

บทที่ 2

ทฤษฎีแนวคิดและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 สภาพชั้นดิน

ชั้นดินกรุงเทพฯเป็นดินตะกอน (Transported Soil) ชนิด Marine และ Alluvial เป็นส่วนหนึ่งของชั้นดินราบลุ่มแม่น้ำเจ้าพระยา ตัวเมือง กรุงเทพฯตั้งอยู่บนสองฝั่งของแม่น้ำเจ้าพระยา โดยอยู่ห่างจากทะเลฝั่งทะเลอ่าวไทยประมาณ 20 กิโลเมตร ความยาวเฉลี่ยจากเหนือถึงใต้และจากตะวันออกไปถึงตะวันตกประมาณ 250 และ 200 กิโลเมตรตามลำดับ พื้นที่ประมาณ 53,400 ตารางกิโลเมตร

2.1.1 ลักษณะชั้นดินกรุงเทพฯ

ลักษณะชั้นดินกรุงเทพฯได้เคยมีการศึกษาทางคุณสมบัติทางวิศวกรรมในอดีตที่ผ่านมามากมาย ซึ่งสามารถสรุปลักษณะชั้นแต่ละชั้นจากผิวดิน ดังตารางที่ 2.1 และรูปที่ 2.1 โดยมีรายละเอียดดังต่อไปนี้

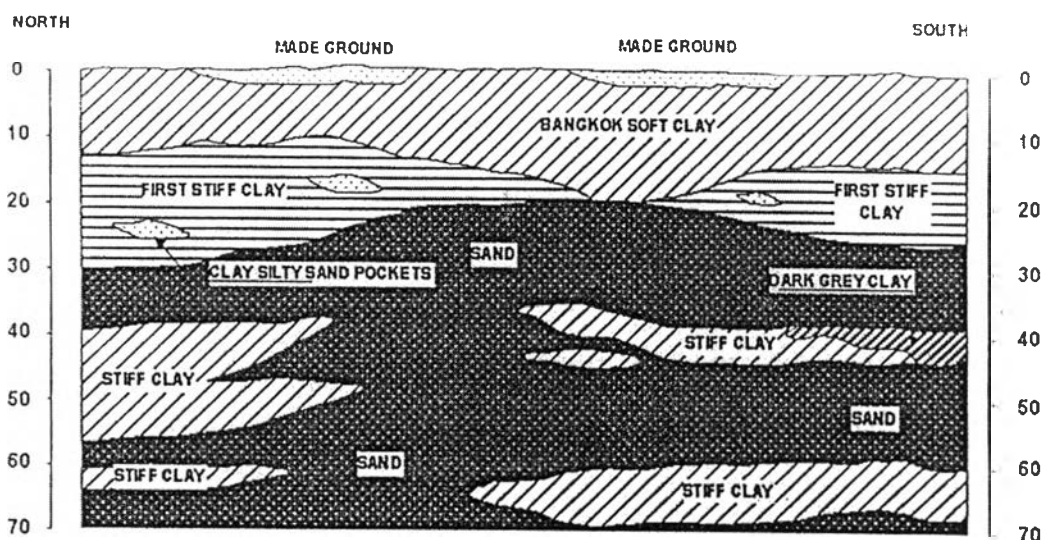
- ก. ดินชั้นบน (Top Soil or Weather Crust) มีลักษณะเป็นดินเหนียวสีเทาและสีน้ำตาล มีความหนาประมาณ 1-4 เมตร ซึ่งมักอยู่ในสภาพที่มีความแข็งปานกลางเนื่องจากดินชั้นนี้ถูกแปรสภาพมากในบริเวณส่วนใต้ของกรุงเทพฯใกล้ปากอ่าวจะไม่ค่อยพบดินชั้นนี้
- ข. ชั้นดินเหนียวอ่อนมากถึงแข็งปานกลาง (Very Soft to Medium Stiff Marine Clay) เป็นดินเหนียวที่มีสีเทาเข้มหรือปนเขียว หนาประมาณ 10-15 เมตร เป็นดินที่มีความไวตัว (Sensitivity) สูง ค่าปริมาณความชื้นในมวลดินสูงเกือบเท่าปริมาณความชื้นที่ขีดเหลว (Liquid Limit)และค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (S_u) ประมาณ 1-2 ตันต่อตารางเมตร
- ค. ชั้นดินเหนียวแข็งถึงแข็งมาก (Stiff to Very Stiff Clay) เป็นดินเหนียวแข็งชั้นแรกสีเทา และน้ำตาลที่มีความหนาประมาณ 5-10 เมตร ความหนาจะน้อยในบริเวณ

ทางเหนือและตะวันตกของส่วนกลางกรุงเทพฯ ค่าปริมาณความชื้นประมาณ 20-30% และค่า S_u ประมาณ 5-15 ตันต่อตารางเมตร

- ข. ชั้นทรายชั้นแรก (First Silty Sand Layer) จะพบที่ความลึกประมาณ 22-25 เมตร โดยมีความหนาไม่แน่นอนกล่าวคือมีความหนาประมาณ 5-15 เมตร ทรายชั้นนี้เป็นทรายเม็ดละเอียด ในบางพื้นที่อาจพบดินเหนียวหรือ Silt ปนอยู่บ้าง
- จ. ชั้นดินเหนียวแข็งมากถึงดินเหนียวแข็งดินดาน (Very Stiff to hard Clay) จะอยู่ถัดจากชั้นทรายชั้นแรกซึ่งในบางบริเวณของพื้นที่กรุงเทพฯ จะไม่พบดินชั้นนี้ ลักษณะดินมีแนวโน้มที่จะเป็นดินเหนียวที่มีสภาพอัดแน่นเกินตัวน้อยหรือสภาพอัดแน่นปกติ (Slightly Overconsolidated or Normally Consolidated Clay) มีค่า S_u มากกว่า 15 ตันต่อตารางเมตร
- ฉ. ชั้นทรายชั้นที่สอง (Second Sand Layer) โดยทั่วไปจะพบที่ความลึกมากกว่า 15 เมตร เป็นดินทรายมีสภาพแน่นมาก

ตารางที่ 2.1 แสดงคุณสมบัติชั้นพื้นฐานโดยทั่วไปของดินกรุงเทพฯ (Chin, 1972 และ Tonyagate, 1978)

Soil Type	Depth (m)		Wn %	LL %	PL %	PI %	Li	γ (t/m^3)	e	G_s
	From	To								
Weather Clay	0	2	35-70	35-55	-	23-30	0.7-1.0	1.60-1.80	1.30-1.40	2.60-2.70
Soft Clay	1	16	65-90	65-90	30-40	40-63	0.6-0.9	1.50-1.70	1.50-2.60	2.70
Stiff Clay	10	25	24-34	40-75	20-28	18-50	0.1-0.2	1.90-2.00	1.65-1.95	2.70-2.80
First Sand	14	38	17-25	-	-	-	-	1.80-2.10	0.70	2.70
Hard Clay	24	43	30-35	55-69	18-25	31-44	0.1-0.3	1.80-2.00	0.80-0.95	2.70
Second Sand	30	58	20	-	-	-	-	1.80-2.60	0.75	2.70
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	2.00-2.10	0.55-0.61	2.70-2.60



รูปที่ 2.1 ลักษณะทั่วไปของชั้นดินในกรุงเทพฯ

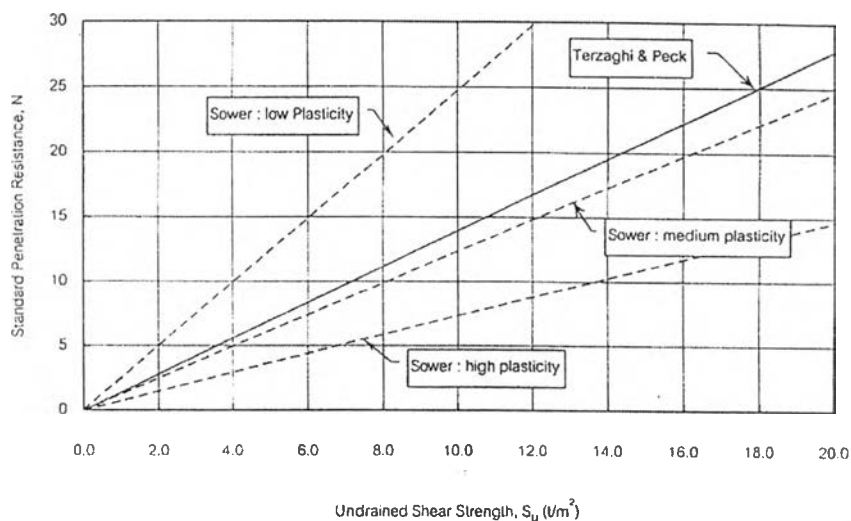
2.1.2 ค่าพารามิเตอร์ที่สำคัญสำหรับดินกรุงเทพฯ

ค่าพารามิเตอร์ที่จำเป็นสำหรับการคาดคะเนกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็ม โดยทั่วไปคือค่าหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวดิ่ง (Effective Overburden Pressure; σ'_{vo}) และค่ามุมด้านแรงเฉือน (Angle of internal Friction; ϕ) สำหรับชั้นทราย ในกรณีชั้นดินที่พิจารณาเป็นดินเหนียวค่าที่ต้องการคือค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained Shear Strength; S_u) ของดินเหนียว

ค่าต่างๆ ข้างต้นบางตัวไม่สามารถทำการทดสอบวัดสมบัติได้โดยตรง ดังนั้นจึงจำเป็นต้องอาศัยความสัมพันธ์แบบ สำหรับดินกรุงเทพฯ ได้เคยมีการวิจัยค่าต่างๆ เหล่านี้ดังรายละเอียดโดยสังเขปดังต่อไปนี้

ก. ดินเหนียว

ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (S_u) สามารถหาได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการและจากการทดสอบในสนาม โดยทั่วไปค่า S_u จะได้จากการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนโดยแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัด (Unconfined Compression Test) หรือการใช้ความสัมพันธ์แบบ Empirical ระหว่างค่า N จากการทดสอบ SPT กับ S_u ที่เสนอโดย DM 7.1 (รูปที่ 2.2)



รูปที่ 2.2 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า N กับ S_u (DM 7.1)

ค่าความสัมพันธ์ระหว่างค่า N กับ S_u สำหรับในดินเหนียวแข็งกรุงเทพฯ ชั้นแรก วีระนันท์(2526) ได้ให้ความสัมพันธ์ดังแสดงในรูปที่ 2.3 โดยข้อมูลส่วนใหญ่แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่า N จากการทดสอบ SPT กับ S_u ดังนี้

$$S_u = 0.685 N \text{ (ต้นต่อตารางเมตร) สำหรับดินเหนียว CH}$$

$$S_u = 2.520 N \text{ (ต้นต่อตารางเมตร) สำหรับดินเหนียว CL}$$

N วัดในค่า จำนวนครั้งต่อฟุต โดยการจำแนกดินเหนียวใช้ระบบ Unified Soil Classification และค่า N ที่ใช้เป็นค่าที่วัดได้โดยไม่ต้องมีการปรับแก้และควรมีค่ามากกว่า 8

เมื่อรวมผลวิเคราะห์เพิ่มเติมจากการศึกษาในโครงการก่อสร้างรถไฟฟ้าใต้ดิน ของแมนสรวง, มนัสพลและณัฐพล (2540) ดังแสดงในรูปที่ 2.3 พบว่าความสัมพันธ์ที่ได้สอดคล้องกับผลวิจัยของวีระนันท์

ข. ทฤษฎี

สำหรับชั้นทราย ค่าพารามิเตอร์ที่สำคัญ คือ ค่าหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้ง (Effective Overburden Pressure ; σ_{v0}') และค่ามุมต้านแรงเฉือน (Angle of Internal Friction ;

φ) สำหรับดินกรุงเทพฯ จะต้องคำนึงถึงผลกระทบจากการสูบน้ำใต้ดิน ซึ่งมีผลทำให้ค่าหน่วยแรงสัมผัสประสิทธิผลในมวลดินผิดปกติ

- ค่าหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้ง (Effective Overburden Pressure ; σ_{vo}')
การคำนวณหาค่า σ_{vo}' ต้องรู้ค่าความหนาแน่นหรือหน่วยน้ำหนักรวมของมวลดิน และค่าแรงดันน้ำ ณ จุดที่พิจารณา (Total Unit Weight of the soil and The Pore Pressure at a particular depth) ซึ่งหาได้โดยการวัดในสนามหรือการใช้ค่าความสัมพันธ์แบบ Empirical ที่เคยมีการวิจัย

ค่าแรงดันน้ำในมวลดินสำหรับดินกรุงเทพฯ จะต้องพิจารณาผลของการสูบน้ำใต้ดินที่มีต่อค่าแรงดันน้ำในมวลดิน ซึ่ง NG (1983) ได้เสนอความสัมพันธ์ ดังนี้

$$u = 0.747 (D-15)$$

ที่ซึ่ง

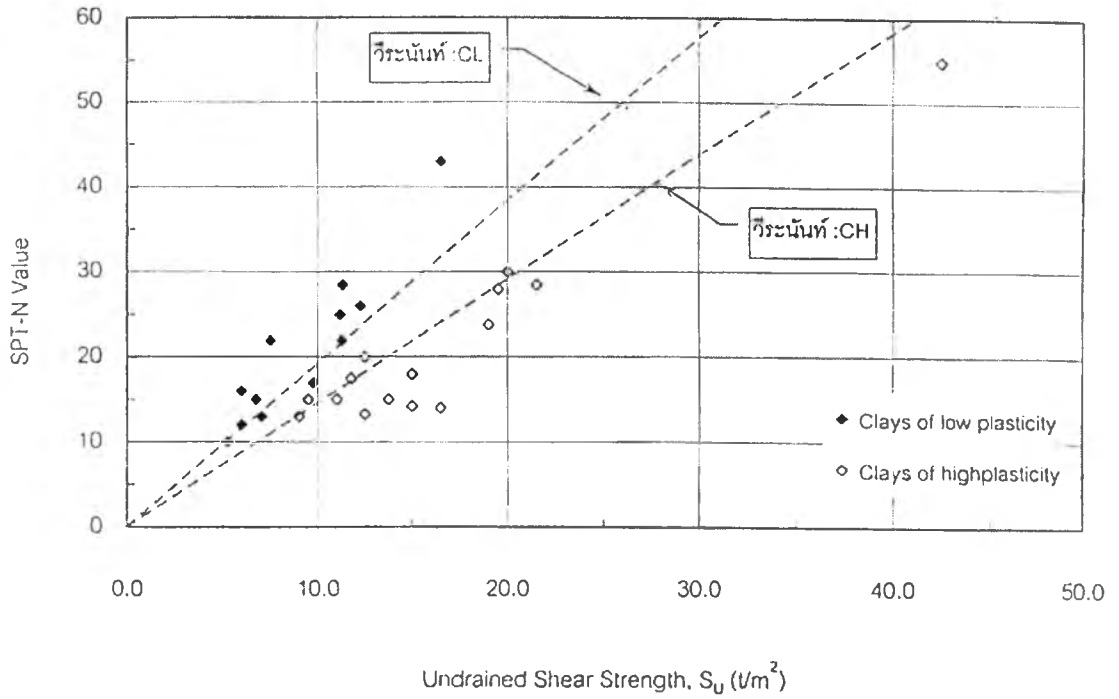
$$u = \text{แรงดันน้ำ (ตัน/ตารางเมตร)}$$

$$D = \text{ความลึก (เมตร)}$$

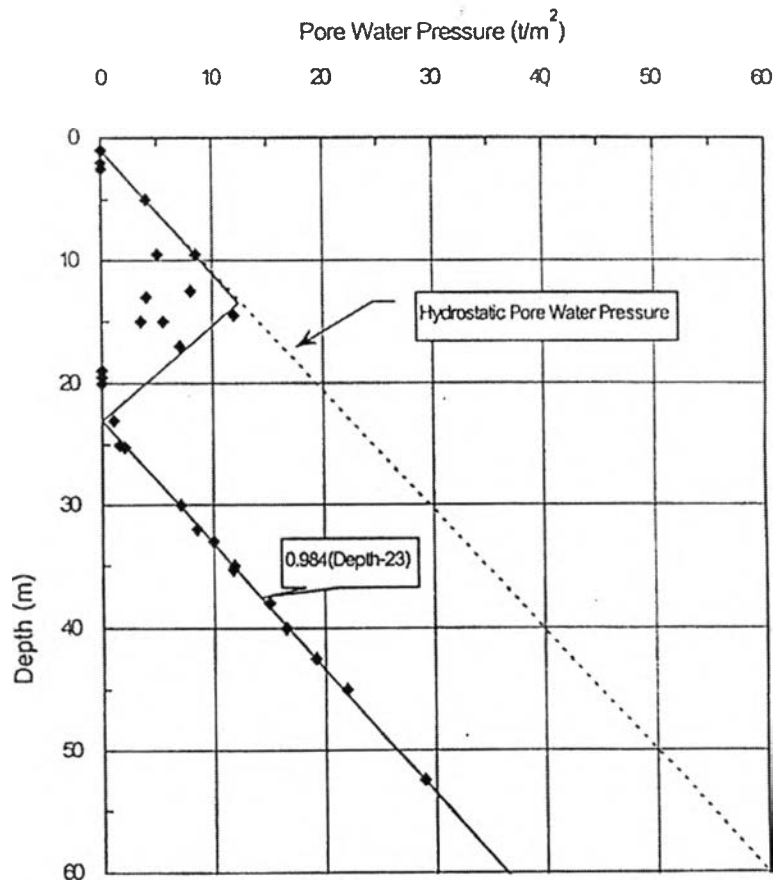
จากข้อมูลการวัดค่าแรงดันน้ำใต้ดินของโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินที่มีการก่อสร้างในขณะนี้ (Teparaksa,1999) พบว่าผลของการสูบน้ำใต้ดินในกรุงเทพฯ ได้ทำให้ค่าแรงดันน้ำในมวลดินเปลี่ยนไป ดังแสดงในรูปที่ 2.4 โดยค่าแรงดันน้ำในมวลดินกรุงเทพฯ หาได้จาก

$$u = 0.984 (D-23) \quad \text{เมื่อ } D > 23.00 \text{ เมตร}$$

- ค่ามุมต้านแรงเฉือน (Angle of Internal Friction ; φ) สำหรับทรายจะใช้ในรูปหน่วยแรงประสิทธิผล (φ') การหาค่ามุม φ' สามารถหาได้จากการทดสอบ Direct Shear หรือ Triaxial ในห้องปฏิบัติการ แต่ทั้งนี้อาจเกิดปัญหาต่างๆ คือ ความยากลำบากในการเก็บตัวอย่างทรายให้อยู่ในสภาพตามธรรมชาติโดยไม่ถูกรบกวน นอกจากนี้ในการทดสอบ Triaxial สำหรับตัวอย่าง



รูปที่ 2.3 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า N กับ S_u (แมนสรวง, มนัสพล และ ณัฐพล, 2540)



รูปที่ 2.4 แรงดันน้ำสำหรับดินกรุงเทพฯ (Teparaksa, 1999)

ทรายอาจจะเกิดปัญหาการเตรียมตัวอย่างเป็นรูปทรงกระบอกและต้องใช้ membrane ที่หนากว่าธรรมดา

การหาค่ามุม ϕ' โดยใช้วิธีการทดสอบในสนามในรูปความสัมพันธ์แบบ empirical ได้มีผู้เสนอไว้มากมาย เช่น สำหรับดินทรายปนดินเหนียว (Clayey Sand) วีระนันท์ (2526) ได้เสนอความสัมพันธ์ระหว่างค่ามุม ϕ' กับค่า SPT – N Value ซึ่งได้จากผลวิเคราะห์หักกลับจากผลการทดสอบน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มตอกในชั้นดินกรุงเทพฯ ดังนี้

$$\phi' = 12.041 N^{0.162}$$

โดย N ที่ใช้เป็นค่าที่วัดได้โดยไม่ต้องมีการปรับแก้ โดยค่า N อยู่ในหน่วย ครั้งต่อฟุต

Peck, Hanson & Thornburn (1974) ได้เสนอความสัมพันธ์ดังแสดงในรูปที่ 2.5 ซึ่งเหมาะสำหรับทรายละเอียดที่ไม่มีดินเหนียวปนอยู่แต่อาจมีทรายแป้งปนอยู่ได้บ้าง สำหรับชั้นทรายกรุงเทพฯ ซึ่งส่วนใหญ่เป็นดินทรายปนดินแป้ง (Silty Sand, SM) ผลการศึกษาของ Thanudkleung (1987) พบว่าความสัมพันธ์ระหว่างค่ามุม ϕ' กับค่า SPT – N Value ที่ได้มีความใกล้เคียงกับความสัมพันธ์ที่เสนอโดย Peck, Hanson & Thornburn (1974) โดยที่ค่า N จะต้องทำการปรับแก้เนื่องจากผลของ σ_{vo}' ที่เสนอโดย Peck, Hanson & Thornburn (1974) ดังแสดงในรูปที่ 2.6 โดยมีสมการการปรับแก้ดังนี้

$$N' = C_N \times N$$

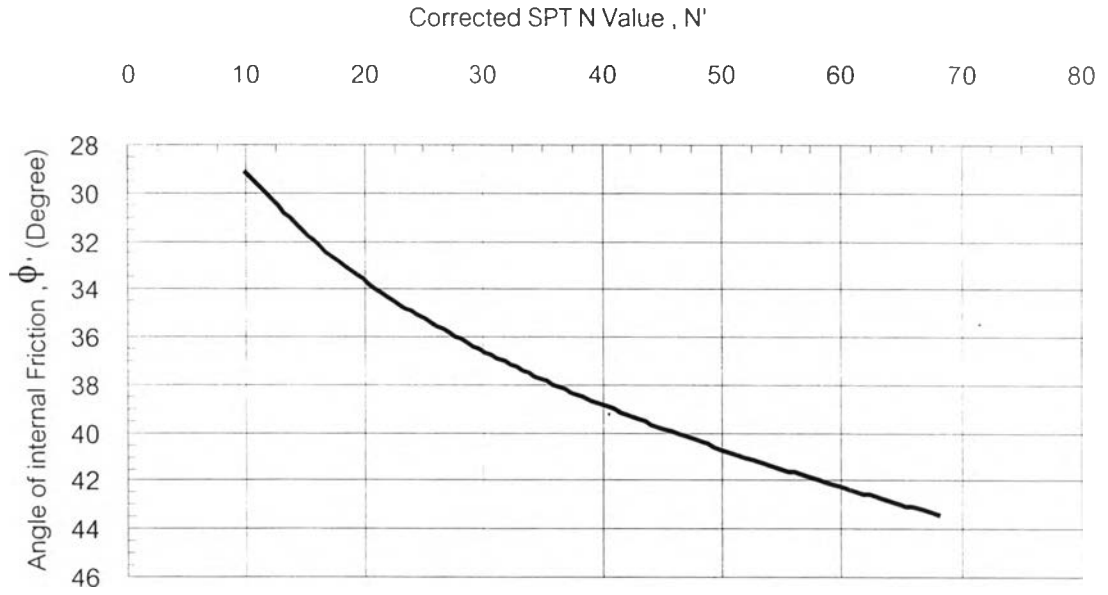
$$C_N = 0.77 \log (20 / \sigma_{vo}')$$

ที่ซึ่ง

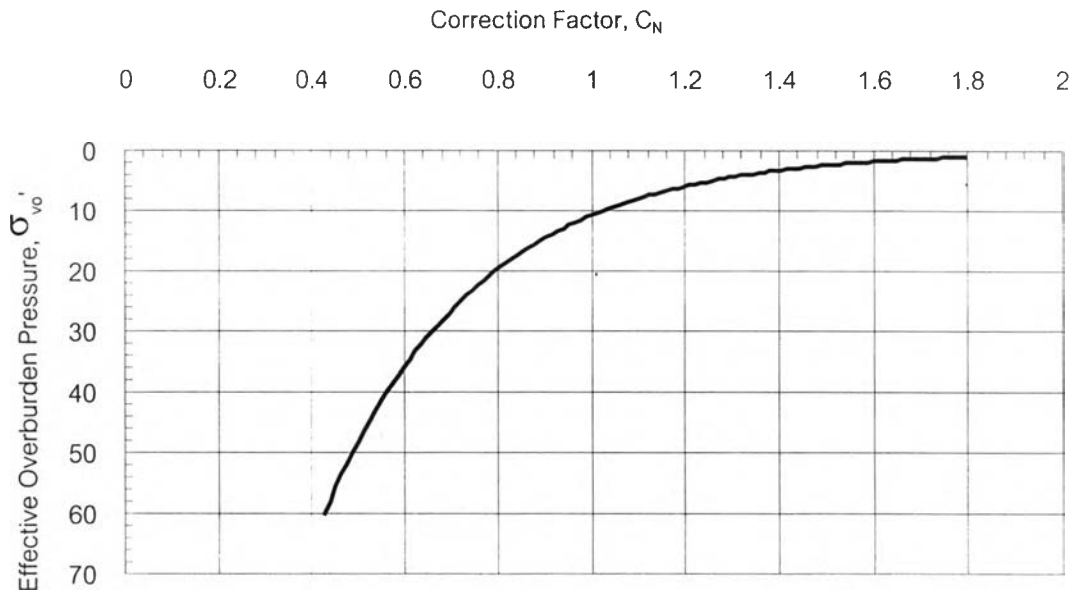
$$N' = \text{ค่า } N \text{ ที่ได้รับการปรับแก้}$$

$$C_N = \text{ค่าปรับแก้เนื่องจากผลของ } \sigma_{vo}'$$

$$\sigma_{vo}' = \text{หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้งในหน่วยตันต่อตารางฟุต}$$



รูปที่ 2.5 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า N' กับค่า ϕ' (Peck , Hanson & Thornburn, 1974)



รูปที่ 2.6 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า C_N กับค่า σ'_{vo} (Peck , Hanson & Thornburn, 1974)

2.2 การเจาะหยั่งดินและเครื่องมือในการเจาะหยั่งดิน

2.2.1 การทดสอบทะลุทะลวงมาตรฐาน (SPT- N Value)

การทดสอบทะลุทะลวงมาตรฐาน (SPT- N Value) เป็นวิธีการทดสอบดินในสนามที่มีมาเป็นเวลานาน โดยเริ่มต้นครั้งแรกในปี 1927 และได้พัฒนาต่อมาโดยบริษัท Raymond Concrete Pile Company จนกระทั่งในปี 1943 ได้นำเผยแพร่สู่สาธารณชนโดย Terzaghi และ Peck ต่อจากนั้นได้มีการนำไปใช้อย่างแพร่หลายทั่วโลกในเวลาต่อมา ขั้นตอนการทดสอบนั้นทำได้ง่าย เครื่องมือมีลักษณะธรรมดาประกอบด้วย ก้านหยั่ง (Rod) หัวตอกเก็บตัวอย่าง (Split tube) ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 51 มม. และยาว 457 มม. ซึ่งมีปลายข้างหนึ่งเป็น Driving shoe และปลายอีกข้างเป็น Coupling และมีชุดอุปกรณ์การตอกประกอบด้วยตุ้มตอก (Cat head) และชุดตอกหลายแบบเช่น Pin weight, Donut และ Safety hammer

การทดสอบทำโดยการเตรียมหลุมเจาะแบบฉีดล้าง (Wash process) จนถึงระดับก่อนที่จะทำการทดสอบประมาณ 0.10 เมตร จากนั้นทำการทดสอบการเจาะหยั่งดินแบบมาตรฐานโดยใช้ตุ้มตอกหนัก 63.5 กิโลกรัม หรือ 140 ปอนด์ ยกสูง 0.76 เมตร ปล่อยให้ตกกระทบกับแท่นปะทะ (Anvil) อย่างอิสระ ให้หัวตอกเก็บตัวอย่างจมลง 0.45 เมตร โดยมีอัตราความเร็วในการตอกไม่เกิน 30 ครั้งต่อนาที นับจำนวนครั้งในการตอกและบันทึกค่าทุก ๆ 0.15 เมตรของการจม ค่า SPT N-value คือค่าจำนวนครั้งในการตอกของ 2 ช่วง 0.15 เมตรสุดท้าย

การทดสอบการเจาะหยั่งดินแบบมาตรฐานนอกจากจะได้ค่าดัชนีที่บอกความแข็งของดินแล้ว ตัวอย่างที่เก็บได้สามารถนำไปทดสอบหาคุณสมบัติของดินบางอย่างได้เช่น Atterberg Limit, Particle size, Unit weight และอื่น ๆ อีกที่ไม่ใช่คุณสมบัติด้านกำลังและการทรุดตัว นอกจากนี้ยังสามารถนำค่า SPT N-value ไปประเมินค่าความหนาแน่นสัมพัทธ์ (Relative density) , กำลังรับน้ำหนักบรรทุกของดินและเสาเข็ม , คุณสมบัติการเปลี่ยนรูป (Deformation) , การเกิด Liquefaction ของดินตะกอนและทรายและอื่น ๆ ได้

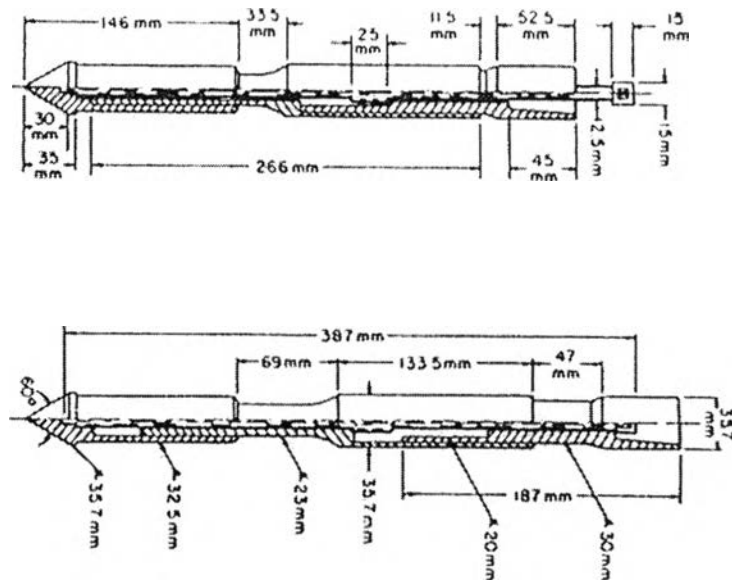
2.2.2 การทดสอบการหยั่งดินโดยวิธี Cone penetration test (CPT)

การทดสอบการหยั่งดินโดยวิธี Cone penetration test (CPT) ลงในดินด้วยอัตราความเร็วสม่ำเสมอ ซึ่งนำมาใช้ครั้งแรกในปี 1917 และพัฒนามาเป็นการทดสอบการเจาะหยั่ง

ดินแบบCone เมื่อปี 1934 ในประเทศเนเธอร์แลนด์ ระบบที่ใช้อยู่ในปัจจุบันมี 2 ชนิดคือแบบที่กดและอ่านโดยทางกล (Mechanical CPT) และแบบที่ใช้ไฟฟ้า (Electrical CPT) ประกอบด้วยหัวห้อย (Conical tip) มีพื้นที่สัมผัสดิน 10 ซม.² โดยปลายเป็นมุมแหลมรูปกรวย 60 องศาและท่อหนาแรงเสียดทาน (Friction sleeve) ซึ่งมีพื้นที่ 150 ซม.² ติดอยู่เหนือหัวห้อย ท่อนหัวห้อยจะถูกรัดกับก้านห้อยเพื่อต่อกับเครื่องกดบนผิวดิน

2.2.2.1 Mechanical Cone

Mechanical cone เป็น CPTระบบเก่าซึ่งใช้หัวห้อยต่อก้านเหล็กตัน (Solid rod) และสามารถเลื่อนขึ้นลงภายในท่อเหล็กกลวงของก้านห้อย (Outer rod) ได้ เส้นผ่าศูนย์กลางของหัวห้อย 35.7 มม. และมีขนาดเท่ากับเส้นผ่าศูนย์กลางภายนอกของท่อเหล็กกลวงของก้านห้อยเพื่อลดแรงเสียดทานของก้านเหล็กตันกับดินดังแสดงใน รูปที่ 2.7



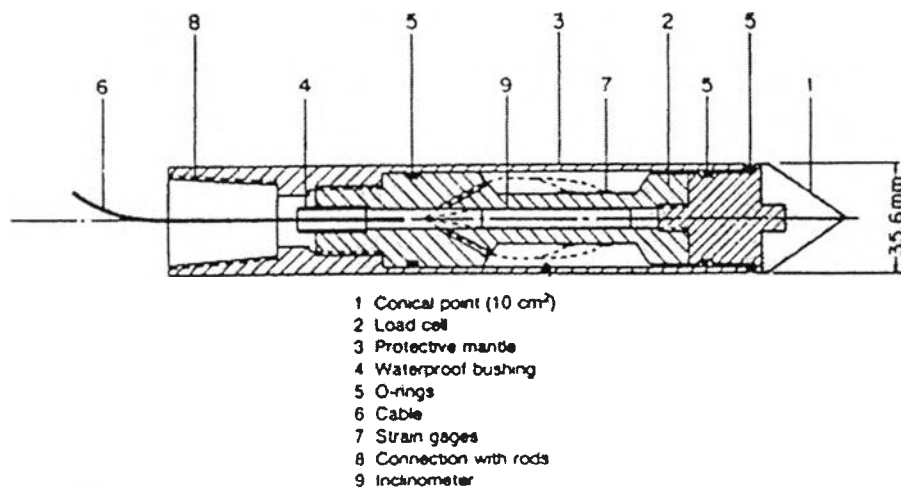
รูปที่ 2.7 Mechanical Cone Penetrometer

ในการทดสอบ เครื่องมือดัชนีโคนทั้งชุดจะถูกผ่านก้านเหล็กไปยังระดับความลึกที่ต้องการทดสอบ ต่อมากอวยจะถูกกดลงไปด้วยอัตราความเร็ว 20 มม./วินาที เป็นระยะ 40 มม. โดยมีการวัดแรงที่ใช้ในการกดด้วย หลังจากนั้นกอวยจะถูกกดลงไปพร้อมกับปลอกวัดแรงเสียดทานเพื่อวัดแรงต้านทานรวมซึ่งเกิดจากแรงต้านปลายกรวยรวมกับแรงเสียดทาน ค่าแรงเสียดทานจะคำนวณได้จากค่าแรงต้านทานรวมลบด้วยค่าแรงต้านปลายกรวย การทดลองจะถูกกระทำซ้ำ

อีกทุกๆ ระยะ 0.2 ม. ในช่วงความลึกถัดไป ค่าความต้านทานการหยั่งที่ปลาย q_c (Cone Resistance) คำนวณจากแรงต้านปลายกรวยหารด้วยพื้นที่หน้าตัดของกรวย (1000 มม^2) ส่วนแรงเสียดทานที่ท่อนหาแรงเสียดทาน f_{sl} (Local friction) สามารถคำนวณได้จากแรงเสียดทานของปลอกเหล็กหารด้วยพื้นที่ผิวของปลอกเหล็กที่สัมผัสกับดิน

2.2.2.2 Electrical Cone

Electrical cone ได้ถูกนำมาใช้ครั้งแรกในปี 1948 และพัฒนาต่อมาในปี 1971 (Ruiter, 1971) โดยหัวหยั่งจะมีเส้นผ่าศูนย์กลาง 35.6 มม. และพื้นที่หน้าตัด 10 ซม^2 ที่ปลายแหลมทำมุม 60 องศา และท่อนหาแรงเสียดทานมีพื้นที่ผิว 150 ซม^2 ภายในตัว Electrical Cone ได้ติดตั้ง Load Cell และชุด Strain Gauge ที่จะบันทึกหน่วยแรงต้านที่ปลายโคน (Cone resistance, q_c) และหน่วยแรงเสียดทานที่ท่อนหาแรงเสียดทาน (Local friction, f_{sl}) อย่างแม่นยำในเวลาเดียวกัน ดังแสดงในรูปที่ 2.8 โดย $P = q_c + f_{sl}$ ในทางปฏิบัติมี cone หลายชนิดได้พัฒนาขึ้นเพื่อรองรับความต้องการในการทดสอบ เช่น ความสามารถในการกดหัวหยั่งในดินชนิดต่าง ๆ โดยที่ Load cell มีความสามารถในการวัดจาก 50 ถึง 150 กิโลนิวตันสำหรับหัวหยั่งและ 7,8 ถึง 10 กิโลนิวตัน สำหรับท่อนหาแรงเสียดทาน และความสามารถในการวัดแรงดันน้ำในมวลดินด้วย



รูปที่ 2.8 Electrical Cone Penetrometer

ผลการทดสอบของ Electrical CPT จะทำการบันทึกอย่างต่อเนื่องทุก ๆ ชั้นความลึกที่ต้องการวัดค่าความต้านทานการหยั่งที่ปลายและแรงเสียดทานที่ท่อนหาแรงเสียดทานโดย

คอมพิวเตอร์และเก็บข้อมูลในแผ่นเก็บความจำ (Memory card) และนำไปแสดงผลที่สำนักงาน การทดสอบสามารถที่จะแยกประเภทดินโดยอาศัยค่า $R_f = q_c/f_{si}$ นอกจากนี้ยังสามารถเทียบกับพารามิเตอร์ของดินประเภทอื่นเช่นกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ ความหนาแน่นสัมพัทธ์ โมดูลัสแรงเฉือน มุมเสียดทานภายใน ประวัติความเป็นมาของดิน และหาค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มได้อีกด้วย

2.2.3 ตัวประกอบที่มีผลต่อการทดสอบ CPT

ก. ขนาดและรูปร่างลักษณะของ Cone

อัตราส่วนของเส้นผ่าศูนย์กลางของหัวห้อย ,D และก้าน ,d เป็นตัวแปรที่สำคัญ ซึ่งอาจทำให้ค่าที่วัดได้ลดลง 10 ถึง 20 เปอร์เซ็นต์ การใช้หัวห้อย Cone แบบขยายไม่ถูกแนะนำให้ใช้เพราะว่าสูตรความสัมพันธ์สำหรับการแปรค่าข้อมูล Cone อยู่บนพื้นฐานค่าอัตราส่วน D/d เท่ากับ 1 ส่วนความยาวของก้านห้อยไม่มีผลกับค่า CPT แต่แนะนำว่าความยาวของก้านห้อยควรมีค่าประมาณ 10 เท่าของเส้นผ่าศูนย์กลางของหัวห้อย จากการทดสอบโดยบริษัทผู้ผลิตพบว่าไม่มีการเปลี่ยนแปลงค่า q_c และ f_{si} สำหรับขนาด Cone ที่เปลี่ยนแปลงจาก 5 ถึง 15 ซม² และไม่มีข้อมูลเกี่ยวกับผลของการขยาย หัวห้อยที่มีขนาดใหญ่กว่า 20 ซม²

การแปรเปลี่ยนค่า q_c และ f_{si} เกิดขึ้นเนื่องจากแรงดันน้ำที่กระทำบนพื้นผิวของ Union sleeve เหนือหัวห้อย Cone ที่ไม่สัมผัสกับดิน ในกรณีที่ D/d มากกว่า 1 ทำให้ความต้านทานที่ได้ไม่เป็นค่าที่เกิดจากแรงต้านของก้านห้อย Cone จริง การผิดพลาดนี้สามารถปรับแก้ไขได้โดยใช้สมการปรับแก้ไขโดย Baligh (1981) และ Campanella (1982)

$$q_T = q_c + u (1 - a)$$

ข. ผลจากอุณหภูมิ (Temperature effect)

ในกรณีที่หัวห้อย Cone ประกอบด้วยตัว load cell หรือตัว Pressure transducers ซึ่งปกติการทำการสอบเทียบจะทำให้อุณหภูมิห้อง แต่ขณะใช้งานหัวห้อยจมอยู่ในชั้นดินได้ระดับน้ำใต้ดินซึ่งมีความ เย็นต่ำกว่าอุณหภูมิห้องปกติหรือในทรายซึ่งมีอุณหภูมิต่ำกว่าอุณหภูมิห้อง ทำให้ค่าที่วัดได้มีความผิดพลาดได้

ค. การเอียง (Inclination effect)

ในปัจจุบันหัวหยั่งแบบไฟฟ้าส่วนใหญ่มีตัวตรวจจับการเอียงติดอยู่ซึ่งมีประโยชน์สำหรับการหยั่งที่ความลึกมากๆ ถ้าความลึกการหยั่งไม่เกิน 15 เมตรการวัดไม่ต้องติดตัวตรวจจับการเอียงเพื่อหาความผิดพลาด ในกรณีที่เอียงประมาณ 1 องศาต่อหนึ่งเมตรโดยไม่เกิดความเสียหายสามารถยอมรับผลการทดสอบได้ ถ้าการเอียงเกิน 5 องศาต่อหนึ่งเมตร ใหหยุดการทดสอบเพราะจะทำให้แก่วัดหรือก้านเกิดความเสียหายได้

ง. การปรับแก้ค่าการทดสอบ CPT เนื่องจาก Effective Overburden Pressure

ผลจากการทดสอบ CPT ค่าความต้านทานการหยั่งที่ปลาย q_c (Cone Resistance) ที่ได้จากการทดสอบในชั้นทรายจะต้องมีการปรับแก้เนื่องจากการทดสอบ Effective Overburden Pressure ซึ่ง After Robertson and Campanella (1985) ได้เสนอวิธี ดังแสดงรูปที่ 2.9 โดยมีสมการปรับแก้ดังนี้

$$q_c' = C_Q \times q_c$$

C_Q หาได้จากรูปที่ 2.9 โดยต้องหา ค่าหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้ง (σ_{vo}') แล้วจะสามารถหา C_Q ได้

โดย

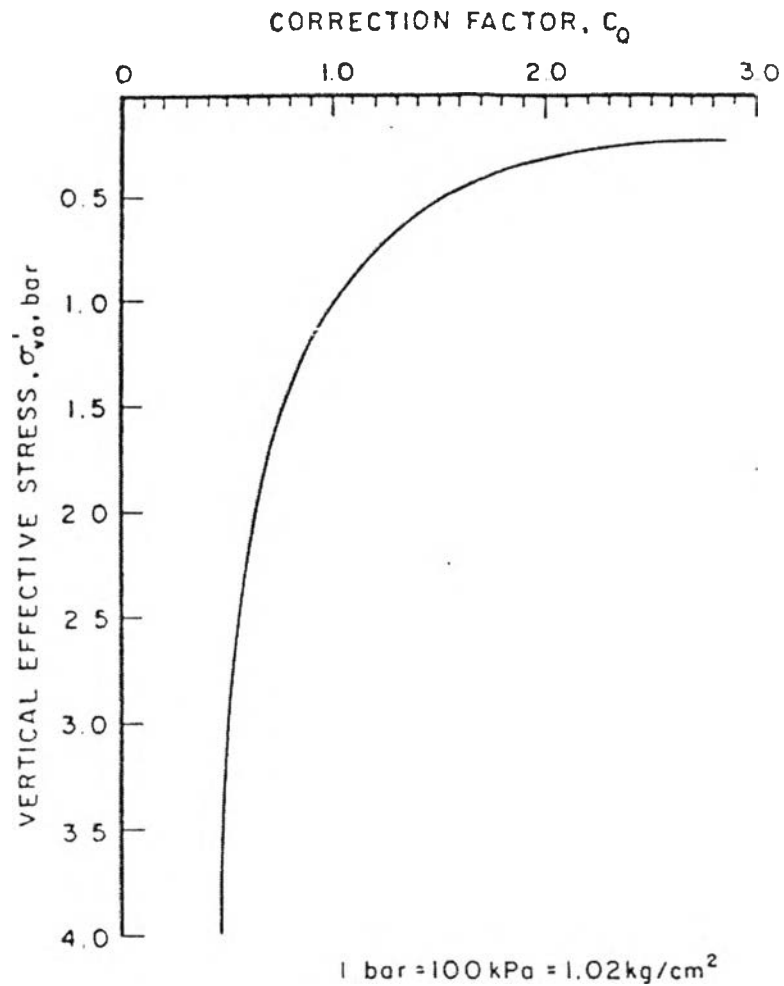
$$q_c' = \text{ค่า } q_c \text{ ที่ได้รับการปรับแก้ผลของหน่วยแรงประสิทธิผล}$$

$$C_Q = \text{ค่าที่ปรับแก้เนื่องจากผลของหน่วยแรงประสิทธิผล}$$

$$\sigma_{vo}' = \text{หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้งในหน่วย bar}$$

2.3 การจำแนกชั้นดินและค่าพารามิเตอร์ที่สำคัญของชั้นดินกับค่าจากการทดสอบ CPT

การจำแนกชั้นดินและค่าพารามิเตอร์ที่สำคัญของชั้นดิน ซึ่งสัมพันธ์กับค่าจากการทดสอบ CPT อยู่ในรูปของ ค่า q_c (Cone Resistance) หน่วยแรงต้านที่ปลายโคนและ f_s (Local Friction Sleeve) หน่วยแรงเสียดทานบริเวณปลอกเหล็ก ได้มีผู้วิจัยดังรายละเอียดต่อไปนี้



รูปที่ 2.9 ความสัมพันธ์ระหว่าง Correction Factor (C_0) กับค่า Effective Overburden Pressure (σ'_{vo})

2.3.1 การแบ่งแยกชั้นดินโดยวิธีการทดสอบ CPT

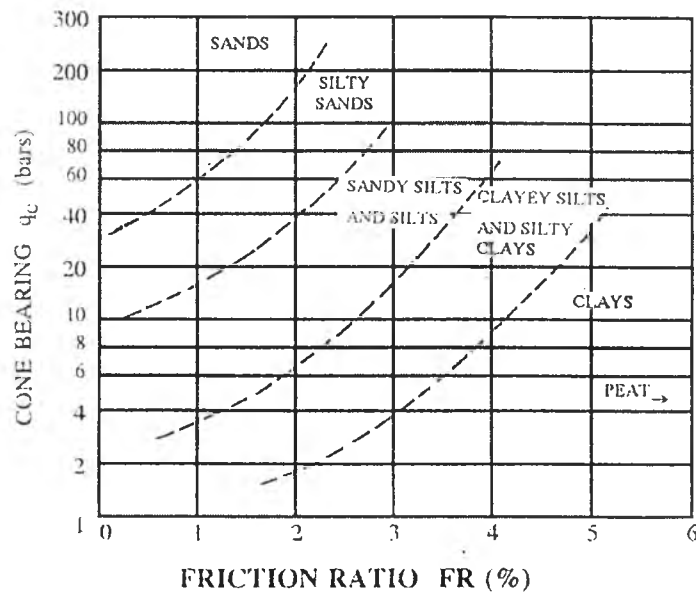
การจำแนกชั้นดินโดยใช้วิธีการทดสอบ CPT หาได้โดยค่าความสัมพันธ์ของ ค่า q_c (Cone Resistance) หน่วยแรงดันที่ปลายโคนและ f_{sl} (Local Friction Sleeve) หน่วยแรงเสียดทานบริเวณปลอกเหล็ก จากการทดสอบ CPT รายละเอียดของการทดสอบจะต้องทำตาม ASTM D 3441-75 T สำหรับค่า q_c และ f_{sl} นี้สามารถทำให้สามารถจำแนกดินได้ Schmertman (1969) เสนอวิธีในการจำแนกดินดังตารางที่ 2.2

ตารางที่ 2.2 การจำแนกชนิดดิน Schmertman (1969)

ชนิดดิน	f_{sl}/q_c
Soft Rock And Shells	0.0 – 0.5
ทราย	0.5 – 2.0
ทรายแป้ง	2.0 – 5.0
ดินเหนียว	> 5.0

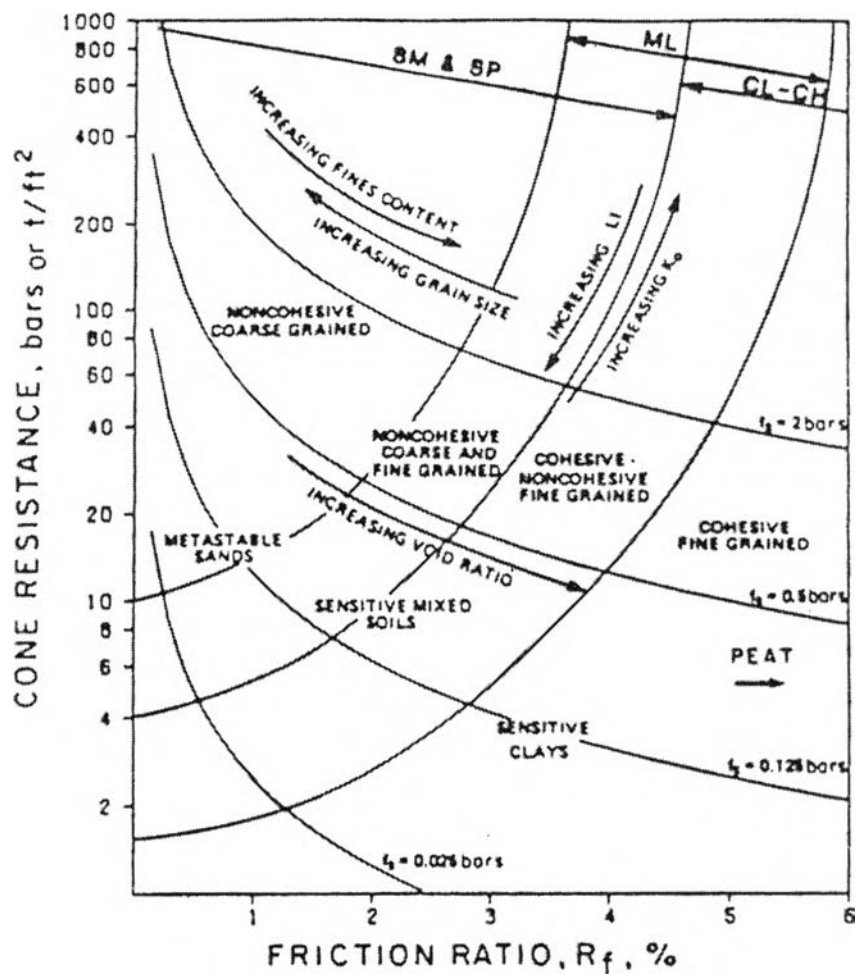
Robertson and Campanella (1983) ได้เสนอวิธีการจำแนกดินโดยใช้ CPT โดยทำให้ละเอียดขึ้น โดยใช้ Electrical Friction Cone ดังแสดงในรูปที่ 2.10

การใช้รูปที่ 2.10 ในดินกรุงเทพฯ ทำได้ยากลำบากมาก เพราะค่า q_c ของทรายกรุงเทพฯ จะสูงผิดปกติเนื่องจากผลของการสูบน้ำบาดาล การใช้ไดอะแกรมในรูปที่เป็นสัดส่วนเช่น q_c/σ'_{vo} , q_c/N หรือ q_c เป็นฟังก์ชันของ σ'_{vo} ด้วย จะให้ผลที่ดีกว่า



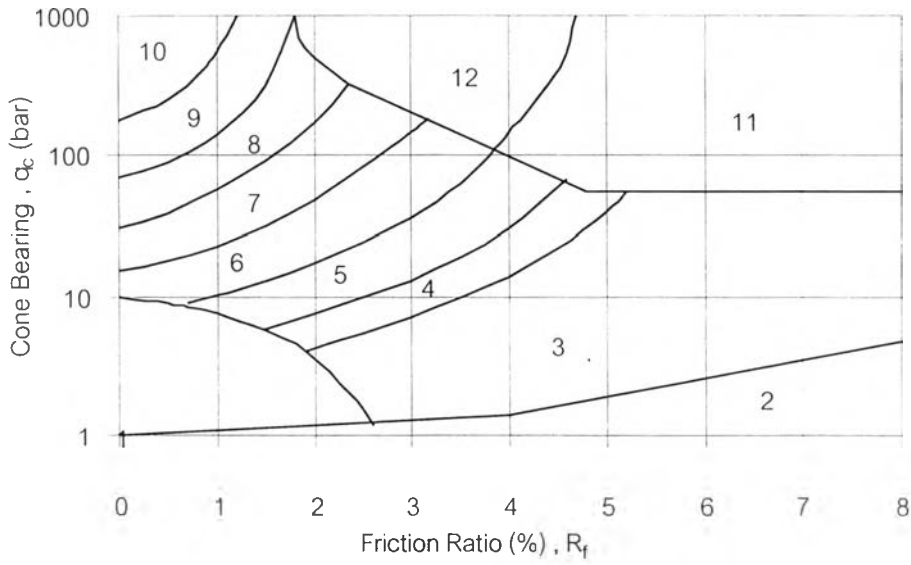
รูปที่ 2.10 วิธีการจำแนกดินโดยใช้ CPT แบบ Electrical Friction Cone ของ Robertson และ Campanella (1983) ($R_f = f_{sl}/q_c$)

Douglas and Olsen (1981) ได้ใช้ Electric cone penetrometer จากค่า q_c (Cone Resistance) หน่วยแรงดันที่ปลายโคนและ f_{sl} (Local Friction Sleeve) หน่วยแรงเสียดทาน บริเวณปลอกเหล็ก ในการจำแนกชั้นดิน และ พฤติกรรมของดิน จำแนกดินจะอยู่ในระบบ Unified ดังแสดงในรูปที่ 2.11 แต่กราฟของ Douglas and Olsen (1981) ค่อนข้างซับซ้อน และใช้งานยาก ด้วยเหตุนี้เอง Robertson(1985) ได้ปรับแก้ และหาความสัมพันธ์ ของกราฟใหม่ ดังแสดงในรูปที่ 2.12



$$1 \text{ bar} = 100 \text{ kPa} \approx 1 \text{ kg/cm}^2$$

รูปที่ 2.11 การจำแนกชั้นดินโดย Electronic friction Cone (Adapted from Douglas and Olsen, 1981)



Zone	Qc/N	Soil Behaviour Type
1	2	Sensitive fine grained
2	1	Organic material
3	1	Clay
4	1.5	Silty Clay to Clay
5	2	Clayey Silt to Silty Clay
6	2.5	Sandy Silt to Clayey Silt
7	3	Silty Sand to Sandy Silt
8	4	Sand to Silty Sand
9	5	Sand
10	6	Gravelly Sand to Sand
11	1	Very Stiff fine grained(*)
12	2	Sand to Clayey Sand (*)

(*) Overconsolidated or cemented

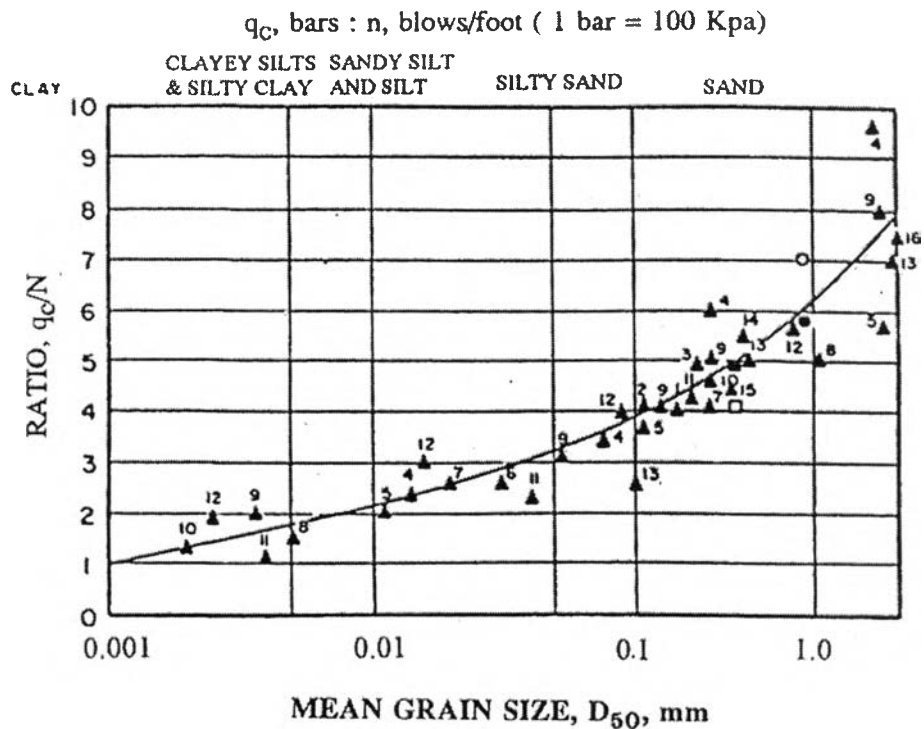
รูปที่ 2.12 การจำแนกชั้นดินโดย Electronic friction Cone (Robertson et al, 1986)

2.3.2 ค่าความสัมพันธ์ระหว่างค่าพารามิเตอร์ที่สำคัญของชั้นดินกับค่าการทดสอบ CPT

ค่าความสัมพันธ์ระหว่างค่าพารามิเตอร์ที่สำคัญกับค่าจากการสอบ CPT เช่น ค่าการทดสอบทะลุทะลวงมาตรฐาน (SPT- N Value) ความแน่นสัมพัทธ์ของดิน (D_r) กำลังรับแรงเฉือนของดินแบบไม่ระบายน้ำ (S_u) และ ค่ามุมเสียดทานภายใน (ϕ) จะมีความสำคัญมากเพราะผลที่ได้จากการเจาะโดยวิธี CPT จะไม่มีการเก็บตัวอย่างดินดังนั้นในการหาค่าความสัมพันธ์ดังกล่าวจึงประโยชน์อย่างมาก ดังเคยมีผู้ที่ศึกษาวิจัยไว้ดังนี้

2.3.2.1 ค่าการทดสอบทะลุทะลวงมาตรฐาน (SPT- N Value)

ในกรณีที่วิศวกรผู้ออกแบบมีความคุ้นเคยในค่าใดค่าหนึ่งระหว่าง SPT N-value กับ CPT ดังนั้นในบางครั้งอาจต้องการที่จะแปรค่ากลับไปมาระหว่างค่าทั้งสอง มีการศึกษาอย่างมากมายระหว่างค่าความสัมพันธ์ระหว่าง N-value กับค่า q_c

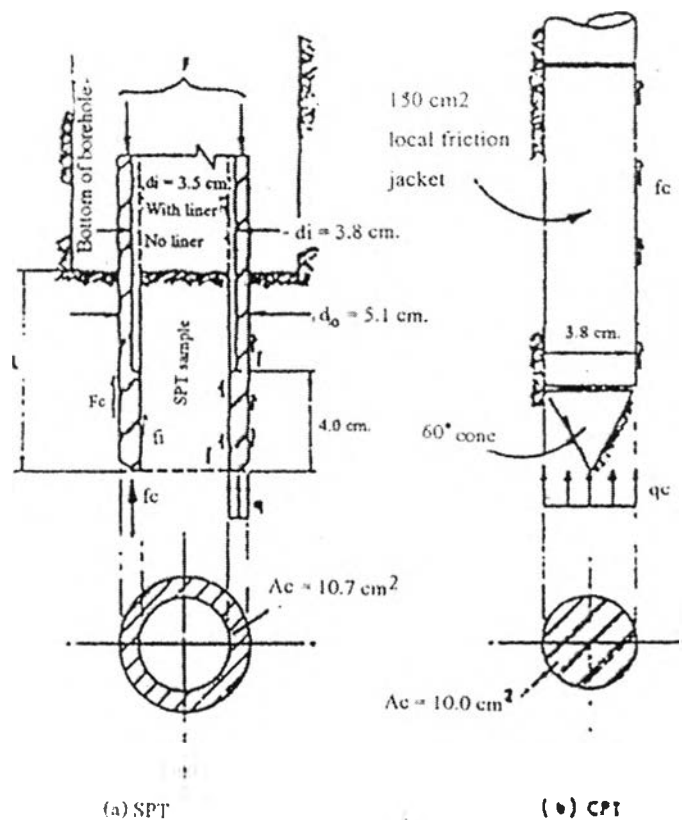


รูปที่ 2.13 การเปลี่ยนแปลงค่าอัตราส่วน q_c/N ตามค่าขนาดละเอียดที่ ค่าพลังงานที่เกิดขึ้นขณะตอก SPT 55-60% โดย Robertson (1983)

Robertson (1983) ได้รวบรวมความสัมพันธ์ระหว่างค่าอัตราส่วน q_c/N เทียบกับค่ากลางขนาดคละ D50 โดยพลังงานเฉลี่ยที่เกิดขึ้นขณะทดสอบโดยใช้ตุ้มตอกแบบ donut และวิธีการตอกแบบ rope กับ cat head จะมีค่าพลังงานเฉลี่ยประมาณ 55% ถึง 60% Robertson (1982) และพบว่าค่าอัตราส่วน q_c/N เปลี่ยนแปลงตามลักษณะของดินตามภาพรูปที่ 2.13

Schmertman(1979) ได้แสดง Static Theory สำหรับการทดสอบ SPT ในเทอมของค่า CPT ตามสมการข้างล่าง จากสมการสมดุลตามแนวตั้งของแรงที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากแรงโน้มถ่วง(W) ในรูปที่ 2.14 โดยที่

$$F+W = C_1 \cdot q_c \cdot A_e - C_2 \cdot F_c \cdot (d_i + d_o) \cdot \pi \cdot L$$



รูปที่ 2.14 การเปรียบเทียบแรงต้านทานการหยั่งระหว่าง SPT กับ CPT

แรงต้านทานที่ปลายของการทดสอบ SPT(F) มีค่าเท่ากับ $C_1 \cdot q_c \cdot A_e$ และแรงต้านที่ผิวของการทดสอบ SPT(W) มีค่าเท่ากับ $C_2 \cdot F_c \cdot (d_i + d_o) \cdot \pi \cdot L$

โดยที่

- A_e คือ พื้นที่หน้าตัดของ SPT (พื้นที่หน้าตัดของ SPT และ CPT มีค่าใกล้เคียงกัน)
- d_i คือ เส้นผ่าศูนย์กลางภายในของกระบอกบาง
- d_o คือ เส้นผ่าศูนย์กลางภายนอกของกระบอกบาง
- L คือ ความยาวที่กระบอกบางถูกตอกจมลง

โดยการแบ่งการทดสอบออกเป็นการจมที่เท่ากัน 3 ครั้งและสมมติว่าความต้านทานยังคงเป็นสัดส่วนโดยตรงกับพลังงานที่ถูกเพิ่มขึ้น ดังนั้นจาก 3 ช่วงของการจม สมการจะแสดงอัตราส่วนของแรงกับการหยั่งครั้งสุดท้าย ดังนั้นค่า N สามารถหาค่า q_c และ f_{sj} ได้โดยเป็นสัดส่วนกับค่าคงที่ C_1 และ C_2

Kruizinga (1982) ได้เปรียบเทียบความสัมพันธ์ที่หาโดย q_c เทียบกับ N และ f_{sj} เทียบกับ SPT N-Value ในดินทราย , ดินเหนียวปนดินตะกอนในนิวซีแลนด์โดยใช้การวิเคราะห์แบบ Regression Analysis ผลการวิเคราะห์ปรากฏความสัมพันธ์ระหว่าง q_c เทียบกับ N ดีกว่า f_{sj} เทียบกับ N โดยได้ผลออกมาในรูปสมการดังนี้

ทราย

$$q_c = 0.45 N$$

$$f_{sj} = 0.0068 N$$

ดินเหนียวปนดินตะกอน

$$f_{sj} = 0.0048 N$$

ดินตะกอนปนดินเหนียว

$$q_c = 0.13 N$$

นอกจากนี้ได้รวบรวมความสัมพันธ์ระหว่างค่า q_c กับ N ของนักวิจัยหลายท่านดังแสดงในตารางที่ 2.3

ตารางที่ 2.3 สรุปผลการวิจัยการหาค่าความสัมพันธ์ระหว่างค่า q_c กับ N

ชนิดดิน	q_c/N	จำนวนข้อมูลในการทดสอบ	ผู้วิจัย
A	8-10		Schmertmann (1970)
A	18		Meigh-Nixon (1961)
B	5-6		Schmertmann (1970)
C	8		Meigh-Nixon (1961) and Y. Lacroix (1971)
C	10	122	De Alencar Velloso (1959)
C	4		Meyerhof (1956)
D	3-4		Schmertmann (1970)
D	6	104	De Alencar Velloso (1959)
E	3-5	131	De Alencar Velloso (1959)
F	2	120	De Alencar Velloso (1959)
F	2		Schmertmann (1970)
F	4-5		Franki
G	3-5	202	De Alencar Velloso (1959)
G	2-3		Franki

หมายเหตุ q_c (kgf/cm²)

A คือ ทรายปนกรวด Sandy gravels

B คือ ทรายหยาบ และทรายปนกรวดเล็กน้อย Coarse sand and
sands with little

C คือ ทราย

D คือ ทรายกลางสะอาดและทรายที่มีดินตะกอนปนเล็กน้อย

E คือ ดินตะกอนปนทราย

F คือ ดินเหนียวปนทราย ดินทรายปนดินตะกอน

G คือ ดินเหนียว ดินเหนียวปนดินตะกอนและดินตะกอนปนดินเหนียว

Jamnongpipatkul et al (1987) ได้สร้างความสัมพันธ์ระหว่าง SPT กับ CPT
ของดินในกรุงเทพมหานครปี โดยใช้ทฤษฎี Regression Analysis ได้สมการดังต่อไปนี้

ดินเหนียวแข็ง

$$N = 0.58 q_c - 2.72$$

$$N = 9.43 f_{sl} + 7.32$$

ทรายชั้นแรก

$$N = 0.146 q_c + 12.01$$

$$N = 3.59 f_{sl} + 21.15$$

Neeyapan (1984) ได้สร้างความสัมพันธ์ระหว่างค่า q_c กับ N-value ของดินเหนียวแข็งได้สมการดังนี้

$$q_c = 1.2 N + 13$$

2.3.2.2 กำลังรับแรงเฉือนของดินแบบไม่ระบายน้ำ (S_u)

การทดสอบ CPT ให้ค่า q_c (Cone Resistance) และ f_{sl} (Local Friction Sleeve) สามารถใช้ทำการทดสอบได้ดีทั้งในดินเหนียวอ่อนและดินเหนียวแข็ง ด้วยประสิทธิภาพอันนี้ทำให้ CPT ใช้ได้กับงานทุกชนิด และการใช้งานจะเป็นไปได้ดี ถ้าค่า q_c และ f_{sl} สามารถนำไปใช้ให้ได้อย่างถูกต้องในแต่ละชนิดของงาน

การใช้ q_c และ f_{sl} ที่ถูกต้องจำเป็นต้องหาความสัมพันธ์ของค่าเหล่านี้กับ S_u จากการทดสอบชนิดที่นำมาใช้งานได้ เช่น S_{UFV} S_{UTC} และ S_{UTE} เป็นต้น โดยทางทฤษฎีทางด้าน Bearing Capacity แล้ว S_u อาจหาได้จาก

$$S_u = (q_c - \sigma_{vo})/N_c$$

โดย N_c มีค่าเปลี่ยนแปลงมากอยู่ระหว่าง 14 ถึง 20 ขึ้นอยู่กับชนิดของดิน และขึ้นอยู่กับค่า S_u ที่นำมาเปรียบเทียบมาจากการทดสอบชนิดใด σ_{vo} คือ หน่วยแรงรวมตามธรรมชาติ ซึ่งอาจ

เป็น σ_{vo} หรือ σ_{vo} หรือ $1/2(\sigma_{vo} + \sigma_{ho})$ แล้วแต่ทฤษฎีที่ใช้ ทฤษฎีล่าสุดเป็นของ Baligh (1975) ซึ่งให้ $N_c = 16 \pm 2$ และ $\sigma_{vo} = \sigma_{ho}$

ความสัมพันธ์ระหว่าง q_c กับ S_u จากการทดสอบดินเหนียวต่างชนิดในชั้นดิน กรุงเทพฯ สามารถสรุปเพื่อนำมาใช้ได้ดังนี้

ในดินเหนียวอ่อนและดินเหนียวแข็งปานกลาง

$$q_c = 19 \text{ ถึง } 20 S_{uFV} \quad (\text{ธีระพล 2526})$$

$$q_c = 20 S_{uTC} \quad (\text{Pinit 1984})$$

$$q_c = 24 S_{uTE} \quad (\text{Pinit 1984})$$

ในดินเหนียวแข็งชั้นแรก

$$q_c = 24 S_U \quad (\text{ชูชาติ วีระ และ พิเชิต 2529})$$

โดย S_U คือ กำลังรับแรงเฉือนจากการทดสอบ Unconfined Compression

$$q_c/N \text{ (ton/m}^2\text{)} = 20 \quad (\text{ชูชาติ วีระ และ พิเชิต 2529})$$

สำหรับการหา S_U โดยทฤษฎีเพื่อใช้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพของดินเหนียวอ่อน กรุงเทพฯ นั้น ธีระพล (2526) พบว่า N_c ของ Baligh (1975) สูงเกินไป

ในต่างประเทศการทดสอบ CPT มักใช้เครื่องมือชนิดที่อ่าน q_c และ f_{si} ด้วย load cell และเครื่องมือไฟฟ้า (Electrical Cone) เพราะจะให้ผลที่ความลึกหนึ่งๆ ได้ดีกว่า และแยก f_{si} และ q_c ได้อย่างแท้จริง นอกจากนั้นยังได้มีผู้ผลิต Piezocone (Baligh et al 1980, และ De Ruiter 1981) ซึ่งสามารถใช้วัด ΔU ระหว่างการทดสอบและปล่อยให้เกิดขบวนการอัดตัวคายน้ำ เพื่อหาสัมประสิทธิ์การอัดตัวคายน้ำในแนวตั้ง (C_v) และในแนวนอน (C_h)

2.3.2.3 ความแน่นสัมพัทธ์ของดิน (D_r)

สำหรับดินที่ไม่มีความเชื่อมแน่นมีหลายวิธีที่ใช้ในการหาความสัมพัทธ์ระหว่างค่า CPT กับความหนาแน่นสัมพัทธ์ การใช้ large calibration chambers เป็นวิธีการหนึ่งที่ Robertson และ Campanella (1983) Lunne และ Christoffersen (1983) Jamiolkowski (1985) และ Baldi (1986) ได้ทำการเปรียบเทียบความสัมพัทธ์ดังกล่าว ปรากฏว่าได้ความสัมพัทธ์ที่ไม่ลงรอยกันซึ่งมีอิทธิพลมาจากผลของความสามารถในการยุบตัวของดิน

ความสัมพัทธ์ระหว่างค่า q_c กับความหนาแน่นสัมพัทธ์ ที่แสดงรูปที่ 2.15 ของ Baldi (1986) ของทรายที่มีแร่ Quarts ผสม มีแรงยึดเหนี่ยว อายุการกำเนิดน้อย และสภาพเป็นดินประเภท normally consolidated ซึ่งมีค่า $K_0 = 0.45$ ดังสมการต่อไปนี้

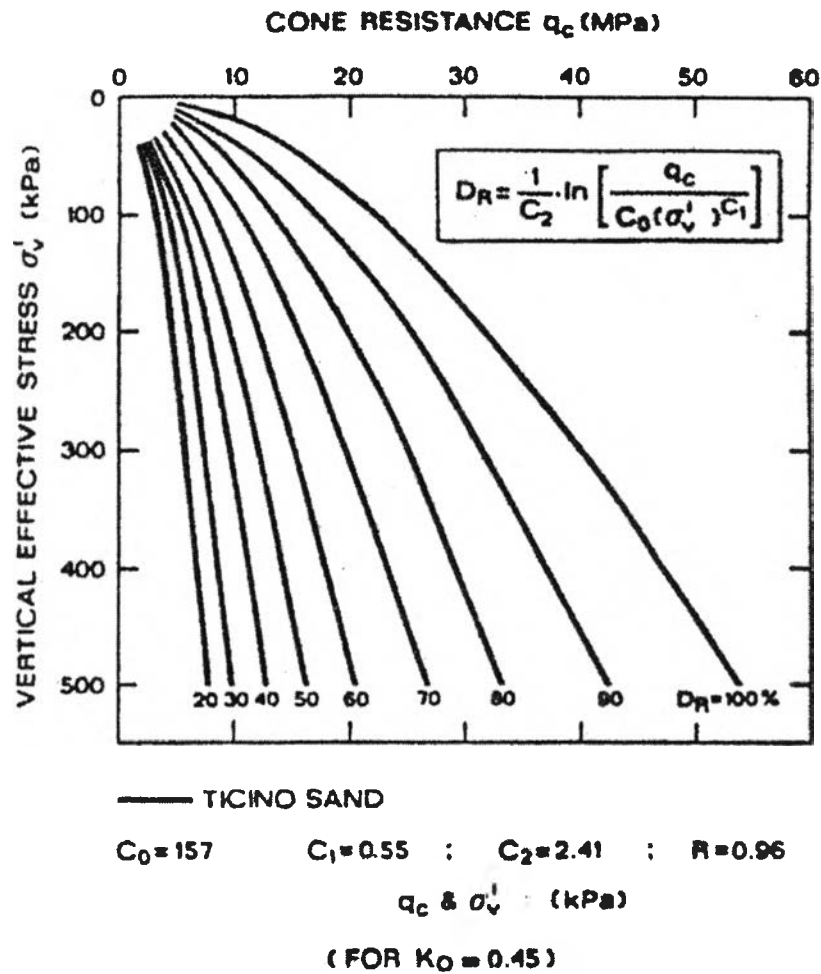
$$D_r = 1/C_2 \ln [q_c / C_0 (\sigma'v)^{C_1}]$$

โดยที่ D_r คือ ความหนาแน่นสัมพัทธ์
 q_c คือ ความต้านทานการหยั่งที่ปลาย
 $\sigma'v_0$ คือ หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้ง

โดยมีค่า $C_0 = 157$, $C_1 = 0.55$ และ $C_2 = 2.4$ แต่ Lunne และ Chirtoffersen (1985) ได้แนะนำสมการเดียวกับ Baddi แต่มีค่า $C_0 = 61$, $C_1 = 0.71$ และ $C_2 = 2.91$ สำหรับสมการที่ใช้ได้ทั้งดินแบบ NC และ OC นั้น Baldi ปี 1986 ได้ให้ค่า $C_0 = 205$, $C_1 = 0.051$ และ $C_2 = 2.93$

2.3.2.4 ค่ามุมเสียดทานภายใน (ϕ)

มุมเสียดทานภายใน (ϕ) ของดินที่ไม่มีความเชื่อมแน่นสามารถประมาณจากค่าความหนาแน่นสัมพัทธ์ของผล CPT โดยใช้วิธีต่าง ๆ กันดังนี้

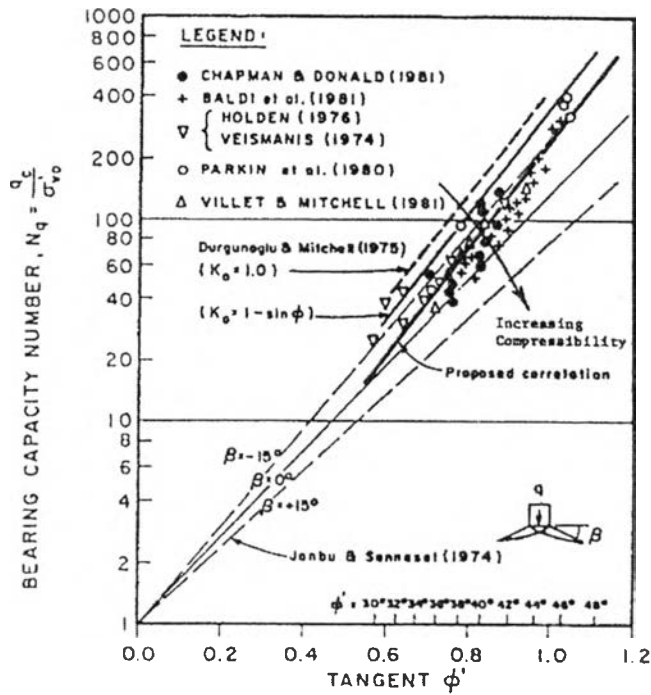


รูปที่ 2.15 ความสัมพันธ์ระหว่างความหนาแน่นสัมพันธ์กับ q_c และ σ'_v ของดิน Unaged Quartz Sand โดย Baldi (1986)

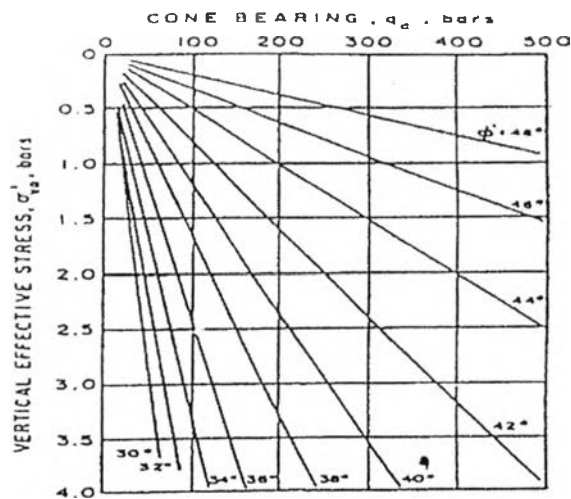
Robertson และ Campanella (1983) ใช้การเปรียบเทียบค่าความต้านการหยั่งกับค่ามุมเสียดทานภายในที่วัดได้จากการทดสอบ Triaxial test แบบระบายน้ำซึ่งให้ค่าเฉลี่ยระหว่างผลของ Janbu และ Senneset (1974) กับ Durgunoglu และ Mitchell ในปี 1974 ตามรูปที่ 2.16 นอกจากนั้นได้เสนอรูปที่ 2.17 สำหรับการประเมินค่ามุมเสียดทานภายในสำหรับดินประเภท Normally consolidated ที่ไม่มีแรงเชื่อมแน่นและเป็นทรายที่แร่ Quartz ปนอย่างเด่นชัด

Mayerhof (1974) ได้แนะนำการใช้ความสัมพันธ์ระหว่างค่า q_c และ ϕ จากการทดสอบในฝรั่งเศส และ เยอรมัน ตามรูปที่ 2.18 ค่าสูงสุดของ q_c ซึ่งที่ความลึกวิกฤตซึ่งความต้านทานการหยั่งถดถอยจากความลึกนี้เพิ่มขึ้นเล็กน้อยตามการหยั่งที่เพิ่มขึ้น

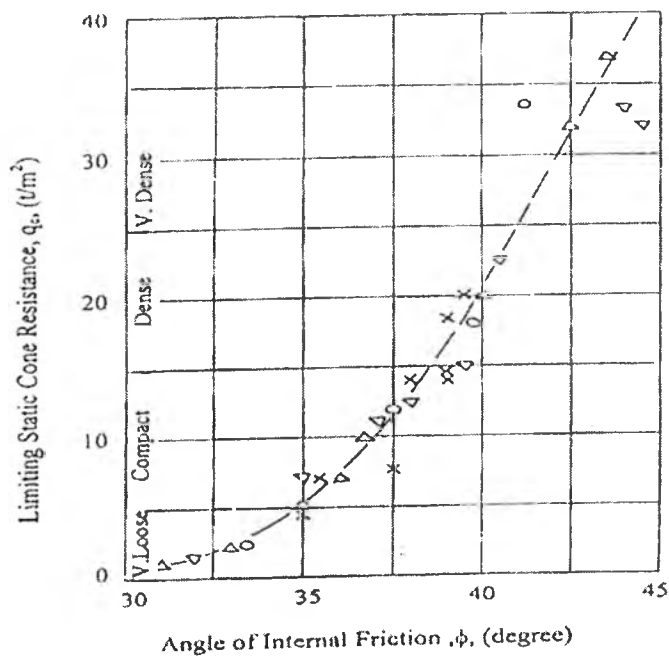
Leong (1991) ได้ศึกษาความสัมพันธ์ระหว่างค่า q_c และ ϕ ของทรายจาก
 กำแพงแสน ชลบุรี และ อัญญา ซึ่งแสดงในรูปที่ 2.19



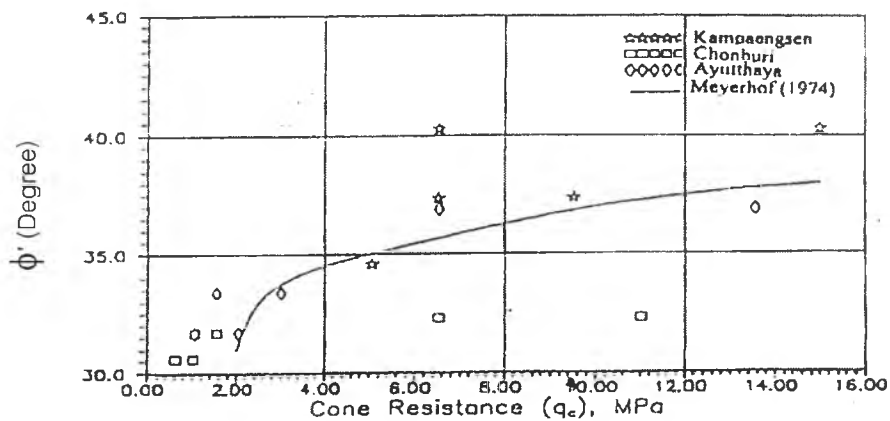
รูปที่ 2.16 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า Bearing Capacity Number กับค่ามุม
 เสียดทานภายใน



รูปที่ 2.17 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า q_c กับค่ามุมเสียดทานภายในสูงสุดของ
 Uncement quartz Sand



รูปที่ 2.18 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า q_c กับค่ามุมเสียดทานภายในจากการทดสอบในฝรั่งเศสและเยอรมัน



รูปที่ 2.19 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า q_c กับค่ามุมเสียดทานภายในของทรายกำแพงแสน ชลบุรี และ อยุธยา

2.4 ชนิดเสาเข็มที่ใช้ในงานวิจัยและเทคนิคการก่อสร้าง

เสาเข็มเจาะ (Bored Pile) จัดเป็นเสาเข็มที่ไม่ทำให้เกิดการเคลื่อนตัวของดินในระหว่างการติดตั้งเสาเข็ม (Non Displacement Piles) และใช้วัสดุกันดินด้านข้างพัง เช่น Casing หรือ Drilling Mud เป็นต้น รายละเอียดของเสาเข็มทั้งสองมีดังนี้

2.4.1 เสาเข็มเจาะ (Bored Pile)

เสาเข็มเจาะสามารถแบ่งออกได้ตามระบบการก่อสร้าง ซึ่งโดยทั่วไปจะแบ่งออกเป็น 2 ระบบ คือ ระบบเสาเข็มเจาะแบบแห้ง (Dry Process) และระบบเสาเข็มเจาะแบบเปียก (Wet Process) กล่าวคือในกรณีที่ต้องการให้ปลายเสาเข็มหยั่งในชั้นดินแข็งที่ไม่ถึงชั้นทรายชั้นที่หนึ่งก็สามารถใช้ระบบแห้ง โดยใช้ปลอกเหล็กชั่วคราว (Casing) ป้องกันเพียงชั้นดินอ่อน เสาเข็มระบบนี้ส่วนใหญ่จะใช้เครื่องมือประเภท เครื่องเจาะแบบสามขา (Tri – Pod Rod) ซึ่งในกรุงเทพฯ มักจะใช้ก่อสร้างเสาเข็มที่รับน้ำหนักไม่มากนัก โดยมีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 0.5 – 0.60 เมตร และเจาะได้ลึกประมาณไม่เกิน 23.00 เมตร

เสาเข็มเจาะระบบเปียก โดยทั่วไปจะเป็นเสาเข็มเจาะขนาดใหญ่ที่มีปลายหยั่งลงในชั้นทรายแน่นชั้นที่หนึ่งหรือชั้นที่สอง โดยการเจาะในชั้นทรายจะใช้สารละลายเบนโทไนท์ (Bentonite Slurry) หรือสารละลายโพลิเมอร์ผสมสารละลายเบนโทไนท์ เป็นตัวช่วยด้านมิให้ผนังหลุมเจาะเกิดการพังทลาย เสาเข็มเจาะแบบเจาะเปียกนิยมใช้ระบบ Rotary Drill (R.D.) ซึ่งเป็นระบบที่แพร่หลายทั่วโลก ในกรุงเทพฯ มักจะใช้ในงานก่อสร้างอาคารสูง และสะพานขนาดใหญ่ โดยมักจะใช้ก่อสร้างเสาเข็มขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 0.80, 1.00, 1.20 และ 1.50 เมตร ที่รับน้ำหนักปลอดภัยประมาณ 300-1000 ตัน ขึ้นอยู่กับขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง และความยาวของเสาเข็มที่ใช้

ขั้นตอนการก่อสร้างโดยสังเขปสำหรับ เสาเข็มเจาะระบบเปียกระบบ Rotary Drill (R.D.) มีดังนี้

1. ทำการลงปลอกเหล็กชั่วคราว (Casing) เพื่อป้องกันชั้นดินอ่อนซึ่งสำหรับชั้นดินกรุงเทพฯ ปกติจะใช้ปลอกเหล็กยาวประมาณ 15.0 ม.
2. ขุดเจาะดินภายในปลอกเหล็กโดยใช้สว่าน (Auger) เป็นตัวเจาะจนถึงระดับก่อนถึงชั้นทราย
3. เติมสารละลายเบนโทไนท์ลงในหลุมเจาะแล้วทำการเจาะต่อโดยใช้หัวเจาะแบบถัง (Bucket)
4. เมื่อเจาะจนถึงระดับที่ต้องการแล้วจึงทำความสะอาดกันหลุม
5. ลงเหล็กเสริมและเทคอนกรีตผ่านท่อเท (Trimie)
6. ทำการถอนปลอกเหล็กชั่วคราวออก

2.5 การติดตั้งเครื่องมือวัดในเสาเข็ม

เครื่องมือวัดที่ติดตั้งในเสาเข็มโดยทั่วไปมี 2 ชนิด คือ Vibrating Wire Strain Gauge (VWSG) และ Extensometer ซึ่งเป็นเครื่องมือที่สามารถนำผลที่ได้มาใช้วิเคราะห์หาแรงตามแนวแกนของเสาเข็มได้ รายละเอียดของเครื่องมือทั้ง 2 ชนิด มีดังต่อไปนี้

2.5.1 Vibrating Wire Strain Gauges

Vibrating Wire Strain Gauges (VWSG) ที่ใช้จะยึดติดกับเหล็ก DB 16 ด้วยการเชื่อมและใช้ Plastic Tie หุ้มป้องกันสายนำ (Sensor) VWSG จะถูกติดตั้งกับเสาเข็มเจาะและเสาเข็มแบบเรีตทดสอบโดยการยึดแท่ง VWSG กับโครงเหล็กเสริมของเสาเข็มในขั้นตอนการก่อสร้างเสาเข็ม ณ ตำแหน่งหรือระดับที่ต้องการทราบแรงตามแนวแกน ซึ่งจะทำให้สามารถรู้ค่าความเครียดที่จุดๆ นั้น เพื่อนำไปคำนวณหาค่าแรงได้

2.5.2 Extensometer

การติดตั้ง Extensometer ในตัวเสาเข็มเพื่อวัดการหดตัวที่ส่วนต่างๆ ของเสาเข็มระหว่างหัวเสาเข็ม (Pile head) กับค่าระดับความลึกที่ต้องการ ค่าการหดตัวที่วัดได้จะสามารถ

นำมาคำนวณหาการถ่ายแรงตามแนวแกนของเสาเข็ม การติดตั้งจะทำการติดตั้งกับโครงเหล็กเสริมของเสาเข็มในขั้นตอนการลงกรงเหล็กเสริมระหว่างการก่อสร้างเช่นเดียวกับการติดตั้ง VWSG

2.6 การส่งถ่ายน้ำหนักบรรทุกจากเสาเข็มสู่ดินรอบ ๆ เสาเข็ม

2.6.1 การส่งถ่ายน้ำหนักบรรทุก (Load Transfer) จากเสาเข็มสู่ดินรอบ ๆ

การศึกษานี้จะต้องอาศัยข้อมูลการทดสอบเสาเข็มที่มีการติดตั้งเครื่องมือภายในตัวเสาเข็ม เพื่อวัดหาแรงตามแนวแกนที่เกิดขึ้นภายในตัวเสาเข็มที่ระดับต่างๆ ขณะที่มียาน้ำหนักบรรทุกกระทำ เครื่องมือที่ติดตั้งมีทั้ง Vibrating Wire Strain Gauges และ Talltale rod หรือ EXtensometer

การหาแรงตามแนวแกนโดย Vibrating Wire Strain Gauges (VWSG) การหาค่าแรงตามแนวแกน ณ จุดที่พิจารณา หรือจุดที่มีการติดตั้ง ซึ่งจะทำให้การวัดค่าความเครียดเพื่อมาคำนวณแรง ณ จุดนั้น โดย

$$P_i = (AE)_p S_i$$

ที่ซึ่ง

P_i = แรงตามแนวแกนที่จุดที่ติดตั้ง VWSG

$(AE)_p$ = ค่าสตีฟเนสสมดุลย์เสาเข็ม (Equivalent Pile Stiffness)

$$= [A_s(n-1) + A_g] E_c$$

$$n = E_s/E_c$$

A_s = พื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริม

A_g = พื้นที่หน้าตัดของเสาเข็ม

E_c = อีลาสติกโมดูลัสของคอนกรีต

E_s = อีลาสติกโมดูลัสของเหล็กเสริม

S_i = ความเครียดที่ระดับ i

2.6.2 การหาแรงตามแนวแกนโดย Extensometer

Extensometer ใช้สำหรับการคำนวณหาแรงตามแนวแกนตลอดช่วงที่ทำการพิจารณา โดยอาศัยความสัมพันธ์ดังต่อไปนี้

$$P_i = 2(AE)_p \cdot e_1 / L - P_T$$

ที่ซึ่ง

P_i = แรงตามแนวแกนที่จุดต่ำสุด

$(AE)_p$ = ค่าสติฟเนสเสาเข็ม (Equivalent Pile Stiffness)

e_1 = Elastic Shortening

L = ความยาวของเสาเข็มระหว่างช่วงที่พิจารณา

P_T = น้ำหนักทดสอบ

2.7 การประมาณค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกเสาเข็มเดี่ยว

2.7.1 วิธีสถิตยศาสตร์ (Static Method) จากผลการทดสอบ CPT

การประมาณค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกเสาเข็ม จากผลการทดสอบ CPT มีหลายวิธี ที่เป็นที่ยอมรับกัน มี 3 วิธี คือ วิธีเสนอโดย De Ruiter and Beringen(1979), Schmertmann(1978a) และ LCPC(1982) ดังรายละเอียดดังนี้

- European Methods (de Ruiter and Beringen, 1979)

การประมาณการรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มที่เสนอโดยวิธี De Ruiter and Beringen (1979) เป็นวิธีที่ใช้กันในยุโรป และ ทะเลเหนือ ซึ่งรวมรวมข้อมูลดังแสดงใน ตารางที่ 2.4

การประมาณกำลังรับน้ำหนักที่ปลายของเสาเข็มในชั้นทราย จะใช้ ค่าเฉลี่ย ของ q_c ที่ด้านบน ที่ระยะห่างจากปลายเสาเข็ม $0.7D - 4D$ และ ด้านล่าง ที่ระยะห่างจากปลายเสาเข็ม $8D$ ดังแสดงรูปที่ 2.20

ตารางที่ 2.4 การประมาณการรับน้ำหนักบรรทุก โดยวิธี European (After de Ruiter and Beringer, 1979)

	SAND	CLAY
Unit Skin Friction, f_p	Minimum of: $f_1 = 0.12 \text{ MPa (1.2 t/ft}^2\text{)}$ $f_2 = \text{CPT sleeve friction, } f_s$ $f_3 = q_c/300 \text{ (compression)}$ $f_4 = q_c/400 \text{ (tension)}$	$f = \alpha s_u$ where: $\alpha = 1 \text{ for N.C. Clay}$ $= 0.5 \text{ for O.C. Clay}$
Unit End Bearing, q_p	Minimum: q_p from Fig. 5.22.20	$q_p = N_c \cdot s_u$ where: $N_c = 9$ $s_u = q_c/N_k, N_k = 15 \text{ to } 20$

- Schmertmann Method

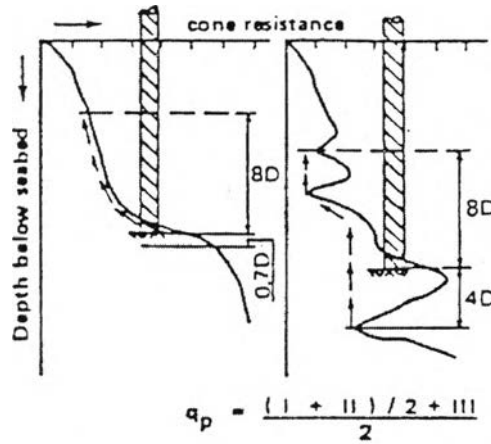
การประมาณการรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็ม ที่เสนอโดยวิธี Schmertmann Method (1978a) มีรายละเอียด ดังแสดงในตารางที่ 2.5 ส่วนการประมาณกำลังรับน้ำหนักที่ปลายของเสาเข็มในชั้นทรายจะใช้วิธีเดียวกับ De Ruiter and Beringer (1979)

การประมาณค่าแรงเสียดทานด้านข้างจากตารางที่ 2.5 ในชั้นทรายหาค่า K ได้จากรูปที่ 2.21 โดย D/B เป็นอัตราส่วนระหว่างเส้นผ่าศูนย์กลางและความยาวของเสาเข็ม ส่วนในชั้นดินเหนียวหาค่า α' จากรูปที่ 2.22

- LCPC Method (Bustamante and Gianeselli, 1982)

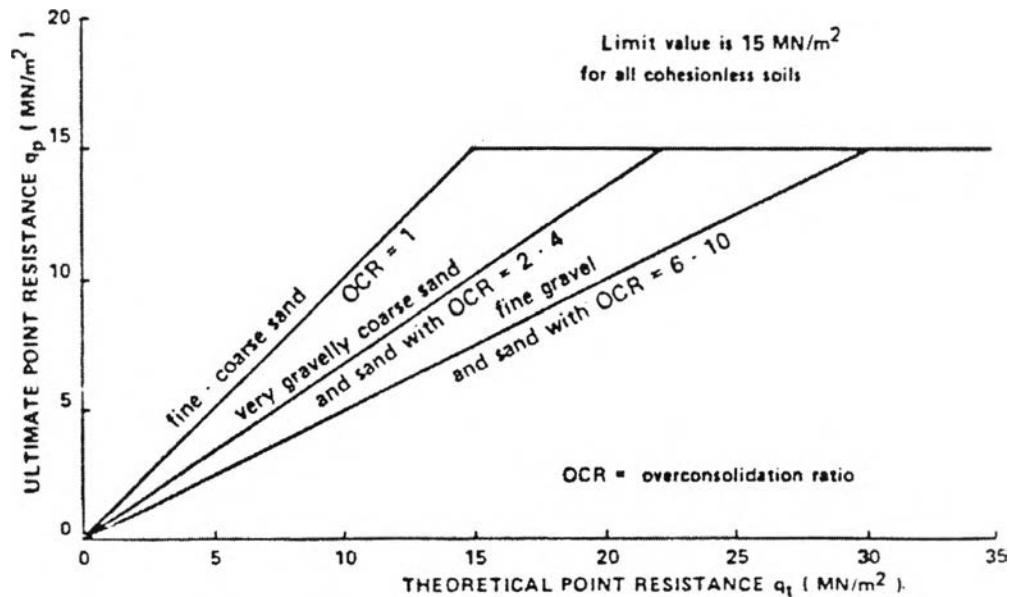
การประมาณการรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็ม โดยวิธี LCPC Method ดังพัฒนามาจากประเทศฝรั่งเศส ดังรายละเอียด ที่แสดงในตาราง 2.6, 2.7 และ 2.8 หน่วยแรงด้านทานที่ปลายเสาเข็มสามารถคำนวณโดยใช้ ค่าเฉลี่ย ของ q_c ที่ปลายของเสาเข็ม ดังแสดงในรูปที่ 2.23

โดยทั่วไป การประมาณการรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มทั้งสามวิธี หากวิธีใดให้ค่าน้อยที่สุดจะใช้วิธีดังกล่าว



Key

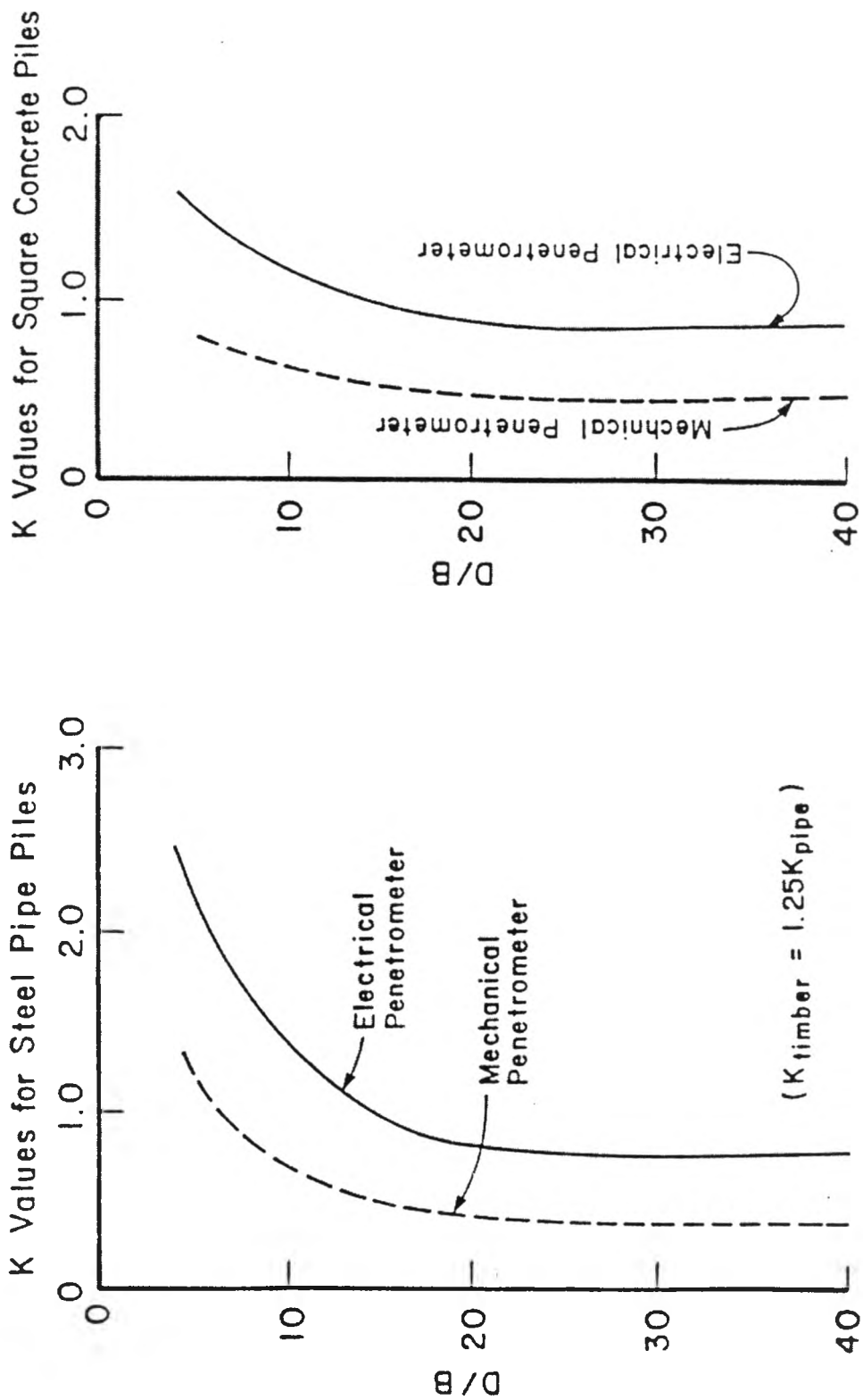
- D : Diameter of the pile
- I : Average cone resistance below the tip of the pile over a depth which may vary between 0.7D and 4D
- II : Minimum cone resistance recorded below the pile tip over the same depth of 0.7D to 4D
- III : Average of the envelope of minimum cone resistances recorded above the pile tip over a height which may vary between 6D and 8D. In determining this envelope, values above the minimum value selected under II are to be disregarded
- q_p : Ultimate unit point resistance of the pile



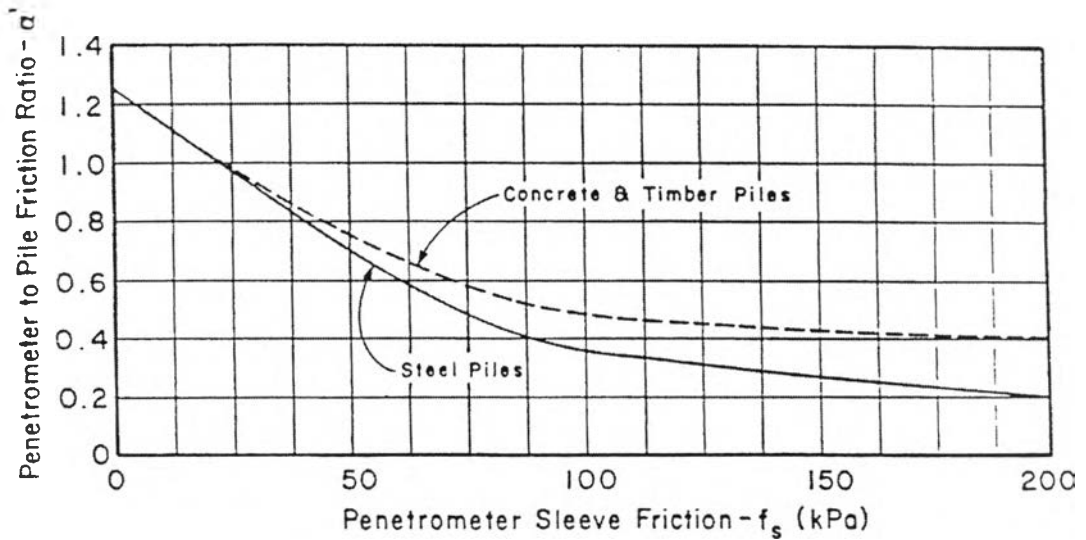
รูปที่ 2.20 การประมาณการรับน้ำหนักบรรทุกที่ปลายของเสาเข็ม โดยวิธี (After de Ruiter and Beringer, 1979)

	SAND	CLAY										
Unit Skin Friction, f_p	<p>Minimum of:</p> $f_1 = K \left[\sum_0^l \left(\frac{q}{8D} \right) \cdot f_s + \sum_{8D}^L \cdot f_s \right]$ <p>where:</p> <p>K = ratio of f_p/f_s (Fig.5.3)</p> <p>l = depth to f_s considered</p> <p>D = pile width</p> <p>L = pile length</p> <p>$f_2 = 0.12 \text{ MPa (1.2 t/ft}^2\text{)}$</p> <p>$f_3 = c \cdot q_c$</p> <table> <tr> <td></td> <td style="text-align: center;">C</td> </tr> <tr> <td>Precast concrete</td> <td style="text-align: center;">0.012</td> </tr> <tr> <td>Concrete enlarged base</td> <td style="text-align: center;">0.018</td> </tr> <tr> <td>Steel displacement</td> <td style="text-align: center;">0.012</td> </tr> <tr> <td>Open-ended steel</td> <td style="text-align: center;">0.008</td> </tr> </table> <p>For tension capacity take $f = 0.7 f_p$</p>		C	Precast concrete	0.012	Concrete enlarged base	0.018	Steel displacement	0.012	Open-ended steel	0.008	<p>Minimum of:</p> <p>$f_1 = \alpha' s_u$ (see Fig. 5.22)</p> <p>$f_2 = \lambda(\bar{p}' + 2\bar{s}_u)$</p> <p>where:</p> <p>$\bar{p}'$ = ave. σ'_{vo} along pile length</p> <p>\bar{s}_u = ave. s_u along pile length</p> <p>$\lambda = 0.3$ for $L/B = 10$ $= 0.2$ for $L/B = 20$ $= 0.14$ for $L/B > 60$</p> $f_3 = \alpha' \left[\sum_0^l \left(\frac{q}{8D} \right) \cdot f_s + \sum_{8D}^L f_s \right]$
	C											
Precast concrete	0.012											
Concrete enlarged base	0.018											
Steel displacement	0.012											
Open-ended steel	0.008											
Unit End Bearing, q_p	Minimum q_p from Fig. 2.20											

ตารางที่ 2.5 การประมาณการรับน้ำหนักบรรทุก โดยวิธี Schmertmann (1978)



รูปที่ 2.21 กราฟค่า K สำหรับประมาณแรงเสียดทานด้านข้าง After Schmertmann (1978)



รูปที่ 2.22 กราฟค่า α' สำหรับประมาณแรงเสียดทานด้านข้าง After Schmertmann (1978)

ตารางที่ 2.6 การประมาณการรับน้ำหนักบรรทุก โดยวิธี LCPC

Unit Skin Friction f_p	Sand and Clay	
	$f_p = \frac{q_c}{\alpha}$	α = friction coefficient (Table 2.8)
Unit End q_p	$q_p = k_c \cdot q_{ca}$ q_{ca} = equivalent cone resistance at level of pile tip (Fig. 5.2.9) k_c = bearing capacity factor (Table 2.4)	

ตารางที่ 2.7 Bearing Capacity Factor, k_c

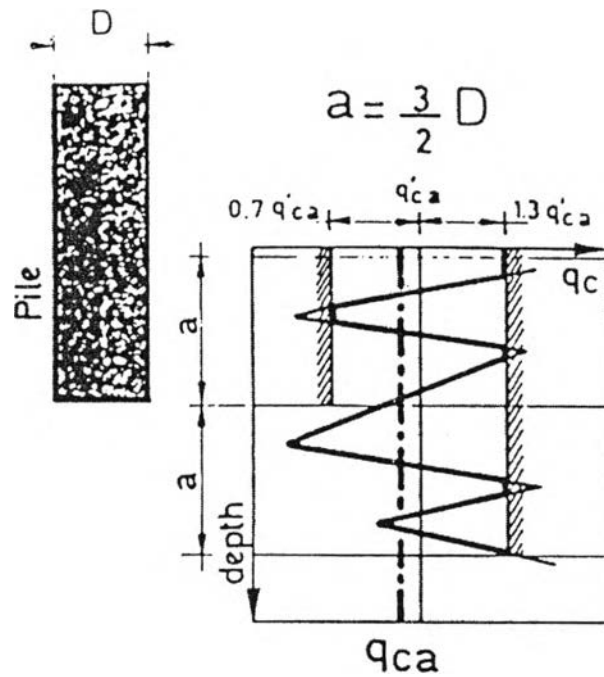
Nature of Soil	q_c (MPa)	Factors k_c	
		Group I	Group II
Soft clay and mud	<1	0.4	0.5
Moderately compact clay	1 to 5	0.35	0.45
Silt and loose sand	≤ 5	0.4	0.5
Compact to stiff clay and compact silt	>5	0.45	0.55
Soft chalk	≤ 5	0.2	0.3
Moderately compact sand and gravel	5 to 12	0.4	0.5
Weathered to fragmented chalk	<5	0.2	0.4
Compact to very compact sand and gravel	<12	0.3	0.4
<p>Group I - Plain bored piles Mud bored piles Micro piles (grouted under low pressure) Cased bored piles Hollow auger bored piles Piers Barrettes</p> <p>Group II - Cast screwed piles Driven precast piles Prestressed tubular piles Driven cast piles Jacked metal piles Micropiles (small diameter piles grouted under high pressure with diameter <250 mm) Driven grouted piles (low pressure grouting) Driven metal piles Driven rammed piles Jacked concrete piles High pressure grouted piles of large diameter</p>			

ตารางที่ 2.8 Friction Coefficient, α'

Nature of Soil	q_c (MPa)	Coefficients, α				Maximum Limit of f_p (MPa)					
		Category									
		I		II		I		II		III	
		A	B	A	B	A	B	A	B	A	B
Soft clay and mud	<1	30	30	30	30	0.015	0.015	0.015	0.015	0.035	-
Moderately compact clay	1 to 5	40	80	40	80	0.035 (0.08)	0.035 (0.08)	0.035 (0.08)	0.035	0.08	≥ 0.12
Silt and loose sand	≤ 5	60	150	60	120	0.035	0.035	0.035	0.035	0.08	-
Compact to stiff clay and compact silt	>5	60	120	60	120	0.035 (0.08)	0.035 (0.08)	0.035 (0.08)	0.035	0.08	≥ 0.20
Soft chalk	≤ 5	100	120	100	120	0.035	0.035	0.035	0.035	0.08	-
Moderately compact sand and gravel	5 to 12	100	200	100	200	0.08 (0.12)	0.035 (0.08)	0.08 (0.12)	0.08	0.12	≥ 0.20
Weathered to fragmented chalk	>5	60	80	60	80	0.12 (0.15)	0.08 (0.12)	0.12 (0.15)	0.12	0.15	≥ 0.20
Compact to very compact sand and gravel	>12	150	300	150	200	0.12 (0.15)	0.08 (0.12)	0.12 (0.15)	0.12	0.15	≥ 0.20

CATEGORY:

IA - Plain bored piles Mud bored piles Hollow auger bored piles Micropiles (grouted under low pressure) Cast screwed piles Piers Barettes	IIB - Driven metal piles Jacked metal piles
IB - Cased bored piles Driven cast piles	IIIB - High pressure grouted piles with diameter >250 mm Micro piles grouted under high pressure
IIA - Driven precast piles Prestressed tubular piles Jacked concrete piles	<u>Note:</u> Max. limit unit skin friction, f_p : bracket values apply to careful execution and minimum disturbance of soil due to construction.
IIIA - Driven grouted piles Driven rammed piles	



รูปที่ 2.23 กราฟการหา Equivalent Cone Resistance วิธี LCPC (Bustamante and Gianeselli , 1982)

นอกจากทั้ง 3 วิธีดังกล่าวแล้วยังมีวิธีการออกแบบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มเจาะจากค่า CPT ได้ถูกรวบรวมและตีพิมพ์เผยแพร่แล้วกว่า 22 วิธี โดย D. Rollberg (1976-1977) ซึ่งแบ่งค่ากำลังรับน้ำหนักเป็นสองส่วนคือแรงต้านทานที่ปลาย Q_{pu} กับแรงต้านทานที่ผิว Q_{su}

แรงต้านทานที่ปลาย

$$Q_{pu} = 1/f_p q_{mp} A_p$$

และแรงต้านทานที่ผิว

$$Q_{su} = 1/f_{s1} q_{ms} A_s$$

โดยที่ f_p คือค่าตัวประกอบการคำนวณของความต้านทานที่ปลาย

f_{s1} คือค่าตัวประกอบการคำนวณของความต้านทานที่ผิว

q_{mp} คือค่าเฉลี่ย q_c ของในช่วงปลายการหยั่ง

q_{ms} คือค่าเฉลี่ย q_c ของในช่วงปลายที่รับแรงเสียดทาน

A_p คือ พื้นที่หน้าตัดเสาเข็ม

A_s คือ พื้นที่ผิวที่รับแรงเสียดทาน

Brenner&Panichpatananon (1982) ได้เสนอการหาความสัมพันธ์ระหว่าง CPT กับกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกของเสาเข็มโดยวิธีกฎพลังงานของ Rollberg(1977)ในเทอมของงานที่เกิดจากจากข้อมูลเสาเข็มจำนวน 44 ต้นในเขตกรุงเทพมหานคร โดยนำค่าเฉลี่ยของ q_c ที่ระดับต่ำกว่าปลายเสาเข็มและค่า f_s ตามผิวของก้านหยั่งรวมกันเป็นค่ากำลังต้านทานของCone จากการรวมของConeตามรูปที่ 2.24 แสดงว่าค่า Q_g สามารถเขียนในเทอมของงานที่ระดับสูงกว่าและต่ำกว่าปลายเสาเข็ม คือ W_{po} และ W_p ได้ ซึ่งเป็นสัดส่วนกับงานทั้งหมด W_{pn} จากลักษณะที่คล้ายกันของ Cone กับเสาเข็มค่ากำลังรับน้ำหนักของเสาเข็ม Q_u จึงเป็นสัดส่วนกับ Q_g และ W_{pn} ด้วยดังนี้

$$Q_u = K6.P_s.A_b.W_{pn}$$

P_s คือเส้นรอบรูปของเสาเข็ม

A_b คือ พื้นที่หน้าตัดที่ปลายของเสาเข็ม

W_{pn} คือ งานทั้งหมดที่เกิดจากการหยั่งCone

$K6$ ขึ้นอยู่กับชนิดของเสาเข็ม

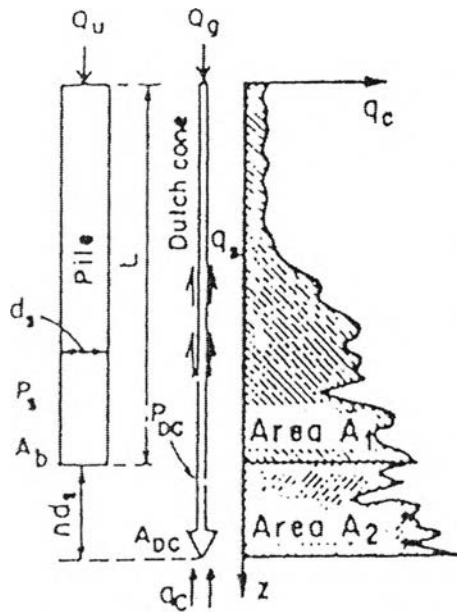
เมื่อพิจารณาน้ำหนักของเสาเข็ม P_w

$$Q'u = K7. P_s. A_b. W_{pn}$$

หรืออาจเขียนในเทอมของความต้านทานที่ปลายและความต้านทานที่ผิว

$$Q'u = K8.(A_b.\Delta W_p).P_s.W_s$$

จากสมการข้างบนทำการวิเคราะห์โดยวิธี Regression Analysis ในระบบ Double logarithmic coordinate ซึ่งจะให้ค่าสัมประสิทธิ์ที่เหมาะสมกับดินและเสาเข็มชนิดต่างๆ ดังสูตรต่อไปนี้



$$Q_g = \frac{A_{DC}}{nd_s} \int_L^{L+nd_s} q_c dz + P_{DC} \int_0^L q_s dz$$

$$q_s = \gamma_c k \tan \delta$$

$$Q_g = \frac{A_{DC}(A_2)}{nd_s} + P_{DC} k \tan \delta (A_1)$$

$$W_{po} = (A_1) A_{DC}; \Delta W_p = (A_2) A_{DC}$$

$$W_{pn} = W_{po} + \Delta W_p$$

$$Q_g = \frac{\Delta W_p}{nd_s} + P_{DC} k \tan \delta \frac{W_{po}}{A_{DC}}$$

$$\text{Assume: } \Delta W_p = k_1 W_{pn}; W_{po} = k_2 W_{pn}$$

$$\text{Then: } Q_g = k_3 W_{pn}$$

$$\text{For pile assume: } Q_u = k_4 Q_g = k_5 \frac{P_s}{P_{DC}} \frac{A_b}{A_{DC}} Q_g \text{ or: } Q_u = k_6 P_s A_b W_{pn}$$

รูปที่ 2.24 แสดงการวิเคราะห์หาค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกโดยใช้วิธีพลังงานของ Rollberg

เสาเข็มเจาะ

$$Q'u = 0.6824(P_s.A_b.W_{pn})^{0.396}$$

เสาเข็มตอกปลายหยั่งในชั้นทราย

$$Q'u = 0.6950(P_s.A_b.W_{pn})^{0.532}$$

$$Q'u = 0.3767(A_b.\Delta W_p)0.225.(P_s.W_s)^{0.541}$$

เสาเข็มตอกปลายหยั่งในชั้นดินเหนียวแข็ง

$$Q'u = 0.4406(P_s.A_b.W_{pn})^{0.532}$$

$$Q'u = 0.1816(A_b.\Delta W_p)^{0.156} . (P_s.W_s)^{0.659}$$

ค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกสูงสุดของเสาเข็มมีหน่วยเป็น (MN) และงานที่เกิดจากแรงต้านทานการหยั่ง, W_{pn} กับ งานที่เกิดจากแรงเสียดทาน, W_s มีหน่วยเป็น kN-m

Jamnongpipatkul และคณะ(1987) ได้เสนอการหาค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มที่ปลายโดยใช้ทฤษฎีกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของฐานราก และ ใช้ค่า $N_c = 9$ และ $S_u =$

0.034 q_c ซึ่งหาได้จากการสร้างความสัมพันธ์ระหว่าง q_c กับ S_u ของวีรนนท์ (1983) ในการสร้างความสัมพันธ์ในดินเหนียวแข็ง ส่วนแรงเสียดทานที่ผิววิเคราะห์บนพื้นฐานสมการของ Nottingham & Sehmertmann (1975) หาค่าในทรายและดินเหนียวโดยให้เป็นรูปสมการดังนี้

ดินทราย

$$Q_s = \sum K_s \cdot f_{s_i} \cdot A_s$$

โดยที่ f_{s_i} คือ ค่าแรงต้านที่ผิวของ Cone
 A_s คือ พื้นที่ผิวของเสาเข็ม

โดย K_s มีค่าอยู่ระหว่าง 0.45 - 0.8 ขึ้นอยู่กับค่าอัตราส่วนระหว่างความยาวต่อความกว้างของเสาเข็ม D/B ถ้า D/B มากกว่า 20 แนะนำให้ใช้ $K_s = 0.45$

ดินเหนียว

$$Q_s = \sum \alpha \cdot S_u \cdot A_s$$

α คือ ค่า Adhesion factor

โดยแนะนำค่า $S_u = 0.05 q_c$ โดย Theerapol, (1983) สำหรับดินเหนียวอ่อนถึงปานกลางและ $S_u = 0.034 q_c$ ในดินเหนียวแข็ง

2.7.2 การทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกเสาเข็ม (Pile load test)

การแปลผลของการทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกของเสาเข็มเพื่อหาค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกที่จุดวิกฤติ (Q_{ult}) ซึ่งมีหลายๆ วิธีที่เคยมีผู้วิจัยไว้ Fellenius (1980) ได้ทำการรวบรวมซึ่งมีรายละเอียดโดยสังเขปดังนี้

ก. วิธีของ Davission (1972)

ค่ากำลังรับน้ำหนักที่จุดวิบัติ เป็นน้ำหนักที่เสาเข็มเกิดการทรุดตัวจนเกิดค่าความยืดหยุ่นที่ถูกกำหนดไว้ค่าหนึ่ง คือ 0.15 นิ้ว (4 mm.) บวกกับ factor ค่าหนึ่งซึ่งมีค่าเท่ากับขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของเสาเข็ม (นิ้ว) หารด้วย 120

$$x = 0.15 + D/120 \text{ นิ้ว}$$

ที่ซึ่ง

$$D = \text{คือเส้นผ่าศูนย์กลางของเสาเข็ม (นิ้ว)}$$

พิจารณาจากรูปที่ 2.25 ก. ทำการลากเส้น (BC) ขนานระยะ offset (x) จากเส้น Initial Modulus (OA) จุดตัดระหว่างเส้นตรง BC กับเส้นกราฟความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับค่าการทรุดตัว คือ จุด Q_{ult} (จุด C)

ข. วิธีของ Chin (1970-71)

ค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกที่จุดวิบัติเท่ากับส่วนกลับของความชันที่ได้จากการเขียนกราฟความสัมพันธ์ระหว่างค่าน้ำหนักบรรทุกแต่ละค่าหารด้วยค่าการเคลื่อนที่ที่ค่าน้ำหนักบรรทุกนั้น บนแกน y และค่าการเคลื่อนที่ (movement) บนแกน x

พิจารณาจากรูปที่ 2.25 ข. ค่าน้ำหนักบรรทุกที่จุดวิบัติ $(Q_v)_{ult}$ มีค่าเท่ากับ $1 / C_1$ โดยที่ C_1 คือค่าความชันของกราฟ

ค. วิธีของ De Beer & Wallays (1972)

ค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกที่จุดวิบัติหาโดยการเขียนกราฟความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการทรุดตัวบนกราฟแบบลอการิทึม สเกล พิจารณาจากรูปที่ 2.25 ค. ค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกที่จุดวิบัติเท่ากับจุดที่เปลี่ยนความชันของเส้นตรงบนความสัมพันธ์แบบลอการิทึม สเกล

ง. วิธีของ Brinch Hanson (1972) 90% criterion

วิธีนี้เป็นการลองผิดลองถูกเพื่อหาค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกที่จุดวิบัติ (Q_u)_{ult} คือ ค่า ณ จุดที่มีการทรุดตัว (Δu) เป็นสองเท่าของค่าการทรุดตัวที่ 90% ของน้ำหนักบรรทุกที่จุดวิบัติ (รูปที่ 2.25 ง.)

จ. วิธีของ Brinch Hanson (1972) 80% criterion

วิธีนี้พัฒนามาจาก Brinch Hanson (1972) 90% โดยใช้วิธีการแก้สมการเส้นตรง โดยกำหนดค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกที่จุดวิบัติ คือ ตำแหน่งที่น้ำหนักบรรทุกมีค่าเป็น 80% ของน้ำหนักบรรทุกที่จุดใดๆ ณ ตำแหน่งที่มีการทรุดตัว (Δu) มีค่าหนึ่งในสี่ของค่าการทรุดตัวที่จุดนั้น (รูปที่ 2.25 จ.)

วิธีการวิเคราะห์เริ่มจากการเขียนกราฟความสัมพันธ์ของรากที่สองของการทรุดตัวหารด้วยน้ำหนักบรรทุก ($\frac{\sqrt{\Delta}}{Q_{va}}$) กับค่าการทรุดตัว (Δ) ซึ่งจะได้สมการเส้นตรง

$$\frac{\sqrt{\Delta u}}{Q_u} = C_1 \Delta u + C_2 \quad \text{-----}(ก)$$

ตำแหน่งที่น้ำนักบรทุกมีค่าเป็น 80% ของน้ำนักบรทุกที่จุดใดๆ ณ ตำแหน่งที่การหลุดตัว (Δu) มีค่าหนึ่งในสี่ของค่าการหลุดตัวที่จุดนั้น แสดงสมการได้ดังนี้

$$\frac{\sqrt{0.25\Delta u}}{0.8Q_u} = 0.25C_1\Delta u + C_2 \quad \text{-----}(ข)$$

แก้สมการ ก. และ ข. เพื่อหาค่า Δu ที่ทำให้เกิดน้ำนักบรทุกสูงสุดตามวิธีนี้

จ. วิธีของ Mazurkiewicz (1972)

ค่ากำลังรับน้ำนักบรทุกที่จุดวิบัติหาได้จากเส้นตรงสมมติที่สร้างขึ้นมาลากตัดกับแกนน้ำนักบรทุก ซึ่งเส้นสมมตินี้สร้างได้โดยการแบ่งค่าการหลุดตัวออกเป็นส่วนๆ ที่มีขนาดเท่ากันลากตัดเส้นโค้งความสัมพันธ์ของน้ำนักบรทุกและการหลุดตัว จนสามารถทราบค่าน้ำนักบรทุกที่ตำแหน่งการหลุดตัวนั้นๆ ดังรูปที่ 2.25 จ. จากนั้นลากเส้นตรงทำมุม 45 องศากับแกนน้ำนักบรทุกเพื่อสร้างจุดตัดกับตำแหน่งของน้ำนักบรทุกที่จุดถัดไป จุดตัดเหล่านี้มีแนวโน้มที่จะลากเป็นเส้นตรงและใช้เป็นเส้นตรงสมมติสำหรับหาตำแหน่งของน้ำนักบรทุกสูงสุดบนแกนน้ำนัก โดยจุดตัดของเส้นตรงนี้บนแกนน้ำนักบรทุกคือ ค่า Q_{ult}

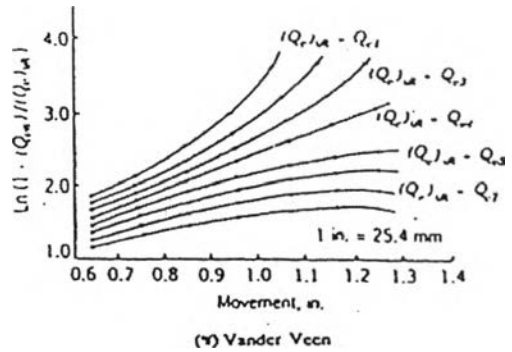
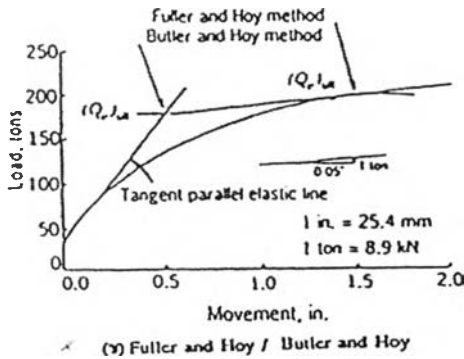
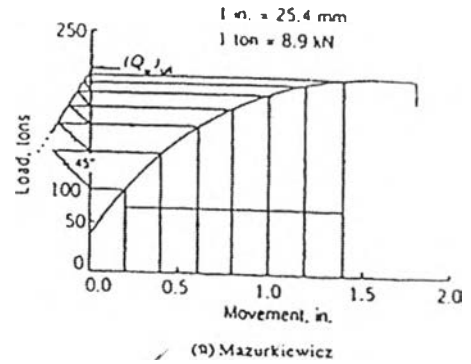
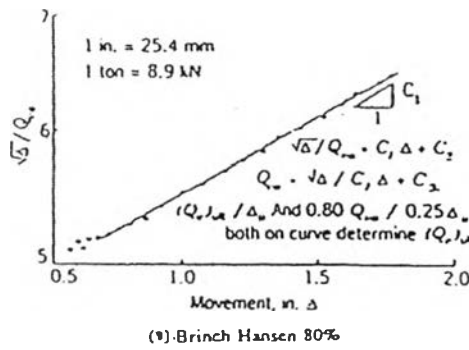
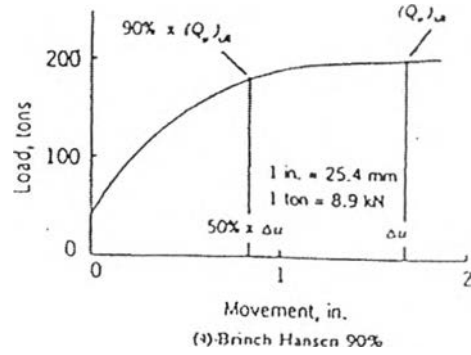
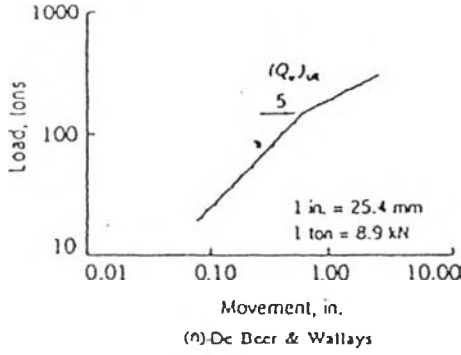
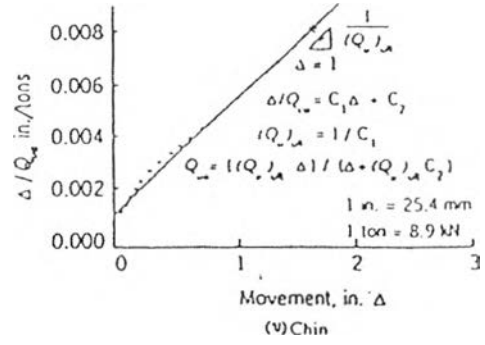
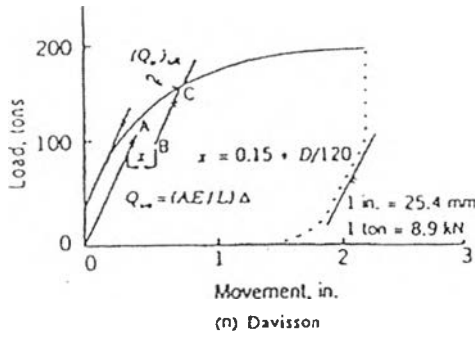
ข. วิธีของ Fuller & Hoy (1970) และ Bulter & Hoy (1977)

ค่ากำลังรับน้ำนักบรทุกที่จุดวิบัติตามวิธีของ Fuller & Hoy (1970) มีค่าเท่ากับค่าที่จุดที่เส้นสัมผัสส่วนโค้งที่ความลาดชัน 0.05 นิ้ว / ตัน (รูปที่ 2.25 ข.) สำหรับวิชาของ Bulter & Hoy (1977) ค่ากำลังรับน้ำนักบรทุกที่จุดวิบัติมีค่าเท่ากับค่าที่จุดที่เส้นสัมผัสส่วนโค้งที่มีความลาดชัน 0.05 นิ้ว / ตัน ตัดกับส่วนของเส้นตรงเริ่มต้นของส่วนโค้งหรือ เส้นขนานกับเส้น Rebound Curve หรือเส้นอิลาสติกเริ่มต้น ดูรูปที่ 2.25 ข.

๗. วิธีของ Vander Veen (1953)

การหาค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกที่จุดวิบัติ หารโดยสมมุติค่า $(Q_v)_{ult}$ ที่ทำให้ได้กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง $\ln \{(1-Q_{va}) / (Q_v)_{ult}\}$ กับ ค่าการทรุดตัวนั้นๆ มีรูปแบบเป็นเส้นตรง ซึ่งค่าที่สมมติจะเป็นค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกที่จุดวิบัติ ดูรูปที่ 2.25 ข.

รายละเอียดวิธีการหาค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกที่จุดวิบัติจากการทดสอบในแต่ละวิธีจะแสดงไว้ในรูปที่ 2.25



รูปที่ 2.25 รายละเอียดวิธีการหาค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกที่จุดวิบัติ