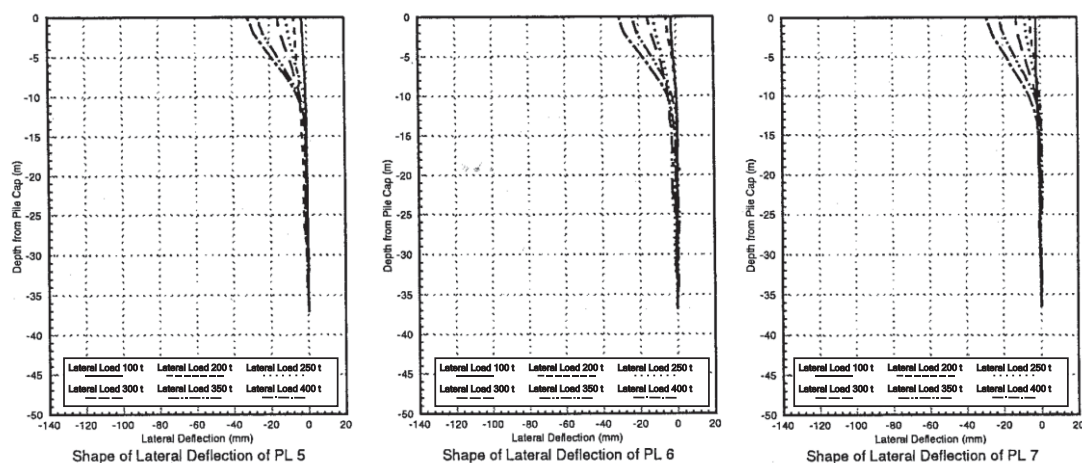
รูปที่ 2.23 ผลทำนาย load-deflection curve เสาเข็มกลุ่ม F3 (Wachiraprakampong, 1993)



รูปที่ 2.24 ผลทดสอบเสาเข็มเดี่ยว PL1 และ PL2 (Wachiraprakarnpong, 1993)

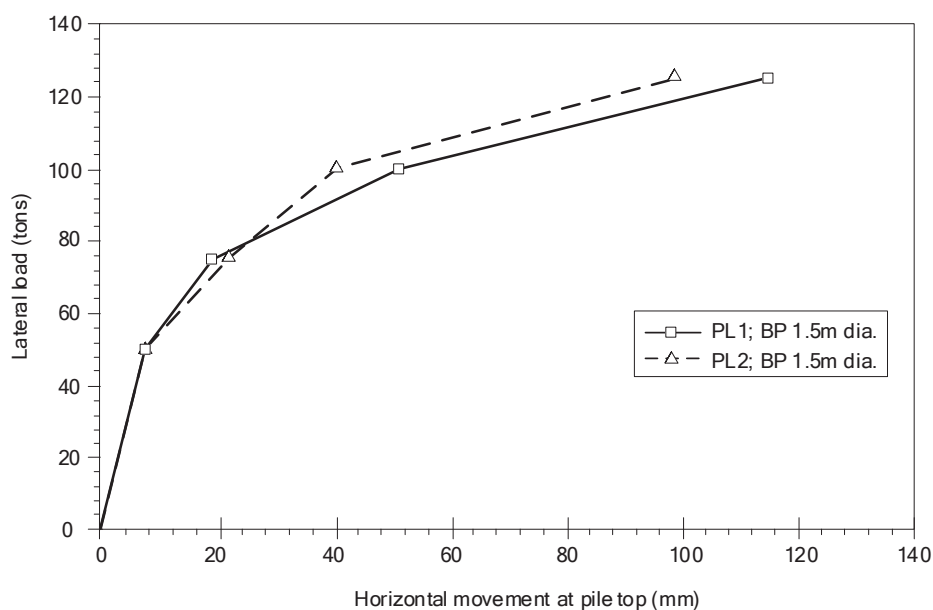


รูปที่ 2.25 ผลทดสอบเสาเข็มกลุ่ม PL3 และ PL4 (Wachiraprakarnpong, 1993)

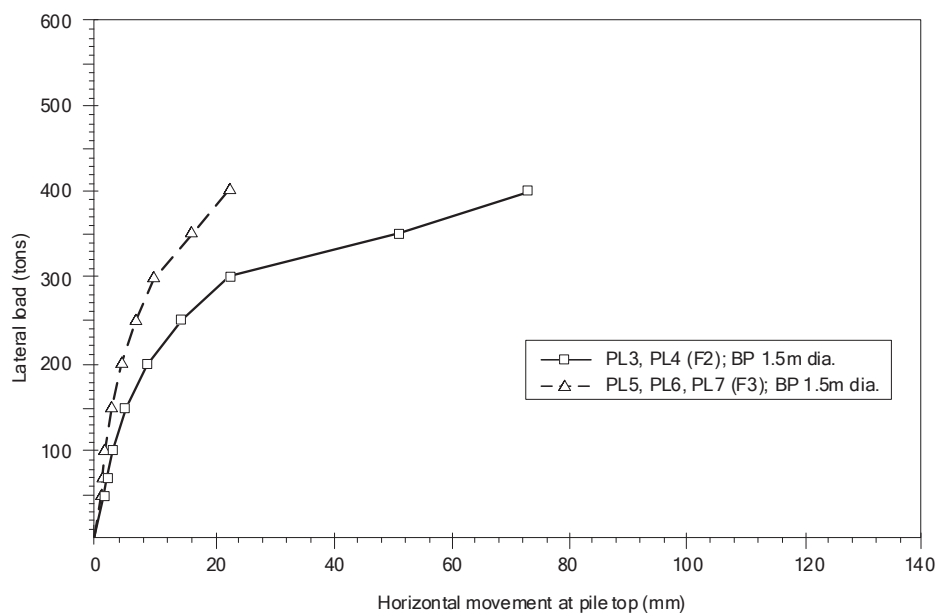


รูปที่ 2.26 ผลทดสอบเสาเข็มกลุ่ม PL5, PL6, และ PL7 (Wachiraprakarnpong, 1993)

สำหรับผลการศึกษาเป็นดังกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและการเคลื่อนตัวแนวนอน (load-displacement curve) ในรูปที่ 2.27 และรูปที่ 2.28 สำหรับเสาเข็มเดี่ยว และเสาเข็มกลุ่ม ตามลำดับ จะเห็นได้ว่า เสาเข็มเดี่ยวมีการเคลื่อนตัวในแต่ละแรงกระทำมีค่าใกล้เคียงกัน ส่วนเสาเข็มกลุ่มจะมีการเคลื่อนตัวต่างจากเสาเข็มเดี่ยว เนื่องจากการทดสอบเสาเข็มกลุ่มที่มีจำนวนเสาเข็มในกลุ่มต่างกัน ส่งผลให้ลักษณะการเคลื่อนที่ไม่มีความสมมาตรเหมือนกับเสาเข็มเดี่ยว โดยพบว่า เสาเข็มกลุ่ม F2 เกิดเคลื่อนตัวมากกว่าเสาเข็มกลุ่ม F3 เนื่องจากเสาเข็มกลุ่ม F2 นั้นมีแรงกระทำต่อเสาเข็มหนึ่งต้นมากกว่าเสาเข็มกลุ่ม F3 ประกอบกับมีการยึดรั้งหัวเสาเข็มเข้ากับ pile cap ที่ส่งผลให้พฤติกรรมของเสาเข็มกลุ่มนั้นต่างจากเสาเข็มเดี่ยว

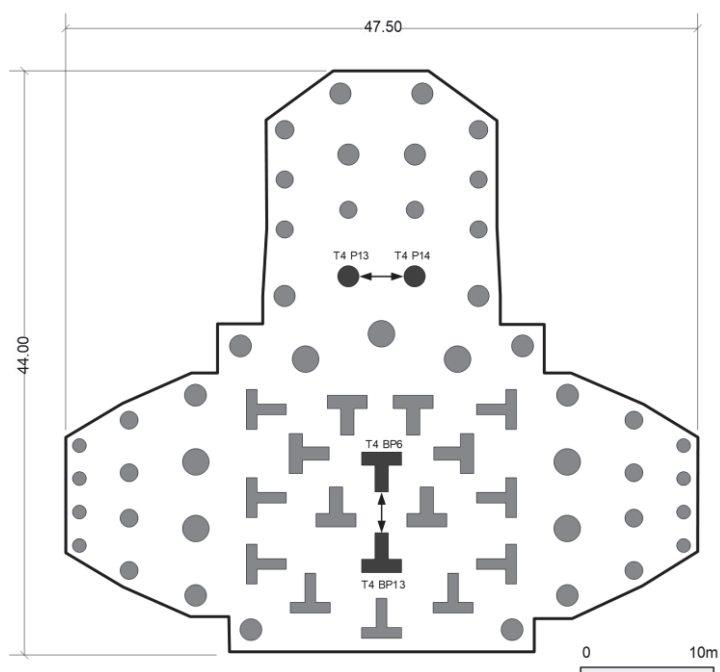


รูปที่ 2.27 load-displacement curve เสาเข็มเดี่ยว (Wachiraprakarnpong, 1993)

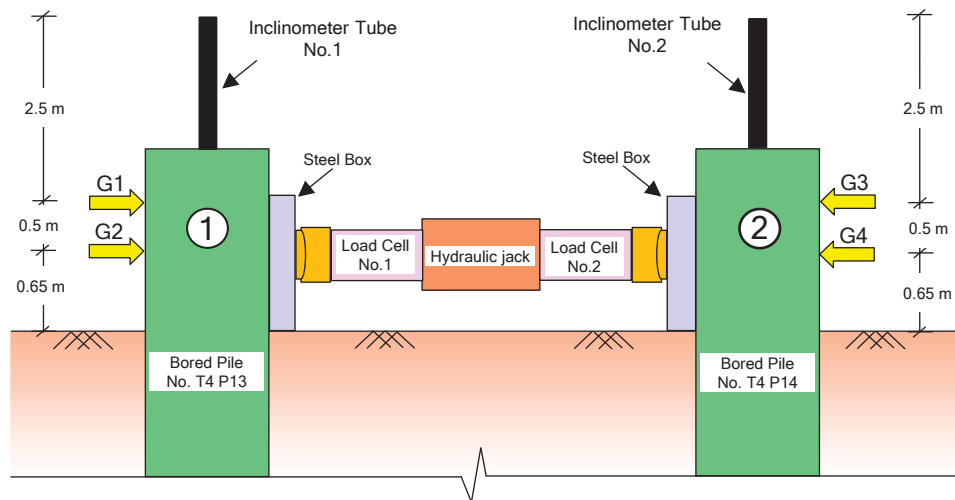


รูปที่ 2.28 load-displacement curve เสาเข็มกลุ่ม (Wachiraprakarnpong, 1993)

นอกจากนี้ยังมีงานวิจัยของ (Submanee Wong, 2009) ได้เสนอผลการทดสอบเสาเข็มเจาะขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 1.65 เมตร และเสาเข็มแบบเรีตรูปตัวทีซึ่งมีปีกขนาด 1 เมตร x 3 เมตร และส่วนเอวมีขนาด 1 เมตร x 2 เมตร ความยาวเสาเข็ม 56 เมตร ในชั้นดินกรุงเทพของโครงการ Millennium Residence บริเวณซอยสุขุมวิท 20 เขตคลองเตย กรุงเทพมหานคร โดยมีผังตำแหน่งทดสอบดังรูปที่ 2.29 โดยติดตั้งเครื่องมือทดสอบและการทดสอบในสนาม ดังรูปที่ 2.30 กับ 2.31 สำหรับเสาเข็มเจาะ และรูปที่ 2.32 กับรูปที่ 2.29 สำหรับเสาเข็มแบบเรีตรูปตัวที



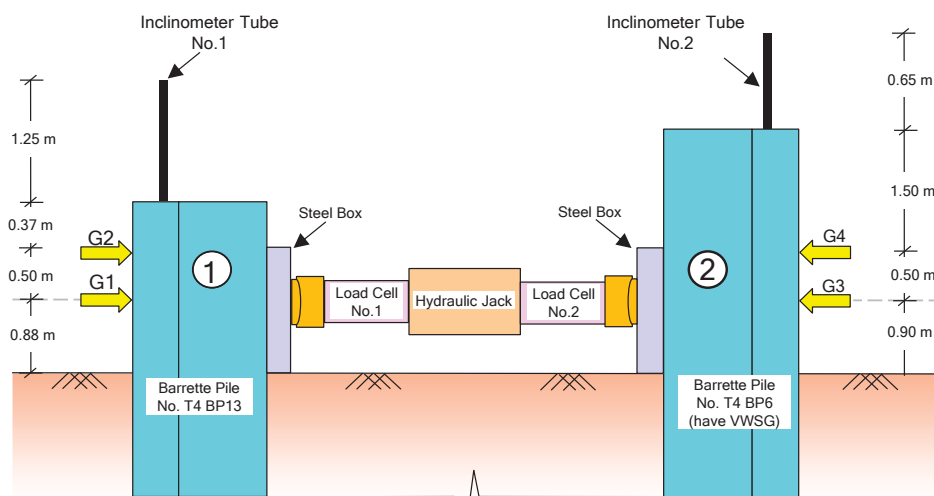
รูปที่ 2.29 ผังฐานรากอาคาร Millennium Residence (Submanee Wong, 2009)



รูปที่ 2.30 การติดตั้งเครื่องมือทดสอบเสาเข็มเจาะ (Submaneewong, 2009)



รูปที่ 2.31 การทดสอบเสาเข็มเจาะในสนาม (Submaneewong, 2009)

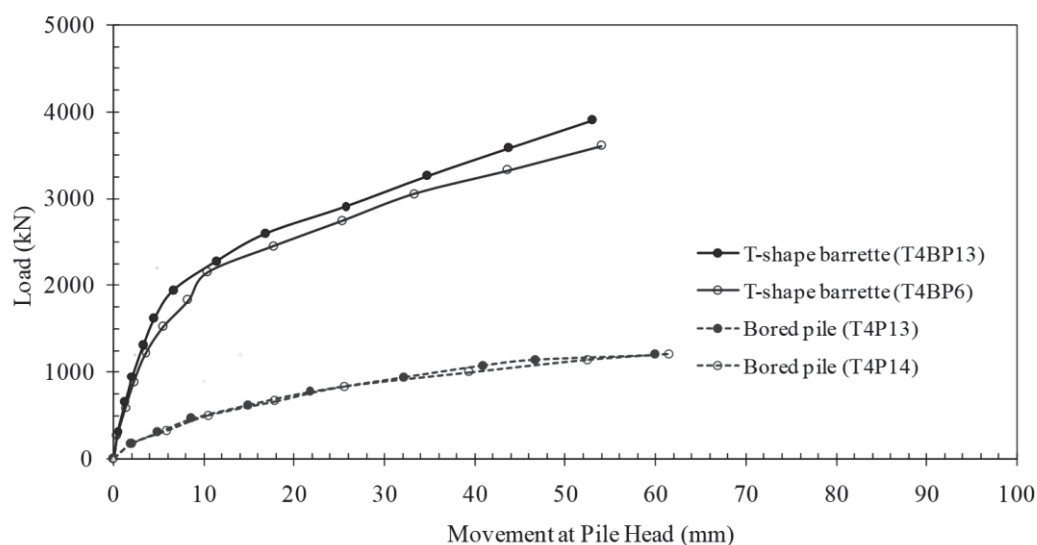


รูปที่ 2.32 การติดตั้งเครื่องมือทดสอบเสาเข็มแบบเรีตูปตัวที่ (Submaneeewong, 2009)



รูปที่ 2.33 การทดสอบเสาเข็มแบบเรีตูปตัวที่ในสนาม (Submaneeewong, 2009)

สำหรับผลการทดสอบเสาเข็มเจาะและเสาเข็มแบบเรีตูปตัวที่ในสนามเป็นความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและการเคลื่อนตัวในแนวนอน ดังรูปที่ 2.34 เมื่อพิจารณาลักษณะการเปลี่ยนแปลงรูปร่าง พบว่าเสาเข็มแบบเรีตูปตัวที่มีความสามารถในการต้านทานแรงกระทำด้านข้างสูงกว่าเสาเข็มเจาะประมาณ 3 เท่า โดยเสาเข็มแบบเรีตูปตัวที่เกิดการเปลี่ยนแปลงรูปร่างน้อยมากในช่วงแรกถึงแรงกระทำประมาณ 2000 กิโลนิวตัน ต่างจากเสาเข็มเจาะที่มีการเปลี่ยนแปลงรูปร่างอย่างสม่ำเสมอและไม่พบจุดเปลี่ยนแปลงที่ชัดเจนเหมือนเสาเข็มแบบเรีตูปตัวที่



รูปที่ 2.34 ผลการทดสอบเสาเข็มในชั้นดินกรุงเทพฯ (Submanee Wong, 2009)

2.3 วิธี p-y curve

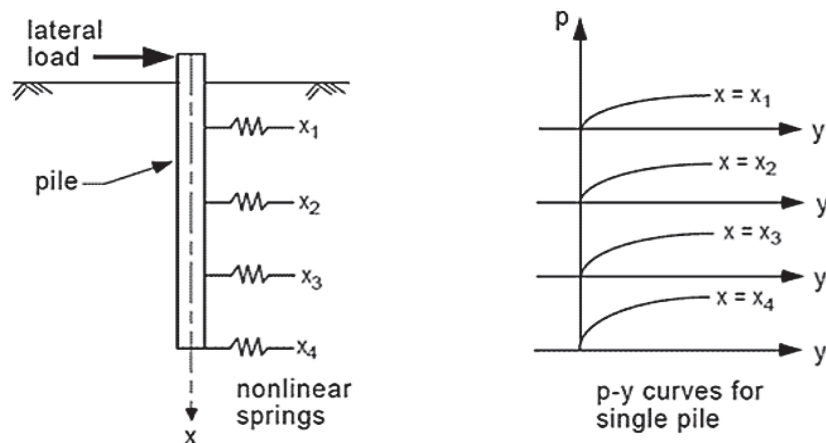
สำหรับวิธี p-y curve นั้นถูกประยุกต์มาจากหลักการของคานที่ถูกรองรับโดยสปริง (beam on spring) ที่ค้นพบโดย (Winkler, 1867) โดยสมมติว่าดินที่ล้อมรอบเป็นสปริงอิสระและมีพฤติกรรมไม่เชิงเส้นตรง ส่วนเสาเข็มมีความยาวอนันต์และสมมติให้เป็นคานยึดหยุ่นซึ่งพฤติกรรมไม่เชิงเส้นของสปริงอิสระนี้สามารถแสดงความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงต้านของดินต่อหนึ่งหน่วยความยาว (p) และการโก่งตัวของเสาเข็ม (y)

Matlock (1970) ได้เสนอวิธีคำนวณเพื่อสร้าง soil resistance-deflection curve (p-y curve) สำหรับเสาเข็มเหล็กแบบท่อกลม (cylindrical steel pipe piles) ขนาดเล็กที่ติดตั้งในชั้นดินเหนียว ในรูปของสมการยกกำลัง โดยลักษณะกราฟได้ถูกปรับ (fit-curve) โดยอาศัยผลการทดสอบ ดังสมการที่ 2.1

$$p = 0.5 p_u \left(\frac{y}{y_c} \right)^{0.33} \quad (2.1)$$

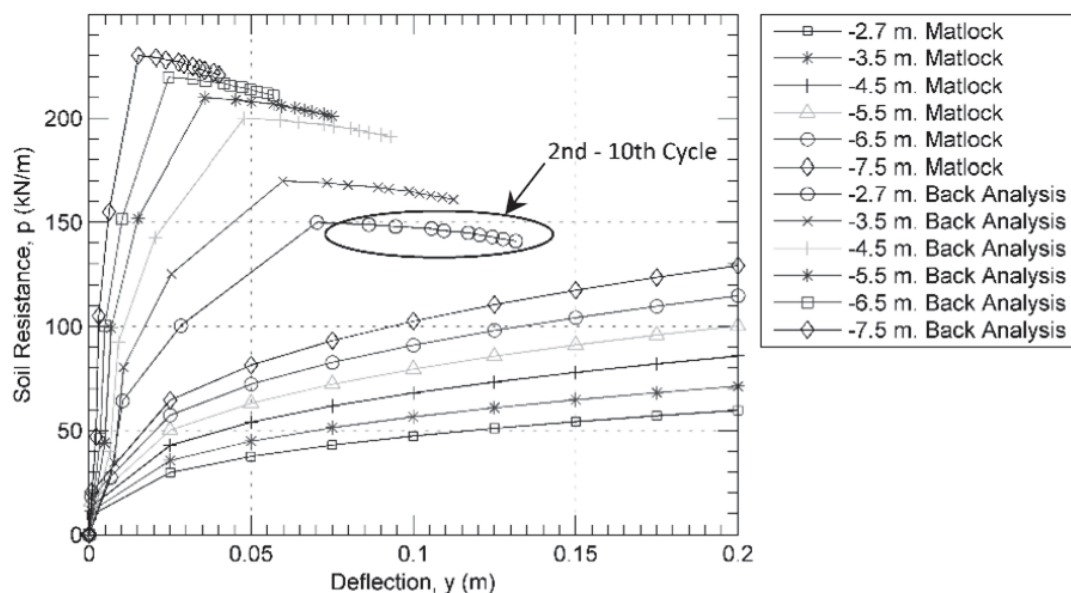
- เมื่อ p คือ หน่วยแรงต้านของดินต่อหนึ่งหน่วยความยาว
 p_u คือ หน่วยแรงต้านประลัยของดินต่อหนึ่งหน่วยความยาว
 y คือ ค่าเคลื่อนตัวของเสาเข็มต่อหนึ่งหน่วยความยาว
 y_c คือ การเคลื่อนตัวของหัวเสาเข็มอ้างอิง

เพื่อหลีกเลี่ยงการแก้ปัญหาเชิงอนุพันธ์อันดับสูง ค่าความชันของ p-y curve จึงนิยามเป็น secant modulus (E_s) สามารถเขียนได้เป็นรูปความสัมพันธ์ของ $E_s = p/y$ ดังในรูปที่ 2.35



รูปที่ 2.35 การจำลองเสาเข็มด้วยวิธี p-y curve (Reese, 1997)

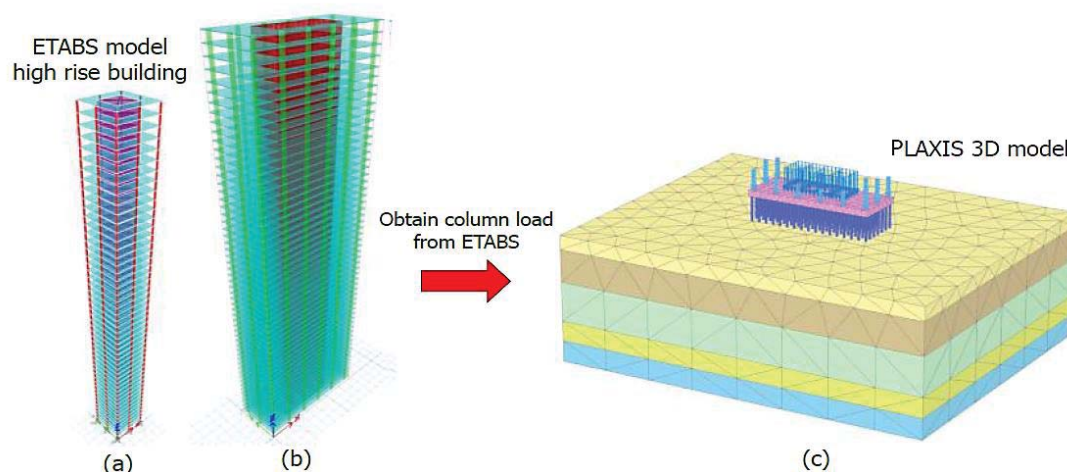
งานวิจัยของ (Thipsumontha et al., 2016) ได้ทำการศึกษาพฤติกรรมของปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและเสาเข็มแบบเรตขนาด 0.8 เมตร x 2 เมตร ของโครงการรถไฟฟาสายสีเขียว (ส่วนต่อขยายเบริง - สมุทรปราการ) โดยจำลองข้อมูลเสาเข็มและดินล้อมรอบด้วยซอฟต์แวร์ LPILE สำหรับการสร้าง p-y curve โดยใช้วิธีกำหนดค่าความสัมพันธ์ของโมเมนต์ดัดที่เพิ่มขึ้นแปรผกผันกับสติฟเนสการดัดที่ลดลง ผลการศึกษาพบว่า ค่าหน่วยแรงต้านทานดินต่อหนึ่งหน่วยความยาว (p) ที่ได้จากการวิเคราะห์หักกลับนั้นมีค่าสูงกว่าวิธีของ (Matlock, 1970) ประมาณ 3 - 5 เท่า ดังรูปที่ 2.36



รูปที่ 2.36 เปรียบเทียบ p-y curve กับผลวิเคราะห์หักกลับ (Thipsumontha et al., 2016)

การศึกษาของ (Matlock, 1970) นั้นเป็นการศึกษาเสาเข็มเดี่ยวที่ทำจากเหล็กในชั้นดินเหนียว ซึ่งวัสดุดังกล่าวไม่ได้ถูกพิจารณาถึงพฤติกรรมการแตกร้าวเหมือนคอนกรีตเสริมเหล็ก เนื่องจากเหล็กมีสติฟเนสสูงกว่าคอนกรีตเสริมเหล็กมาก และในทางปฏิบัติเสาเข็มจะถูกใช้งานใน

ลักษณะเป็นเสาเข็มกลุ่ม ซึ่งทฤษฎี p-y curve ไม่สามารถอธิบายพฤติกรรมเสาเข็มที่มีความซับซ้อนดังกล่าวได้ สำหรับการศึกษาเสาเข็มกลุ่มมีงานวิจัยของ (ยอดตะวัน, 2562) ได้ทำการศึกษาพฤติกรรมการทรุดตัวของฐานรากเสาเข็มแผ่ของอาคารสูงด้วยซอฟต์แวร์ PLAXIS 3D ดังรูปที่ 2.37



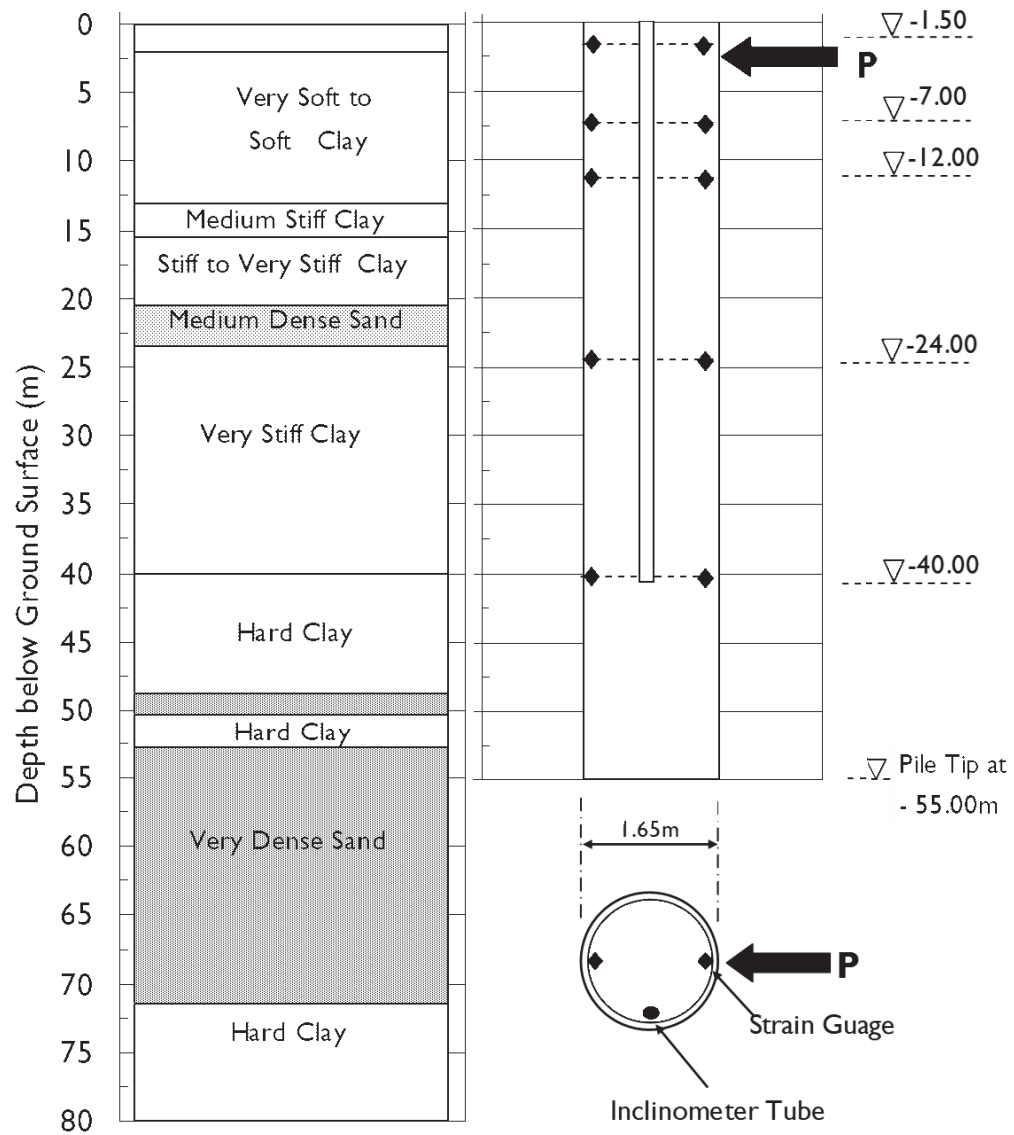
รูปที่ 2.37 การวิเคราะห์การทรุดตัวฐานรากเสาเข็มแผ่ของอาคารสูง (ยอดตะวัน, 2562)

2.4 การวิเคราะห์เสาเข็มที่รับแรงกระทำด้านข้างด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์

2.4.1 การวิเคราะห์เสาเข็มรับแรงกระทำด้านข้างในชั้นดินกรุงเทพ

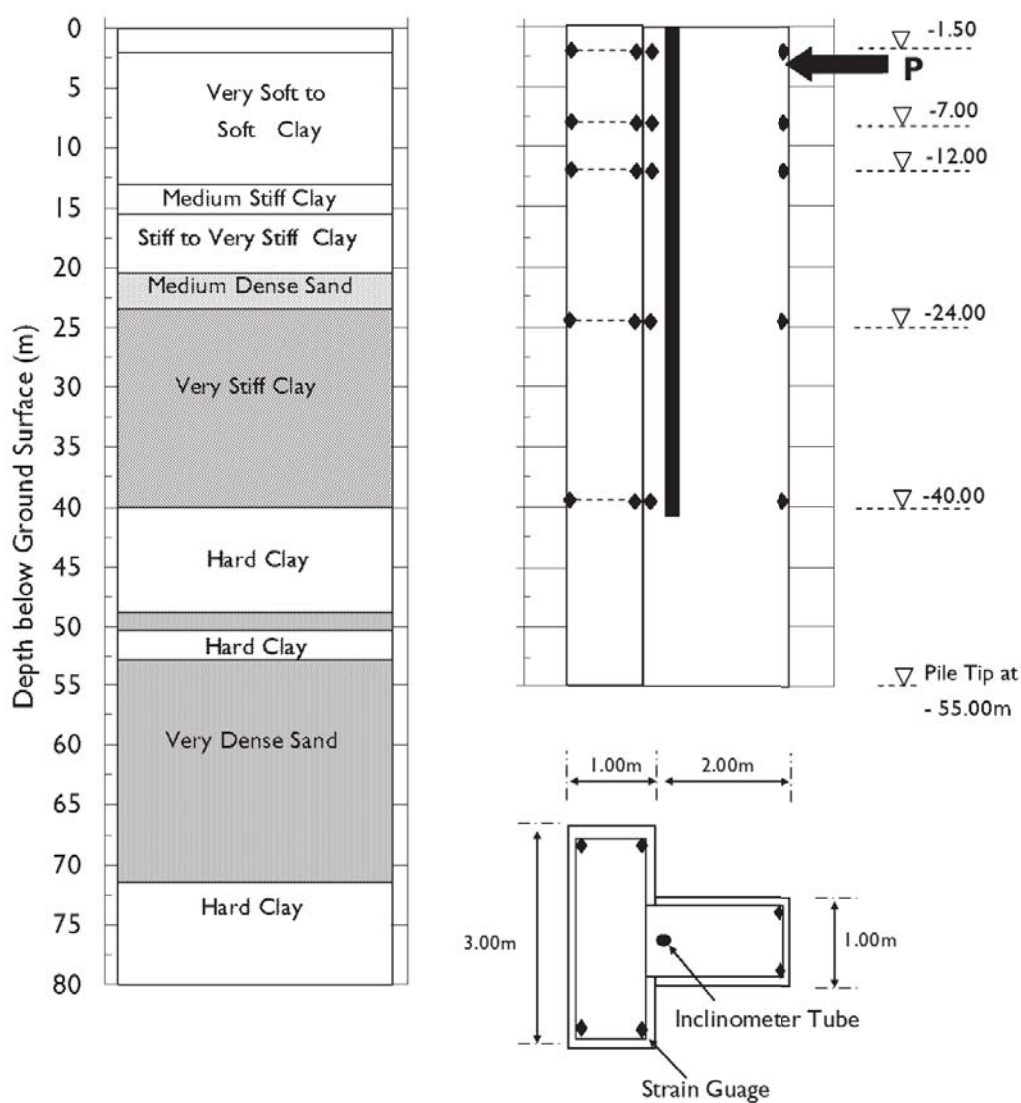
การวิเคราะห์เสาเข็มที่รับแรงด้านข้างในชั้นดินกรุงเทพโดยใช้ซอฟต์แวร์ไฟไนต์เอลิเมนต์ (Finite Element Method, FEM) นั้น มีงานวิจัยของ (Submanee Wong, 2009) ทำการศึกษาพฤติกรรมของเสาเข็มเจาะเดี่ยวขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 1.65 เมตร และเสาเข็มแบบเรีตรูปตัวที โดยมีปีกตัวทีขนาด 1 เมตร x 3 เมตร และเอวตัวทีมีขนาด 1 เมตร x 2 เมตร ความยาวเสาเข็ม 56 เมตร โดยลักษณะชั้นดินที่ใช้จำลองมีลักษณะเป็นชั้นดินกรุงเทพ และให้แรงกระทำที่ความลึก 2.5 และ 3 เมตรจากผิวดิน ดังรูปที่ 2.38 สำหรับเสาเข็มเจาะ และดังรูปที่ 2.39 สำหรับเสาเข็มแบบเรีตรูปตัวที

Soil Description



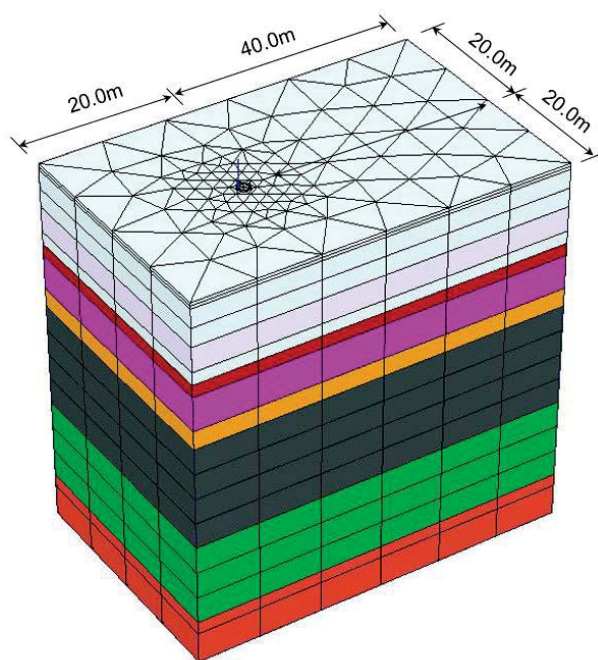
รูปที่ 2.38 การทดสอบในสนามสำหรับเสาเข็มเจาะ (Submanee Wong, 2009)

Soil Description

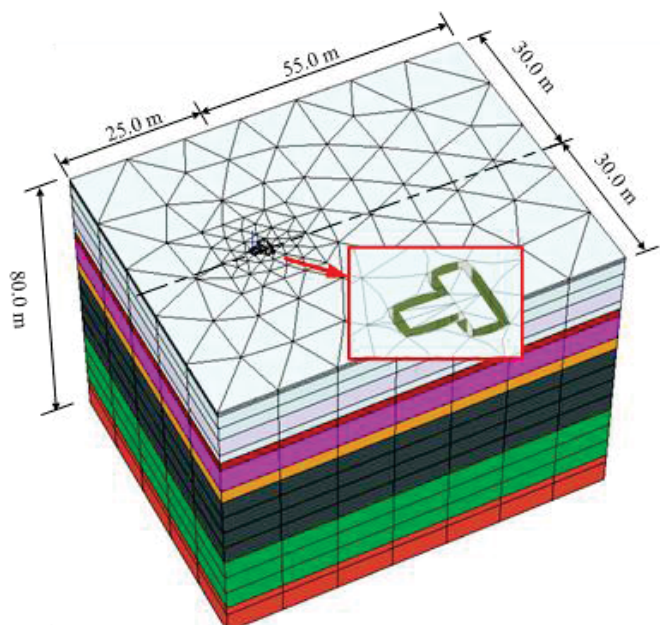


รูปที่ 2.39 การทดสอบในสนามสำหรับเสาเข็มแบบเรีตูปตัวที (Submaneeewong, 2009)

สำหรับการจำลองเสาเข็มและดินในซอฟต์แวร์ไฟไนต์เอลิเมนต์สามมิติ PLAXIS 3D มีการกำหนดขอบเขตดินที่ใช้ในการจำลองสำหรับเสาเข็มเจาะและเสาเข็มแบบเรีตูปตัวทีนั้นเป็นสี่เหลี่ยมผืนผ้าขนาด 60 เมตร x 40 เมตร และ 80 เมตร x 60 เมตร ตามลำดับ โดยการจำลองเสาเข็มทั้ง 2 รูปแบบโดยใช้ volume element กับแบบจำลองดิน Mohr-Coulomb soil model ดังรูปที่ 2.40 สำหรับเสาเข็มเจาะ และดังรูปที่ 2.41 สำหรับเสาเข็มแบบเรีตูปตัวที



รูปที่ 2.40 การวิเคราะห์เสาค้ำเข้มน้ำด้วย PLAXIS 3D (Submanee Wong, 2009)



รูปที่ 2.41 การวิเคราะห์เสาค้ำเข้มน้ำแบบเรีตรูปตัวทีด้วย PLAXIS 3D (Submanee Wong, 2009)

สำหรับการกำหนดคุณสมบัติและพารามิเตอร์สำหรับแบบจำลองดิน Mohr-Coulomb soil model ในซอฟต์แวร์ PLAXIS 3D เพื่อทำนายพฤติกรรมของเสาค้ำเข้มน้ำภายใต้แรงกระทำด้านข้าง ดังตารางที่ 2.7 สำหรับเสาค้ำเข้มน้ำเดี่ยว และตารางที่ 2.8 สำหรับเสาค้ำเข้มน้ำแบบเรีตรูปตัวที สำหรับข้อมูลผลทดสอบดินเหมือนกัน โดยต่างกันที่สัณฐานของดินที่ใช้ในการวิเคราะห์พฤติกรรมของเสาค้ำเข้มน้ำแต่ละชนิด

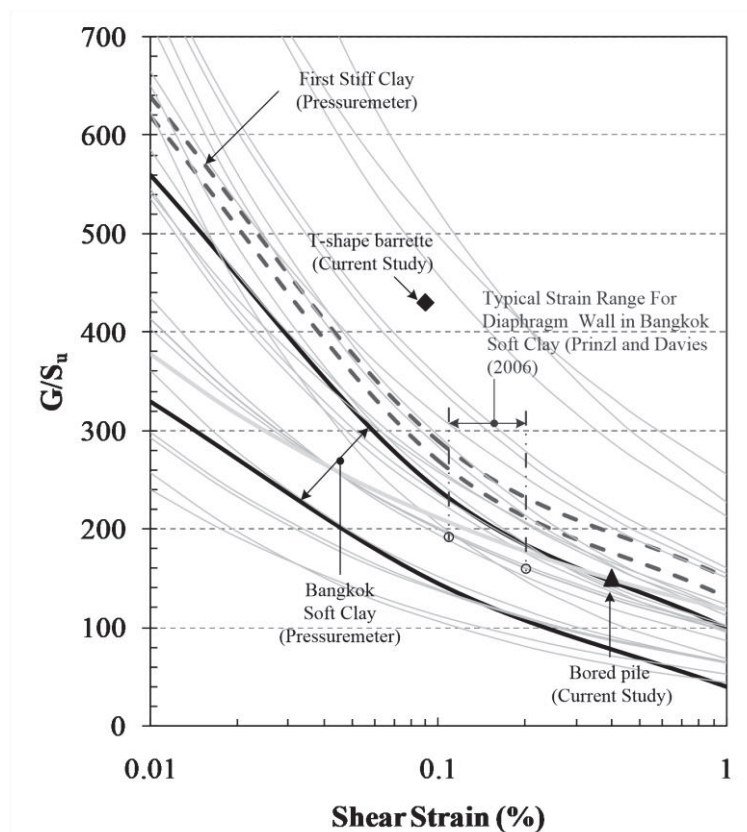
ตารางที่ 2.7 พารามิเตอร์ดินสำหรับวิเคราะห์เสาเข็มเจาะ (Submaneeewong, 2009)

Layer	Soil	From	to	γ kN/m ³	Su kN/m ²	E kN/m ²	Ko
1	Crust	0.0	1.0	18.00	35	20000	0.70
2	Very soft clay	1.0	6.0	16.00	18	9700	0.60
3	Soft clay	6.0	13.0	16.50	22	12000	0.60
4	Medium stiff clay	13.0	15.0	18.00	35	19000	0.65
5	Stiff clay	15.0	20.5	17.50	100	110000	0.70
6	Medium dense sand	20.5	23.5	18.00	-	50000	0.80
7	Very stiff clay	23.5	40.0	18.00	110	120000	0.80
8	Hard clay	40.0	53.0	19.00	200	190000	0.80
9	Very dense sand	53.0	70.0	19.50	-	120000	0.80

ตารางที่ 2.8 พารามิเตอร์ดินสำหรับวิเคราะห์เสาเข็มแบบเรีตรูปตัวที (Submaneeewong, 2009)

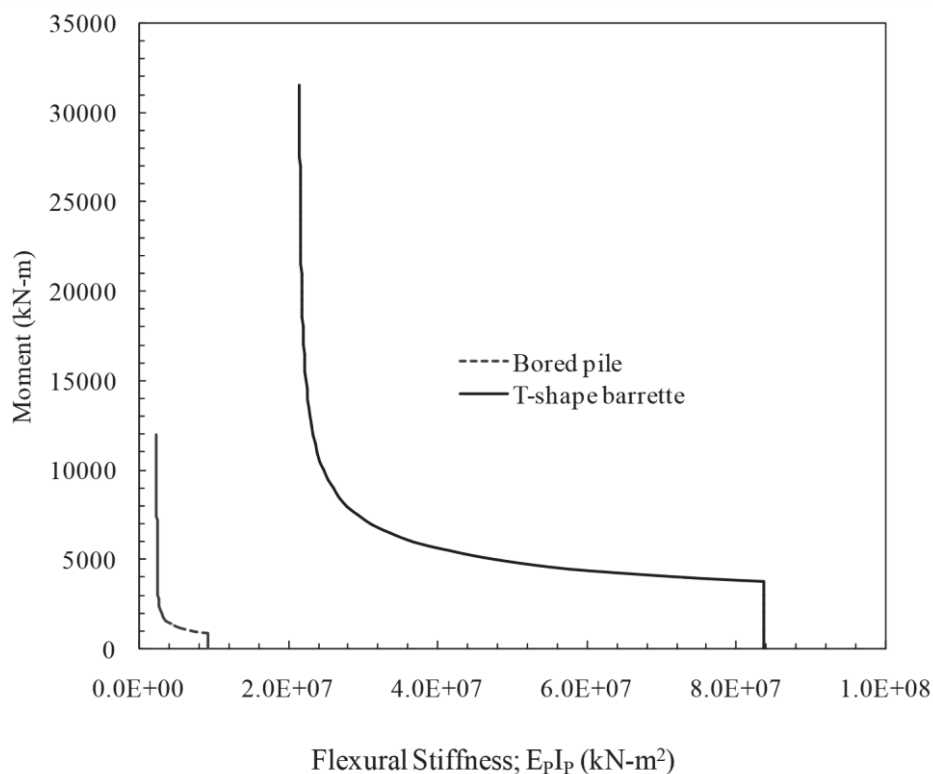
Layer	Soil	From	to	γ kN/m ³	Su kN/m ²	E kN/m ²	Ko
1	Crust	0.0	1.0	18.00	35	109500	0.70
2	Very soft clay	1.0	6.0	16.00	18	63000	0.60
3	Soft clay	6.0	13.0	16.50	22	79000	0.60
4	Medium stiff clay	13.0	15.0	18.00	35	109500	0.65
5	Stiff clay	15.0	20.5	17.50	100	580000	0.70
6	Medium dense sand	20.5	23.5	18.00	-	1050000	0.80
7	Very stiff clay	23.5	40.0	18.00	110	608000	0.80
8	Hard clay	40.0	53.0	19.00	200	1060000	0.80
9	Very dense sand	53.0	70.0	19.50	-	1190000	0.80

การเลือกใช้สตีฟเนสของดินที่เหมาะสมในการวิเคราะห์เป็นดังรูปที่ 2.42 จะใช้ความสัมพันธ์ของความเครียดเฉือน (shear strain) และอัตราส่วนของโมดูลัสเฉือน (shear modulus, G) ต่อกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (undrained shear strength, S_u) โดยผลการศึกษาชี้ให้เห็นถึงการจำลองพฤติกรรมเสาเข็มด้วย FEM สำหรับเสาเข็มแบบเรีตรูปตัวทีนั้นมีความเครียดเฉือนสูงกว่าเสาเข็มเจาะ ผลการวิเคราะห์กลับสำหรับหน้าตัดที่ยังไม่แตกร้าว สำหรับเสาเข็มแบบเรีตรูปตัวทีนั้นมีอัตราส่วน G/S_u เท่ากับ 430 และมีความเครียดเฉือนเท่ากับร้อยละ 0.09 ในขณะที่เสาเข็มเจาะมีค่าอัตราส่วน G/S_u เท่ากับ 150 และมีความเครียดเฉือนเท่ากับร้อยละ 0.40



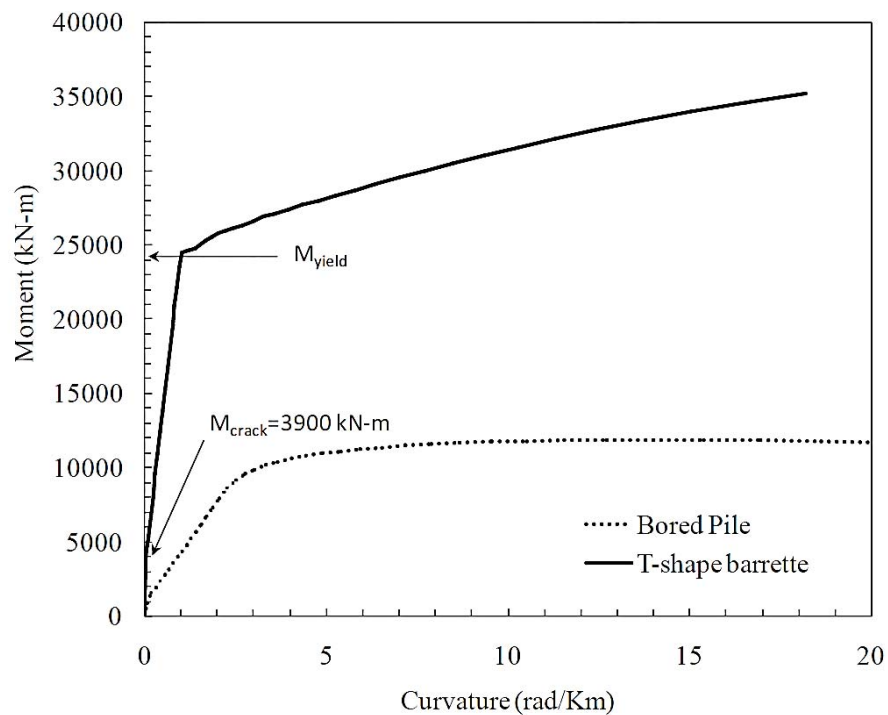
รูปที่ 2.42 การเลือกสตีฟเนสดินของเสาเข็มแบเรตต์ตัวที่และเสาเข็มเจาะ (Submanee Wong, 2009)

ในงานวิจัยเดียวกันยังมีการพิจารณาหน้าตัดเสาเข็มคอนกรีตเสริมเหล็กที่โมเมนต์ดัดเกิดขึ้นสูงมากนั้นพบว่า ทั้งเสาเข็มเจาะเดี่ยวและเสาเข็มเจาะแบเรตต์รูปตัวที่ซึ่งเกิดการแตกร้าวนั้นจะมีสตีฟเนสการดัด (bending stiffness) ลดลงไปเหลือประมาณร้อยละ 30 ของหน้าตัดที่ไม่เกิดการแตกร้าว สามารถสรุปผลการศึกษาได้ว่า การทำนายพฤติกรรมของเสาเข็มที่เกิดการแตกร้าว นั้นจะมีสตีฟเนสการดัดลดลงประมาณร้อยละ 70 ของหน้าตัดที่ยังไม่เกิดการแตกร้าว สำหรับจำลองด้วยแบบจำลองดิน Mohr-Coulomb ที่สตีฟเนสของดินไม่แปรผันขึ้นอยู่กับความเค้นของดิน โดยการวิเคราะห์การลดลงของสตีฟเนสการดัดเนื่องจากผลของโมเมนต์ดัดที่เพิ่มขึ้นของเสาเข็มทั้งสองรูปแบบนั้น จะเป็นความสัมพันธ์ระหว่างสตีฟเนสการดัดกับโมเมนต์ดัดสูงสุดที่เกิดขึ้น โดยใช้วิธีที่เสนอโดยสมาคมคอนกรีตอเมริกัน (American concrete institute) ดังในรูปที่ 2.43 ซึ่งเห็นได้ว่าเสาเข็มเจาะแบเรตต์รูปตัวที่จะมีสตีฟเนสการดัดที่สูงกว่าเสาเข็มเจาะ



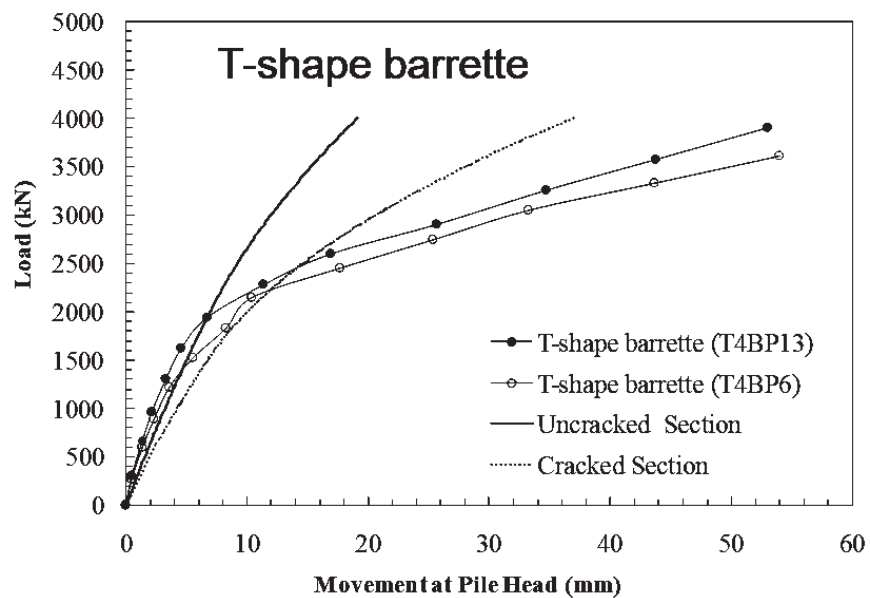
รูปที่ 2.43 ความสัมพันธ์ระหว่างสติฟเนสการดัดกับโมเมนต์ดัด (Submaneeewong, 2009)

นอกจากนี้ยังได้ศึกษาพฤติกรรมการแตกร้าวของเสาเข็มเจาะและเสาเข็มแบบเรีตรูปตัวทีภายใต้แรงกระทำด้านข้างสูง โดยประยุกต์ใช้การเปลี่ยนแปลงของความโค้ง (curvature) โดยใช้ strain gauge วัดการแตกร้าวของหน้าตัดคอนกรีตในสนาม และวิเคราะห์หน้าตัดโดยใช้ซอฟต์แวร์คอมพิวเตอร์ พบว่าเมื่อเกิดโมเมนต์ดัดของหน้าตัดสูงกว่าโมเมนต์แตกร้าว (cracking moment) ดังในรูปที่ 2.44 โดยพบว่าเสาเข็มแบบเรีตรูปตัวทีจะเกิดการแตกร้าวที่โมเมนต์ดัดเท่ากับ 3900 กิโลนิวตัน-เมตร และเกิดการเปลี่ยนแปลงรูปร่างมากขึ้นเมื่อโมเมนต์ดัดสูงสุดที่เกิดขึ้นมีค่าสูงกว่าโมเมนต์ครากของหน้าตัดที่มีค่าประมาณ 24000 กิโลนิวตัน-เมตร ซึ่งจุดที่เกิดการเปลี่ยนแปลงความโค้งจากความสัมพันธ์เชิงเส้นตรงนั้นพิจารณาเป็นจุดที่วัสดุทำเสาเข็มเกิดการคราก (yielding)

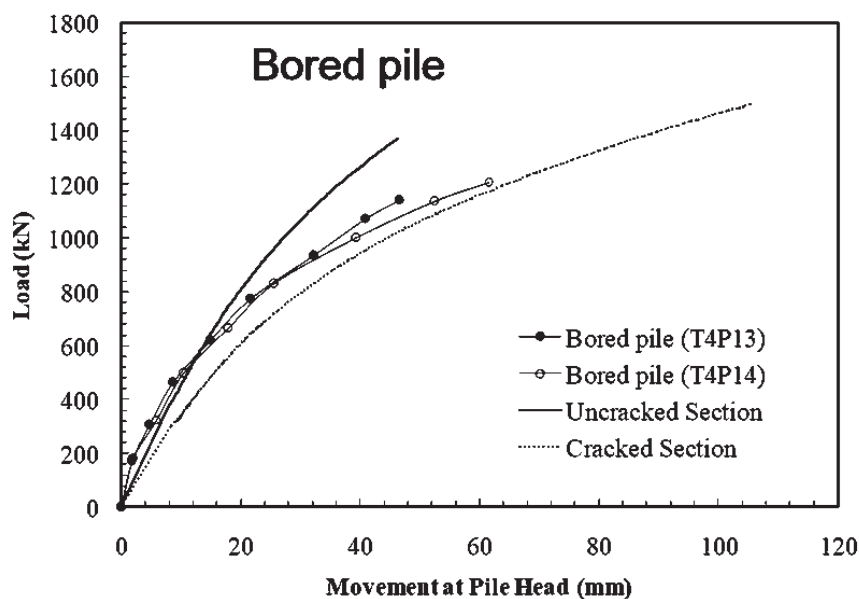


รูปที่ 2.44 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้ง (Submaneewong, 2009)

สำหรับผลการวิเคราะห์เป็นความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและการเคลื่อนตัวของเสาเข็มแบบรีตรูปตัวที่และเสาเข็มเจาะกลม ดังรูปที่ 2.45 และรูปที่ 2.46 ตามลำดับ



รูปที่ 2.45 ผลวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของเสาเข็มแบบรีตรูปตัวที่ (Submaneewong, 2009)

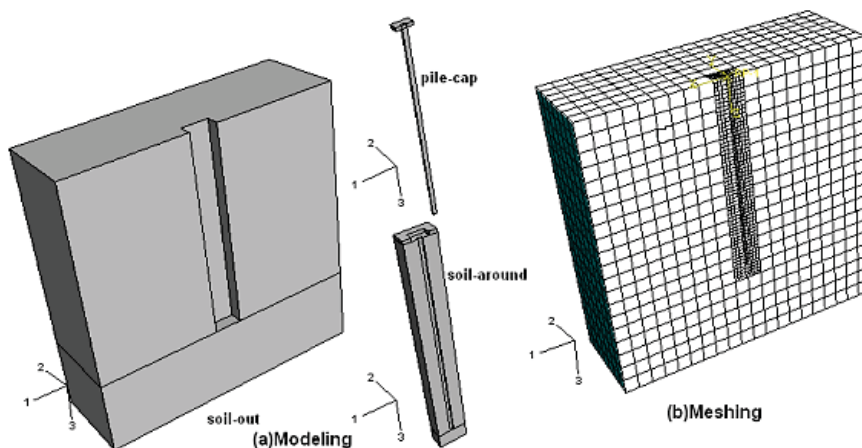


รูปที่ 2.46 ผลวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของเสาเข็มเจาะ (Submaneewong, 2009)

จากกราฟความสัมพันธ์ดังกล่าวชี้ให้เห็นว่า การวิเคราะห์พฤติกรรมของเสาเข็มทั้งสองรูปแบบที่พิจารณาการแตกร้าวของหน้าตัดเสาเข็มนั้นให้ผลการวิเคราะห์เทียบเท่ากับผลการทดสอบในสนามที่มีความใกล้เคียงมากกว่ากรณีที่ไม่ได้พิจารณาการแตกร้าวของหน้าตัด

2.5 ผลของ pile cap ต่อการโก่งตัวของเสาเข็มภายใต้แรงกระทำด้านข้าง

การศึกษาผลของการยึดรั้งหัวเสาเข็มด้วย pile cap มีงานวิจัยของ (Ding et al., 2010) ได้ทำการศึกษาการติดตั้ง pile cap กับเสาเข็มรับแรงกระทำด้านข้างโดยจำลองเสาเข็มและดินในซอฟต์แวร์ ABAQUS ดังรูปที่ 2.47 โดยจำลองเสาเข็มด้วยคอนกรีตเสริมเหล็กหล่อสำเร็จรูปขนาดสี่เหลี่ยมจัตุรัสขนาด 0.4 เมตร x 0.4 เมตร ความยาว 20 เมตร โดยไม่คำนึงถึงการแตกร้าวของหน้าตัดที่ติดตั้งในชั้นดินที่มีคุณสมบัติดังในตารางที่ 2.9

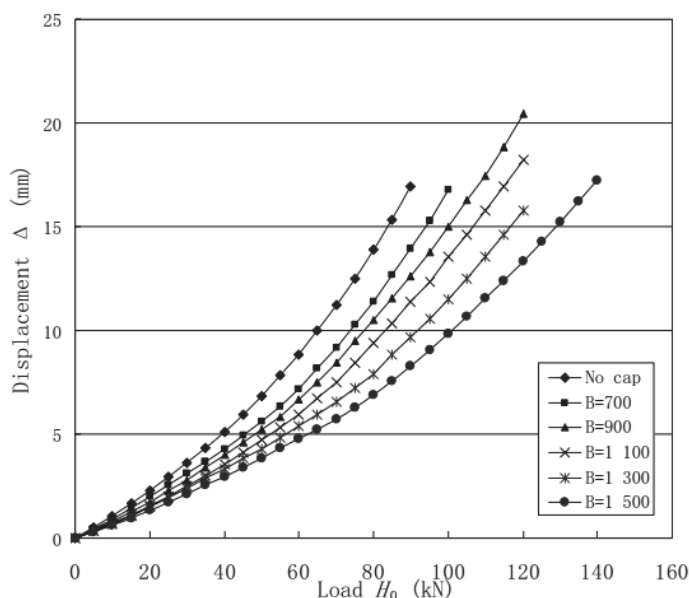


รูปที่ 2.47 การจำลองเสาเข็มและดินล้อมรอบในซอฟต์แวร์ ABAQUS (Ding et al., 2010)

ตารางที่ 2.9 คุณสมบัติของดินที่ใช้ในการจำลอง (Ding et al., 2010)

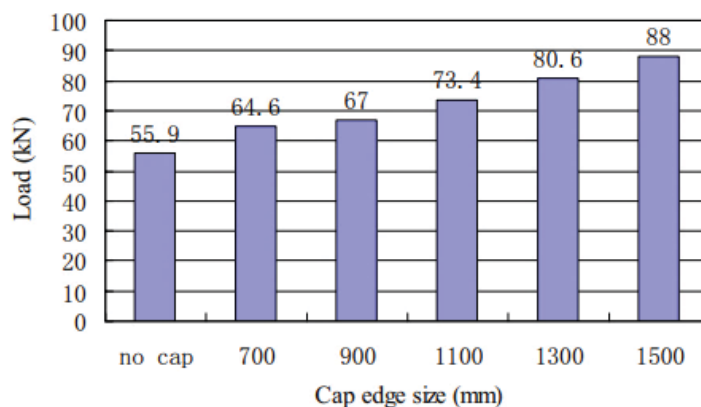
Layer	Thickness (m)	w(%)	γ (kN/m ³)	e	I_p	I_L	c (kPa)	$\phi(^{\circ})$	u_{1-2} (MPa)	E_s (MPa)
Clay	2.2	33.6	18.8	0.933	19.3	0.497	20.0	13.3	0.53	3.58
Silt	15	65.7	16.0	1.771	20.4	1.73	8.0	10.7	2.12	1.22
Sandy Clay	3.3	20.1	19.9	0.617	10.4	0.202	12.0	25.2	0.26	6.05

งานวิจัยนี้ได้ทำการศึกษาการโก่งตัวของเสาเข็มเนื่องจากผลของขนาดความกว้างและความยาวของ pile cap หลายขนาด ได้แก่ 0.7×0.7 , 0.9×0.9 , 1.1×1.1 , 1.3×1.3 และ 1.5×1.5 ตารางเมตร ตามลำดับ พร้อมกับจำลองเสาเข็มโดยไม่มี pile cap ร่วมด้วย โดยใช้ความหนา pile cap คงที่ 0.6 เมตร ผลการทดสอบเป็นความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและการเคลื่อนตัวของเสาเข็มที่เกิดขึ้น ดังรูปที่ 2.48



รูปที่ 2.48 ผลของ pile cap ภายใต้แรงกระทำด้านข้าง (Ding et al., 2010)

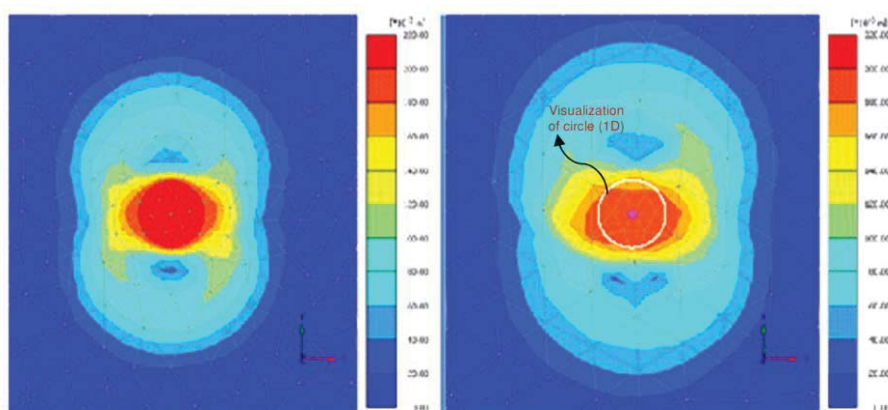
จากผลการวิเคราะห์เมื่อพิจารณาที่การโก่งตัวที่เกิดขึ้น 8 มิลลิเมตร ดังรูปที่ 2.49 พบว่าขนาดของ pile cap เท่ากับ 1.5×1.5 ตารางเมตรจะต้องใช้แรงกระทำถึง 88 กิโลนิวตัน ต่างจากกรณีไม่มี pile cap จะใช้แรงกระทำเพียง 55.9 กิโลนิวตัน สามารถสรุปผลการศึกษาได้ว่า กรณีมีการจำลอง pile cap นั้นสามารถเพิ่มกำลังรับแรงด้านข้างได้สูงกว่ากรณีที่ไม่มี pile cap ได้ร้อยละ 57.4 ซึ่งให้เห็นว่าการเพิ่มพื้นที่ pile cap นั้นทำให้มีพื้นที่สัมผัสกับผิวดินที่รองรับเพิ่มขึ้น ส่งผลให้มีความสามารถในการต้านทานการเคลื่อนตัวของเสาเข็มสูงขึ้นด้วย



รูปที่ 2.49 ผลของ pile cap ที่การเคลื่อนตัว 8 มิลลิเมตร (Ding et al., 2010)

2.6 การจำลองเสาเข็มในซอฟต์แวร์ไฟไนต์เอลิเมนต์

งานวิจัยของ (Dao, 2012) ได้ศึกษาการจำลองเสาเข็มรับแรงกระทำด้านข้างในซอฟต์แวร์ PLAXIS 3D โดยใช้ volume element (VE) ในการจำลองเสาเข็มแบบ 3 มิติ และปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและเสาเข็มเกิดขึ้นโดยใช้ interface element ซึ่งสามารถกำหนดสมบัติการเสียดทานระหว่างผิวของเสาเข็มกับดินล้อมรอบ ซึ่งต่างจากการใช้ embedded beam element (EBE) ที่จำลองโครงสร้างเสาเข็มเป็นเส้น 1 มิติ โดยไม่มีการสร้างปริมาตรเหมือนกับ VE โดยเสาเข็มมีปฏิสัมพันธ์กับดินโดยใช้หลักการสตีเฟนส์ของสปริงดังรูปที่ 2.50 ส่งผลให้ EBE ใช้เวลาในการคำนวณน้อยกว่าเหมาะกับการจำลองโครงสร้างที่มีการรบกวนระหว่างการก่อสร้างต่ำมาก ส่วนผลการวิเคราะห์สิ่งที่เกิดขึ้นกับโครงสร้างภายใต้แรงกระทำ เช่น แรง โมเมนต์ดัด นั้นพบว่า EBE สามารถแสดงผลลัพธ์ดังกล่าวได้โดยตรง ต่างจากการจำลองเสาเข็มโดยใช้ VE จะต้องมีการประยุกต์ใช้ beam element ที่มีสตีเฟนส์ต่ำมาจำลองร่วมด้วยเพื่อเป็นเครื่องมือในการวัดแรงหรือโมเมนต์ที่เกิดขึ้นกับเสาเข็มพร้อมกับคุณค่าสตีเฟนส์เพื่อให้ผลการวิเคราะห์ที่ได้มีความใกล้เคียงกับ EBE จากการศึกษาจะเห็นได้ว่าการจำลองเสาเข็มโดยใช้ EBE นั้นเหมาะสมกับการจำลองพฤติกรรมเสาเข็มที่มีความซับซ้อนได้ดีกว่าการใช้ VE ในการจำลองเสาเข็ม

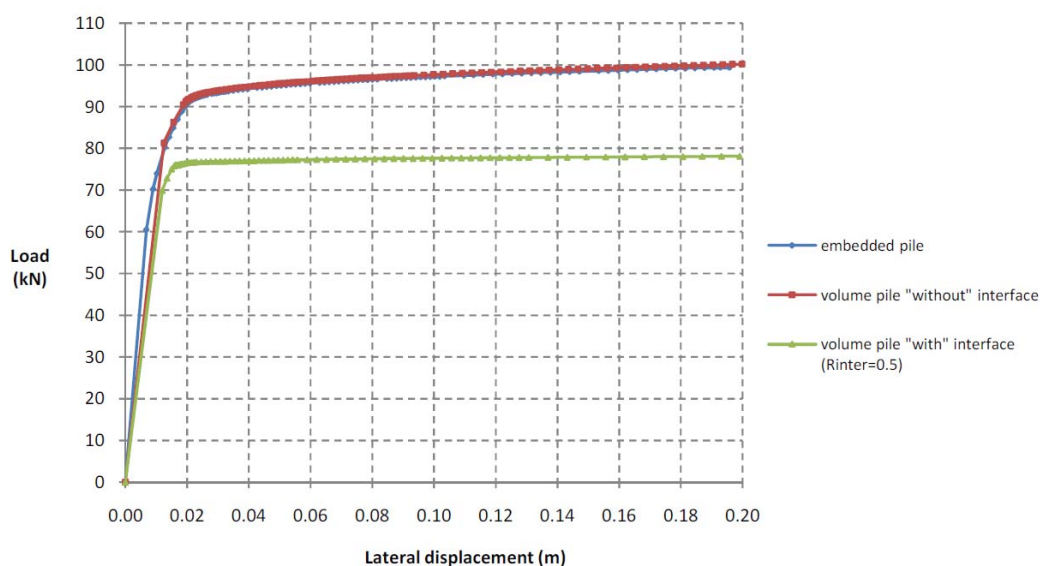


(a) volume element

(b) embedded beam element

รูปที่ 2.50 ผลวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของเสาเข็มรับแรงด้านข้างที่จำลอง (Dao, 2012)

การวิเคราะห์ความแตกต่างระหว่าง EBE กับ VE โดยการพิจารณาถึงปฏิสัมพันธ์ (interface) ระหว่างดินกับเสาเข็ม ผลการศึกษาพบว่า การจำลองเสาเข็มด้วย EBE ให้ผลการวิเคราะห์ที่สามารถต้านทานแรงด้านข้างได้ใกล้เคียงกับ VE ในช่วงที่มีพฤติกรรมเชิงเส้นตรง และผลการวิเคราะห์อาจมีความแตกต่างอยู่บ้างซึ่งขึ้นอยู่กับข้อกำหนดปฏิสัมพันธ์ของวัสดุ



รูปที่ 2.51 เปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ด้วย EBE และ VE (Dao, 2012)

นอกจากนี้ผู้วิจัยเดียวกันได้ศึกษาการวิเคราะห์พฤติกรรมของเสาเข็มโดยการการพิจารณาเลือกชนิดความละเอียดของตาข่ายการวิเคราะห์ (mesh) ในซอฟต์แวร์ PLAXIS 3D ที่ประกอบไปด้วย very coarse mesh, coarse mesh, medium mesh, fine mesh, และ very fine mesh โดยทำการให้แรงด้านข้างเป็นจุด (point load) ต่อหัวเสาเข็ม โดยความแตกต่างของความละเอียด mesh และจำนวนจุดต่อ (node) ที่ถูกสร้างขึ้น ดังตารางที่ 2.10

ตารางที่ 2.10 ความแตกต่างของความละเอียด mesh (Dao, 2012)

type of mesh	number of elements generated	number of nodes generated
very coarse	10342	16237
coarse	12442	17659
medium	28738	40729
fine	33877	48625
very fine	88906	125760

ส่วนผลการวิเคราะห์จากงานวิจัยดังกล่าว ดังตารางที่ 2.11 ซึ่งเห็นได้ว่า ผลการวิเคราะห์ของ very coarse mesh มีค่าแตกต่างกับ very fine mesh ประมาณร้อยละ 17 สำหรับการเคลื่อนตัวของหัวเสาเข็ม และร้อยละ 6 สำหรับโมเมนต์ดัดสูงสุด

ตารางที่ 2.11 ความแตกต่างของความละเอียด mesh (Dao, 2012)

type of mesh	lateral displacement at the pile top, u_x (m)	maximum bending moment of the pile (kN.m)
very coarse	0.172	1884
coarse	0.177	1903
medium	0.190	1957
fine	0.198	1972
very fine	0.208	1999

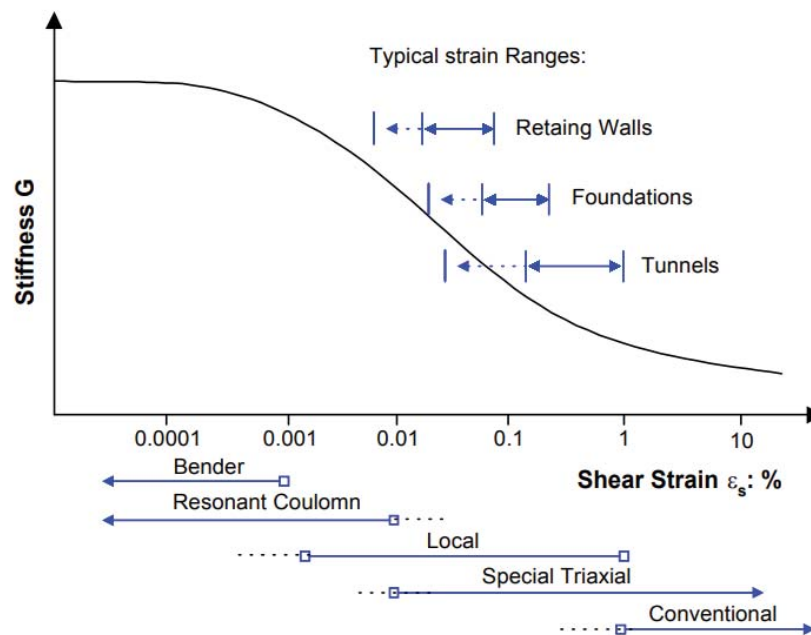
2.7 พารามิเตอร์สำหรับแบบจำลองดิน Mohr-Coulomb soil model

2.7.1 ค่าโมดูลัสของชั้นดินเหนียวกรุงเทพ

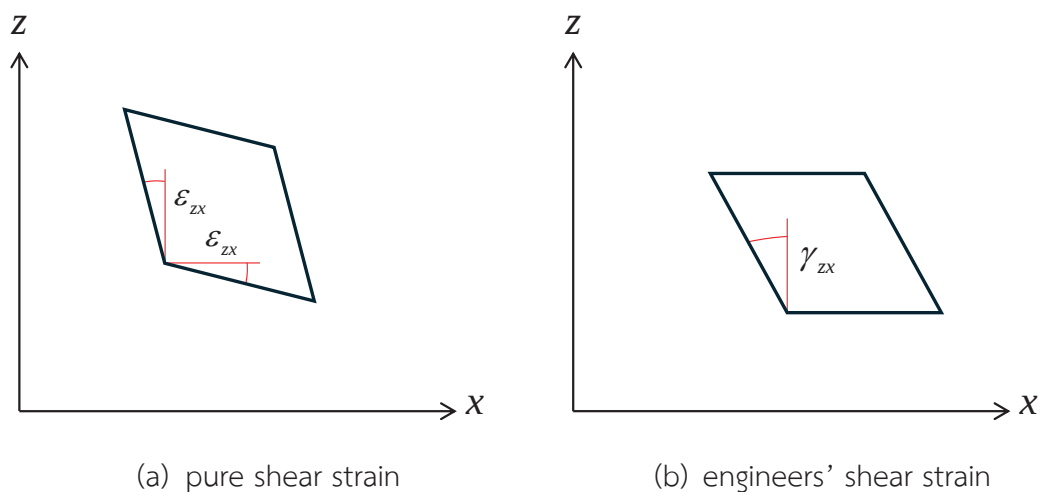
วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย (2548) กล่าวว่าลักษณะชั้นดินเหนียวกรุงเทพเป็นดินเหนียวหนาประมาณ 10 ถึง 18 เมตร สำหรับการวิเคราะห์พฤติกรรมของโครงสร้างที่มีปฏิสัมพันธ์กับดินนั้นนิยมทำการศึกษาสัฟเฟนส์ที่เหมาะสมที่เป็นอัตราส่วนของ E_u / S_u ในการวิเคราะห์กลับด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ สามารถหาได้จากการกรณีศึกษาจากโครงสร้างใต้ดินที่ได้รับกระทำด้านข้าง เช่น กำแพงกันดิน, เสาเข็มพืด, เสาเข็มดินซีเมนต์, diaphragm wall โดยติดตั้งท่อ inclinometer เพื่อวัดการโก่งตัวที่เกิดขึ้น โดยโมดูลัสยืดหยุ่น (elastic modulus E) สามารถหาได้จากความสัมพันธ์ของโมดูลัสเฉือน (shear modulus, G) และอัตราส่วนปัวซอง (Poisson's ratio, ν) ดังสมการที่ 2.2

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (2.2)$$

ในงานวิจัยของ (Mair, 1993) กล่าวว่า ค่าโมดูลัสเฉือนจะแปรผกผันกับค่าความเครียดเฉือน (shear strain, ϵ_s) ซึ่งโครงสร้างใต้ดินแต่ละชนิดจะเกิดความเครียดเฉือนที่ต่างกัน ดังรูปที่ 2.52 สำหรับค่าความเครียดเฉือนช่วงที่ต่ำมากนั้นไม่สามารถทดสอบในห้องปฏิบัติการได้เนื่องจากข้อจำกัดของเครื่องมือวัด เช่น ช่องว่างระหว่างอุปกรณ์กับตัวอย่างทดสอบ, ความละเอียดของเครื่องมือวัด, และผลจากการยุบตัวของตัวอย่างทดสอบ นอกจากนี้ (Atkinson and Bransby, 1977) ได้กล่าวถึงวิธีคำนวณความเครียดเฉือนเชิงวิศวกรรม (engineers' shear strain, γ) ที่มีค่าเป็นสองเท่าของความเครียดเฉือนบริสุทธิ์ (pure shear strain, ϵ) ดังในรูปที่ 2.53

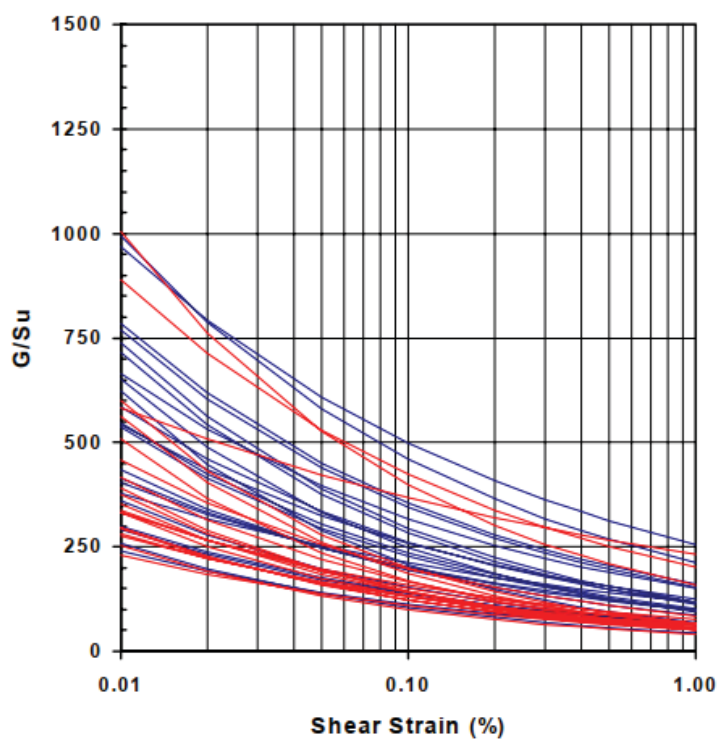


รูปที่ 2.52 ความสัมพันธ์ระหว่างโมดูลัสเฉือนและความเครียดเฉือน (Mair, 1993)

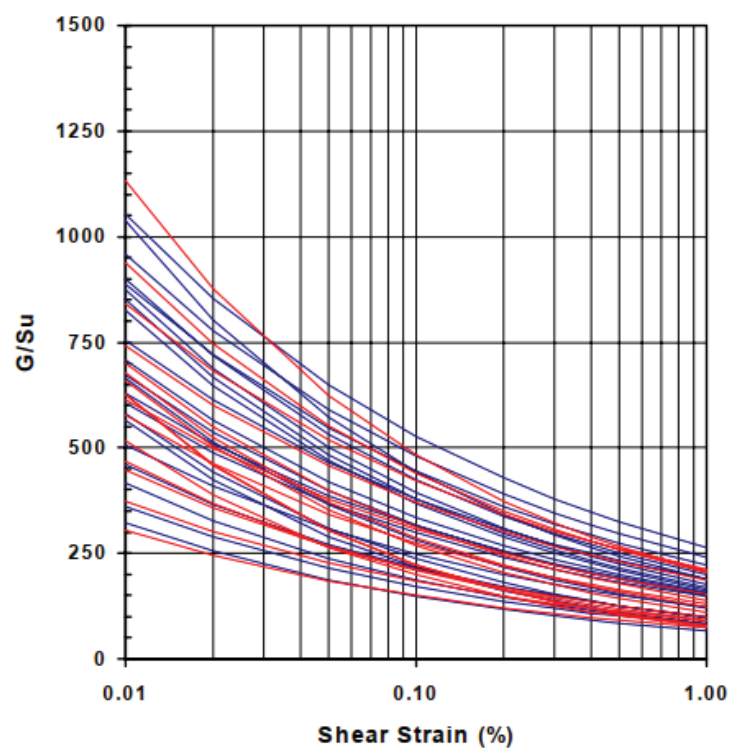


รูปที่ 2.53 รูปแบบของความเครียดเฉือน (Atkinson and Bransby, 1977)

การทำนายพฤติกรรมของโครงสร้างที่เกี่ยวข้องกับการเปลี่ยนแปลงรูปร่างที่ถูกติดตั้งไว้ใต้ดินนั้น สามารถใช้วิธีการประมาณความเครียดเฉือนที่เกิดขึ้นจากผลการโก่งตัวที่ได้จากการทดสอบในสนาม เพื่อหาสัณฐานของดินเบื้องต้นสำหรับการทำนายพฤติกรรมของโครงสร้างใต้ดินโดยใช้ซอฟต์แวร์ไฟไนต์เอลิเมนต์ มีงานวิจัยของ (Teparaksa et al., 1999) ได้รายงานผลการทดสอบดินโดยวิธี self-boring pressuremeter ของโครงการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าสายสีน้ำเงิน สำหรับชั้นดินเหนียวอ่อน ดังรูปที่ 2.49 และสำหรับชั้นดินเหนียวแข็ง ดังรูปที่ 2.54

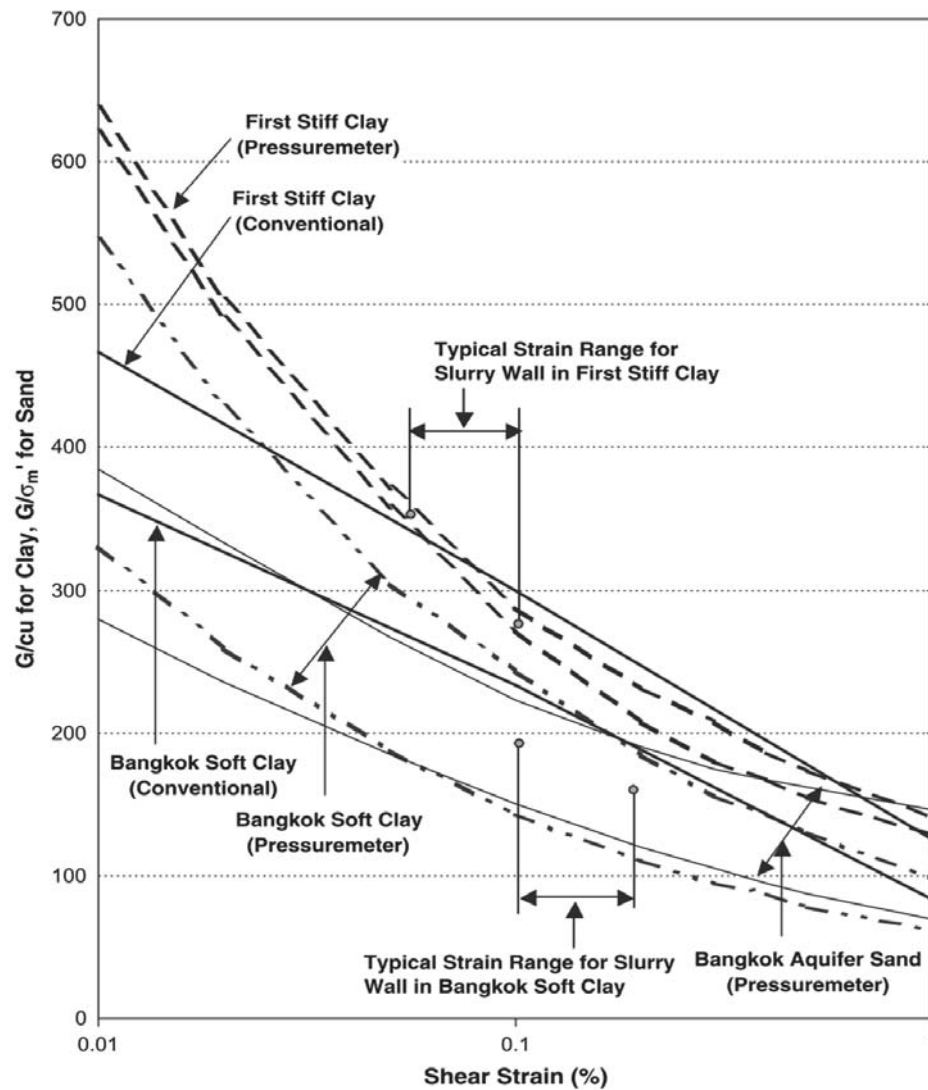


รูปที่ 2.54 ผลทดสอบ self-boring pressuremeter ชั้นดินเหนียวอ่อน (Teparaksa et al., 1999)



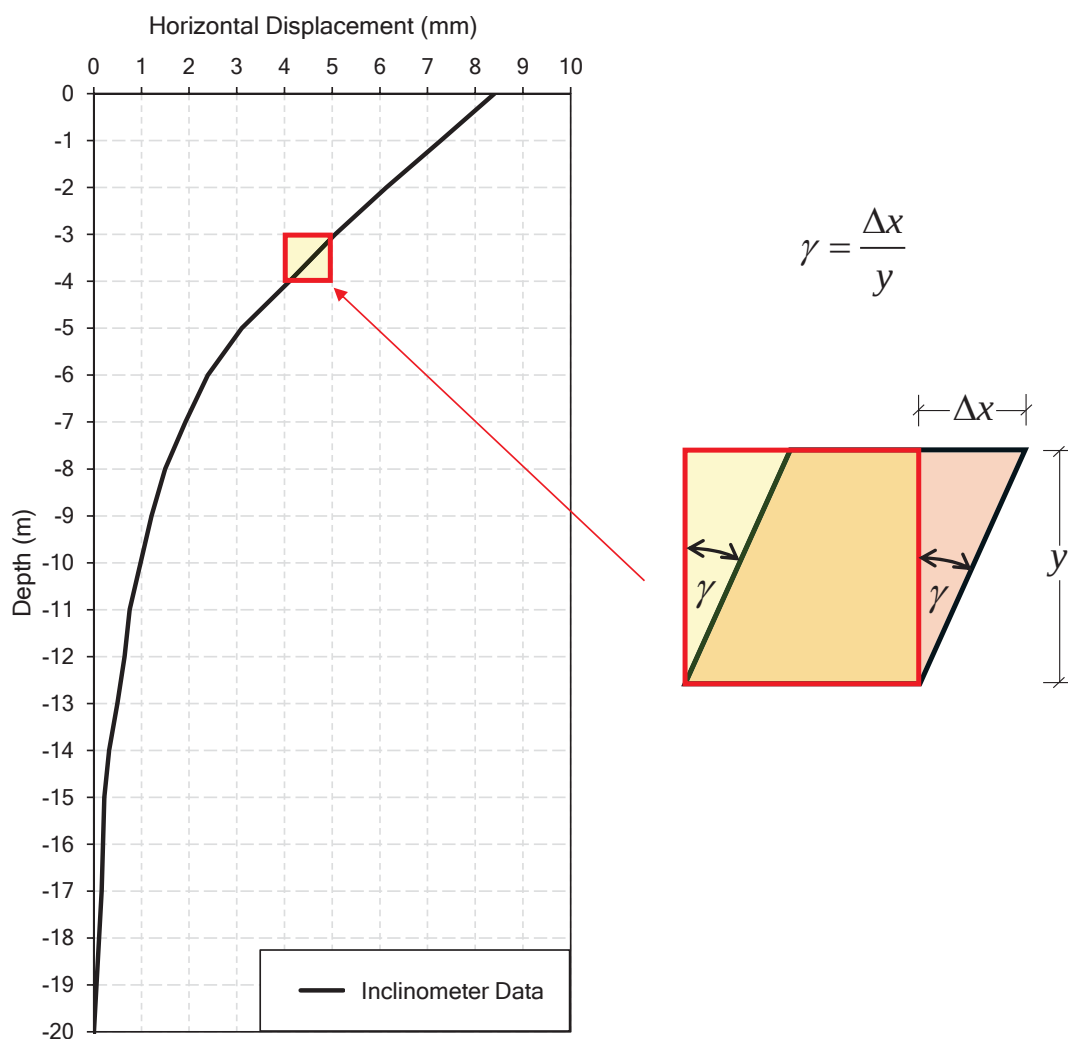
รูปที่ 2.55 ผลทดสอบ self-boring pressuremeter ชั้นดินเหนียวแข็ง (Teparaksa et al., 1999)

นอกจากนี้ งานวิจัยของ (Prust et al., 2005) ได้เสนอรายงานผลการทดสอบดิน โดยใช้วิธี self-boring pressuremeter ของโครงการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าในชั้นดินกรุงเทพที่เป็น ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนสติฟเนส G / S_u กับความเครียดเฉือนดังรูปที่ 2.51



รูปที่ 2.56 ผลทดสอบ self-boring pressuremeter ชั้นดินกรุงเทพ (Prust et al., 2005)

โดยวิธีการหา engineers' shear strain จะใช้วิธีการประมาณจากผลวัดการโก่งตัว ที่วัดจากท่อ inclinometer ที่ได้จากการทดสอบในสนาม ซึ่งค่า engineers' shear strain จะคำนวณการโก่งตัวที่เกิดขึ้นแนวราบต่อความยาวแนวดิ่งในหนึ่งช่วงความยาวที่พิจารณา ดังรูปที่ 2.56



รูปที่ 2.57 การคำนวณ engineers' shear strain จากผลทดสอบ inclinometer

สำหรับแบบจำลองดิน Mohr-Coulomb soil model (MC) นิยมเสนอเป็นความสัมพันธ์ในรูปของอัตราส่วนสติฟเนส E_u / S_u ที่ได้จากการวิเคราะห์หักกลับด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์สำหรับชั้นดินกรุงเทพฯ นั้น มีงานวิจัยของ (ธนกร, 2561) ได้รวบรวมไว้ และงานวิจัยนี้รวบรวมเพิ่มเติมไว้ดังตารางที่ 2.12 สำหรับชั้นดินเหนียวอ่อน และดังตารางที่ 2.13 สำหรับชั้นดินเหนียวแข็ง เมื่อพิจารณาอัตราส่วนสติฟเนส E_u / S_u ของชั้นดินเหนียวอ่อนจะพบว่ามีค่าอยู่ระหว่าง 100 – 500 ในขณะที่ดินเหนียวจะมีอัตราส่วนสติฟเนสดังกล่าวตั้งแต่ 500 ขึ้นไป งานวิจัยนี้จึงคงค่าของดินเหนียวแข็งไว้ที่ E_u / S_u เท่ากับ 500 เพื่อลดตัวแปรในการศึกษาวิจัย

ตารางที่ 2.12 อัตราส่วน E_u / S_u สำหรับชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพ

อัตราส่วน E_u / S_u	อ้างอิง	หมายเหตุ
150	Tanseng (1997)	back analysis parameters สำหรับงานขุดดินลึก โดยใช้กำแพงระบบ flexible wall
250 - 500	Tanseng (1997)	back analysis parameters สำหรับงานขุดดินลึก โดยใช้กำแพงระบบ rigid wall
500	Teparaksa (1999)	back analysis parameters งานก่อสร้าง diaphragm wall สถานีรถไฟฟ้าใต้ดิน กรุงเทพฯ
240	วันชัยและชินวุฒิ (2544)	back analysis parameters งานก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินกรุงเทพ สำหรับช่วงความเครียด 0.1 - 1.0 %
120 - 180	นฤทธิ์ (2546)	back analysis parameters งานระบบกำแพงกันดินสำหรับการขุดดินเพื่อก่อสร้างบ่อเก็บน้ำสำรอง โรงไฟฟ้าพลังความร้อนร่วมวังน้อย
500	วิจิต (2556)*	back analysis parameters สำหรับงานขุดดินลึกด้วยระบบ top-down โดยใช้กำแพงกันดินเป็นเสาเข็มดินซีเมนต์
750	ธนกร (2561)*	back analysis parameters สำหรับงานขุดดินลึกใช้กำแพงกันดินเป็นเสาเข็มดินซีเมนต์
130 - 150	ยอดตะวัน (2562)*	back analysis parameters สำหรับการวิเคราะห์การทรุดตัวของฐานรากเสาเข็มแผ่

หมายเหตุ * คือ รวบรวมเพิ่มในงานวิจัยนี้

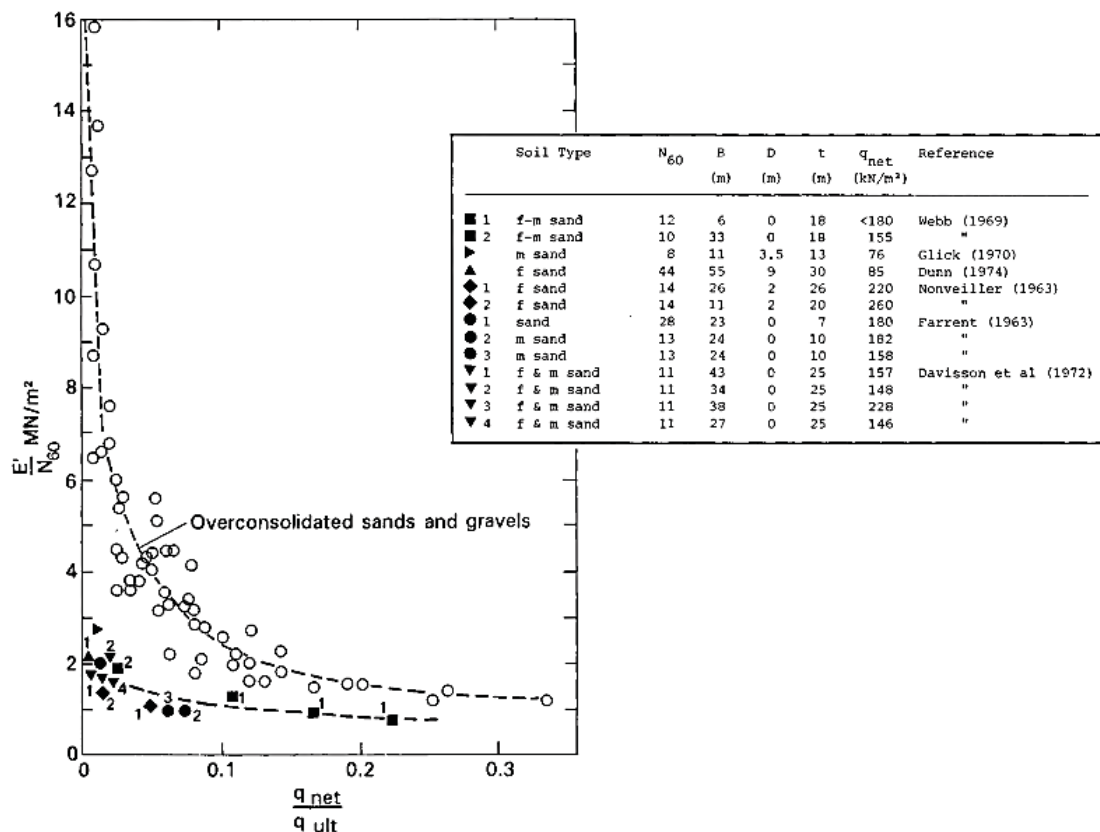
ตารางที่ 2.13 อัตราส่วน E_u / S_u สำหรับชั้นดินเหนียวแข็งกรุงเทพ

อัตราส่วน E_u / S_u	อ้างอิง	หมายเหตุ
500	Tanseng (1997)	back analysis parameters สำหรับงานขุดดินลึก โดยใช้กำแพงระบบ flexible wall
1000	Tanseng (1997)	back analysis parameters สำหรับงานขุดดินลึก โดยใช้กำแพงระบบ rigid wall
2000	Teparaksa (1999)	back analysis parameters งานก่อสร้าง diaphragm wall สถานีรถไฟฟ้าใต้ดิน กรุงเทพฯ
480	วันชัยและชินวุฒิ (2544)	back analysis parameters งานก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินกรุงเทพ สำหรับช่วงความเครียด 0.1-1.0 %
1000 - 1100	วันชัยและธีรพันธ์ (2544)	back analysis parameters งานก่อสร้าง diaphragm wall สถานีรถไฟฟ้าใต้ดิน กรุงเทพฯ
600 - 700	นฤทธิ์ (2546)	back analysis parameters งานระบบกำแพงกันดินสำหรับการขุดดินเพื่อก่อสร้างบ่อเก็บน้ำสำรอง โรงไฟฟ้าพลังความร้อนร่วมวังน้อย
1000	วิจิต (2556)*	back analysis parameters สำหรับงานขุดดินลึกด้วยระบบ top-down โดยใช้กำแพงกันดินเป็นเสาเข็มดินซีเมนต์
1250	ธนกร (2561)*	back analysis parameters สำหรับงานขุดดินลึกใช้กำแพงกันดินเป็นเสาเข็มดินซีเมนต์
435 - 500	ยอดตะวัน (2562)*	back analysis parameters สำหรับการวิเคราะห์การทรุดตัวของฐานรากเสาเข็มแผ่

หมายเหตุ * คือ รวบรวมเพิ่มในงานวิจัยนี้

2.7.2 ค่าโมดูลัสของชั้นดินทราย

สำหรับสถิติของชั้นดินทราย มีความสำคัญต่อการพิจารณาการเสียรูปของดิน เนื่องจากการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงในมวลดิน โดยการเสียรูปของดินจึงนิยมใช้ค่าเชิงประสบการณ์ และผลทดสอบที่ได้จากอุปกรณ์ที่สามารถวัดความเครียดในระดับต่ำได้ โดยงานวิจัยของ (Stroud, 1989) ได้เสนอความสัมพันธ์สำหรับดินเม็ดหยาบเพื่อหาสถิติของดินในเทอมของ E' / N_{60} กับอัตราส่วนหน่วยแรงสุทธิในมวลดิน (q_{net}) ต่อกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกประลัย (q_{ult}) จากกราฟความสัมพันธ์นั้นเห็นได้ว่า q_{net} / q_{ult} ประมาณ 0.33 หรือสัดส่วนความปลอดภัยประมาณ 3.0 ซึ่งงานวิศวกรรมฐานรากส่วนใหญ่มีสัดส่วนความปลอดภัยสูงกว่า 3.0 หรือมีค่าสัดส่วนของ q_{net} / q_{ult} มีค่าน้อยกว่า 0.33 ดังนั้นค่าของ E' / N_{60} ของดินอัดตัวปกติ (normally consolidated) อาจมีค่าสูงถึง 2000 ถึง 3000 กิโลปาสคัล ดังรูปที่ 2.58



รูปที่ 2.58 ความสัมพันธ์ระหว่าง E' / N_{60} กับ q_{net} / q_{ult} ของดินทราย (Stroud, 1989)

2.8 พารามิเตอร์สำหรับแบบจำลองดิน Hardening soil model

สำหรับพารามิเตอร์ของแบบจำลองดิน Hardening soil model (HSM) นั้นมีงานวิจัยของ (Surarak et al., 2012) ได้เสนอค่าพารามิเตอร์ของชั้นดินเหนียวกรุงเทพ โดยเปรียบเทียบกับผลการทดสอบ oedometer test และ triaxial test เพื่อใช้สำหรับการวิเคราะห์ปัญหาด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ ดังตารางที่ 2.14

ตารางที่ 2.14 พารามิเตอร์ของชั้นดินเหนียวกรุงเทพ (Surarak et al., 2012)

Soil	φ' (degree)	ψ' (degree)	c' (kN/m ²)	E_{50}^{ref} (kN/m ²)	E_{oed}^{ref} (kN/m ²)	E_{ur}^{ref} (kN/m ²)	R_f	m	K_0^{nc}	v_{ur}
soft clay	27	0	1	800	850	8000	0.9	1	0.74	0.2
stiff clay	28	0	11.5	9500	12000	30000	0.9	1	0.5	0.2

นอกจากนี้ งานวิจัยของ (Likitlersuang et al., 2018) ได้เสนอพารามิเตอร์ของชั้นดินเพื่อวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์สามมิติด้วยซอฟต์แวร์ PLAXIS 3D ซึ่งได้จากการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของ diaphragm wall โครงการสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินในชั้นดินกรุงเทพ ดังตารางที่ 2.15

ตารางที่ 2.15 พารามิเตอร์ชั้นดินเหนียวกรุงเทพของโครงการรถไฟฟ้า MRT (Likitlersuang et al., 2018)

Soil	φ' (degree)	ψ' (degree)	c' (kN/m ²)	E_{50}^{ref} (kN/m ²)	E_{oed}^{ref} (kN/m ²)	E_{ur}^{ref} (kN/m ²)	R_f	m	K_0^{nc}	v_{ur}
soft clay	23	0	1	800	850	800	0.9	1	0.7	0.2
medium clay	25	0	10	1650	1650	5400	0.9	1	0.6	0.2
stiff clay	26	0	25	8500	9000	30000	0.9	1	0.5	0.2