

អត្ថបទ ការអនុញ្ញាត និងការរៀបចំការងារ

ធម្មោយការសក្រារាយ៍ ក្រ.ស្ថុវណ្ណ សំណងទារក្រឹម

Foundation Design for High - Rise Buildings I - II

ପ୍ରମାଣ

ភាគវិទ្យាពាណិជ្ជកម្មប្រជាជាតិ និងវិទ្យាពាណិជ្ជកម្មសាស្ត្រ ក្នុងក្រសួង

ចំណាំរំភេទ

សារពាណិជ្ជកម្មទៅនឹង គុបាយ

អតិថិជន ការអនុវត្តប្រព័ន្ធស្ឋាគមនាគារ

ធម្មោយការិតរាជរាយ ក្រ.ស្ថិតិក សំណងជាន់ក្រុង

Foundation Design for High - Rise Buildings I - II

ឈ្មោះ

ភាគីធម្មោយការិតរាជរាយ និងធម្មោយការិតរាជរាយ ក្រុងក្រុង

រំនោះ

ជាមួយការិតនិងការិត និងការិត ក្រុងក្រុង

การออกหมายฐานรากอาคารสูง

ดร. สุรัชนา สัมพันธารักษ์

1.0 หลักการอลงกติแบบฐานราก

การออกแบบระบบฐานราก ควรพิจารณาดึงหลักการดังต่อไปนี้

- ระบบของฐานรากที่ใช้ต้องไม่ทำให้มวลดินเกิดการวับติดและเกิดการเคลื่อนตัวจนโครงสร้างเกิดการเสียหาย หรือไม่ทำงานตามหน้าที่ที่ต้องการ
- โครงสร้างที่ใช้ในการถ่ายหน่วยแรงสัมภาระต้องสามารถรับน้ำหนักได้ตามที่ต้องการ
- การพิจารณาเลือกรอบฐานราก ต้องคำนึงถึงวิธีการก่อสร้างที่ทำให้ได้ตามวัตถุประสงค์ ข้อ 1, ข้อ 2, หรือมีทางพิจารณาของผลกระบวนการของสิ่งก่อสร้างข้างเคียง รวมทั้งไนเกอร์ซึ่งมีห้องใต้ดินควรพิจารณาถึงระบบบ้องก้มวัสดุน้ำเคลื่อนตัวระหว่างการขุดดินหรือมีกันด้วย
- หลักการทางด้านการประยุกต์ ซึ่งเกี่ยวพันกับการใช้ระบบฐานรากที่มีประสิทธิภาพมากที่สุด โดยวิธีเสียหลักการนั้นข้อ 1 ถึง 3 ได้

2.0 การออกแบบกับการวินิจฉัยของมวลดิน

ระบบของฐานรากในการออกแบบส่วนใหญ่กับฐานรากเสาเข็มสำหรับดินในประเทศไทย ในชั้นคิ่นกรุงเทพฯ ความจำเป็นของการใช้ฐานรากเสาเข็มเกิดการทึบบัญชาก้างค้านเสียบริภูมิ และการเคลื่อนตัวส่วนในตัวโครงสร้างที่ใช้เสาเข็มในการทุบตื้อ (ก่อตื้อ) ที่เกี่ยวข้องเช่น

2.1 การออกแบบระบบเสาเข็มเพื่อบังกับการวินิจฉัย

ระบบเสาเข็มอาจวินิจฉัยกลาก 2 บริการ คือ การวินิจฉัยด้วยสาเข็มดันเดียว (single pile) และเสาเข็มกลุ่ม แรงที่เสาเข็มต้องถ่ายลงมาสัมภาระนิดหน่อยกับระบบตัวโครงสร้าง (compression) แรงดึง (tension) แรงที่ทำให้แนวนอนตกลดลง Moment (ข้ออยู่กับ stiffness ของฐานราก) วิบากการมีเสาเข็มต้องรับแรงเนื่องจาก negative skin friction ซึ่งที่ควรตรวจสอบก่อ แรงและ Moment ที่มากระทำต่อโครงสร้างของอาคารต้องถ่ายลงคืนโดยใช้เสาเข็ม แรงจะไม่มีการสูญเสีย นานา ซึ่งเป็นในด้านระบบของการสมดุลย์

เสาเข็มมีหลายชนิดด้วยกันได้แก่ เสาเข็มตอก สาเข็มเจาะ และเสาเข็มแบบ auger press. การใช้งานของแต่ละชนิด ขึ้นอยู่กับขนาดของแรงที่ถ่ายลงมา สภาพดิน (ซึ่งเป็นตัวกำหนดความบาง และการรับน้ำหนักของเสาเข็ม) และหลักฐานที่มีต่อสิ่งที่ต้องรับน้ำหนัก คือโครงสร้างที่ต้องรับการเคลื่อนที่ ซึ่งต้องหันแบบไหนก็จะง่าย แต่ต้องหันแบบไหนก็จะยาก แต่ต้องหันแบบไหนก็จะง่าย แต่ต้องหันแบบไหนก็จะยาก

รัฐธรรมนูญแห่งราชอาณาจักรไทย

ขั้นตอนในการออกแบบฐานราก ทางสถาปัตยกรรมก่อตัว

1. กำหนดพื้นที่ และตำแหน่งของแรงที่ซึ่งแรงเหล่านี้จะต้องถ่ายทอด รวมทั้งน้ำหนักของโครงสร้างทั้งหมดที่ต้องถ่ายทอด (ทั้งน้ำหนักโครงสร้างและแรงสั่นสะเทือนที่เรียกว่า Moment ที่ถ่ายลงพื้นที่) ที่ต้องถ่ายทอด
2. ศูนย์กลางของการสำรวจดิน และสภาพของลังก์ที่ต้องสร้างขึ้น คือจุดศูนย์กลางของลังก์ที่ต้องสร้างขึ้น (จุดศูนย์กลางของลังก์ที่ต้องสร้างขึ้น) ที่ต้องถ่ายทอดแรงสั่นสะเทือน
3. เลือกชนิดของเสาเข็ม หาค่ากำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มด้วย กำหนดจำนวนเสาเข็ม จำนวนกลุ่ม ตรวจสอบกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มกลุ่มและชั้นเดียวกับเสาเข็ม
4. คาดคะเนการเคลื่อนตัว
5. เขียน Spec ในการควบคุมการก่อสร้างเสาเข็ม รวมทั้งกำหนดจำนวนเสาเข็มที่ต้องใช้ และ pilot pile (ถ้าจำเป็นต้องใช้) ในการพื้นที่ที่เสาเข็มตอก

2.2 การสำรวจคืนเพื่อออกแบบ

2.2 การสำรวจคินเพื่อออกรายบัญชี
 การสำรวจคินในการออกแบบ ผู้เขียน spec ในการสำรวจคิน ควรทราบลักษณะขั้นคินโดย
 สรุปว่า ว่าประกอบด้วยขั้นตอนอะไรบ้าง ถ้าไม่ทราบมา ก่อนควรทำการสำรวจ 2 ครั้ง คือ ครั้งแรก จะ
 ตรวจสอบขั้นคิน และ consistency ของคิน จากนั้น จึงทำการสำรวจโดยละเอียด

การเจาะสำหรับคินคิวน้ำที่ spacing ประมาณ 30 มม. ที่ก่อไว้แล้ว กำหนดความลึกของหลุมเจาะด้วยหลักการดังต่อไปนี้

1. กำหนดโดยความยาวของเสาเจมที่คาดคะเนไว้ นวากเข้ากันสองเท่าของความกว้างด้านนอกของอาคารหรือฐานราก $(L + 2B)$

2. กำหนดโดยค่า SPT ไม่ต่ำกว่า 60 ครั้ง ติดต่อกัน 3 ครั้ง (ระยะความลึกที่คิดมี SPT 60 ประมาณ 5.0 m).

3. กำหนดโดยชั้นดิน (หลังจากที่ทราบโดยคร่าวๆ แล้ว) ว่าอย่างน้อยต้องลงในชั้นดิน

卷之四

การดำเนินการสำรวจ เก็บตัวอย่างและการทดสอบชนิดขั้นอย่างกับสภาพของดิน และปัจจัยที่เกิดขึ้นอย่างน้อยที่สุด การทดสอบความมีการทดสอบหากหักแตกเจือนของคินเนนี่จากการทดสอบ unconfined compression test การทดสอบ SPT ในคินเนนท์ การจำแนกชนิดของดิน (ซึ่งต้องใช้การทดสอบ Atterberg limit และ Sieve Analysis) และการหาปริมาณความชื้นต่อลดจนความแห้งแห้งน้ำรวม นอกจากนี้ยังมีการสำรวจและข้อมูลการสำรวจคินก์วาร์โน้สสภาพของน้ำตามว่าจะคันอย่างไร เพื่อใช้

ในการสักคราฟท์แก่ลักษณะน้ำพักของสถาปัตยกรรม

2.3 ภาระเบื้องต้นค่าใช้จ่ายในการจัดทำแผนฯ ประมาณ 1,000,000 บาท

การเมืองนี้ต้องดำเนินการเพื่อแก้ไข เรื่องนี้

(เพาะเสาเข็มเจาะมีนาดใหญ่กว่าและรับน้ำหนักมากกว่า)
 2. พิจารณาถึงผลกระทบที่เกิดแก่สิ่งก่อสร้างข้างเคียง บัญชีทางด้านการเคลื่อนตัวของดินและภัยต้านทานจากการตอกเสาเข็มเป็นสิ่งที่สำคัญได้รับการพิจารณา นอกจากนั้นควรพิจารณาปัจจัยของเสาเข็มที่เคลื่อนยศุนย์เนื่องจากการตอกเสาเข็มจำนวนมาก

3. พิจารณาทางด้านราคาการก่อสร้าง ในอาคารสูงกิน 10 ชั้นขึ้นไป ควรพิจารณาความเสี่ยง
ด้วยค่าเสื่อมที่เกิดขึ้น หากต้องรวมถึงราคาจากการก่อสร้าง pile cap ด้วย

การยั่นที่สองจะถูกว่าในกรณีที่หัวใจมีความรุนแรงมาก ความเยาว์และขนาดของเสา เช่นตอก ขันอยู่กับน้ำมหการตอกและเครื่องมืออาชีวานการตอก โครงสร้างของเสา เช่นต้องไห้ และแข็งแรงพอจะตอกกลงไปในขันดินที่แข็งมาก เพื่อตอกให้หักลักษณะสุดเพื่อความประดับ การใช้เสา เช่นตอกสองนิริอามันก่อนต่อต้องพิจารณาถึงความเหมาะสม นี่องจากน้ำหน้าจากดินที่ต้องใช้ความรุนแรงมาก เช่นตอกเป็นจำนวนมาก ซึ่งอาจเป็นผลให้รื้อหินต้อง

เคลื่อนตัวอันเป็นผลจาก การต้องใช้ปริมาณเสา เชื่อมต่อเป็นจานๆ มาก จึงไม่สามารถ
ให้ห้องนักเรียนในชั้นเรียนกรุงเทพฯ นี่อย่างที่เคยของการสูญเสียความ ทำให้การอุดตันระบบของเสา! ซึ่งต้อง^{ห้อง}
ใช้ความกว้างของเสา! ซึ่งตัวนี้ที่บัน podium และ highrise เก่ากันด้วย ซึ่งมีค่าปรับตัวที่ต้องการใช้เสา^{ห้อง}
ที่บันที่มีน้ำหนักมาก ทำให้ต้องใช้เสาที่มีน้ำหนักมาก แต่ก็ต้องใช้เสาที่มีน้ำหนักมาก ทำให้ต้อง^{ห้อง}

2.4 การคาดคะเนกำลังรากที่แท้จริงของสารพิษด้วย

การตลาดเชิงบวกการลงทุนทางการค้าต่างประเทศ

$$P_{ult} = P_f + P_E - W_p \quad \text{--- (1)}$$

$$P_f = \sum_{i=n}^{i=n} f_{si} A_{si} \quad \text{--- (2)}$$

$$PE = q_E A_p \quad (3)$$

$$fsi = a \cdot Cu \quad \text{สำหรับคืนเนื้อยา} \quad \text{---} \quad (4a)$$

$$fsi = ks \cdot \tan \delta \cdot \sigma' \cdot v_0 \quad \text{สำหรับคันทราราย} \quad (4b)$$

$$q_E = NcCu + \sigma v_0 \quad \text{สำหรับคืนเนื้อวัว} \quad (5a)$$

$$q_E = \sigma' v N_B \quad \text{ส่วนรับกิมหาราย} \quad (5b)$$

ค่า Cu คือ กำลังรับแรงเฉือนของดิน (ส่วนในรูปจะจากงาน unconfined compression test) Nc และ Nq คือ ค่า bearing capacity factor ค่า Nc คือค่าเท้ากับ 9 ส่วน Nq คือค่าเท้ากับ 1.5 ของทราย ค่า Cu ในการ (5a) คือค่าที่ปั้นลายเลาเร็ม ส่วน Cui คือค่าเฉือนของ Cu ในรูป ค่าที่ปั้นลายและแรงเฉือนของดิน คือ adhesion factor rvo ในการ (5a) คือหน่วยแรงรวมในแนวตั้งตามธรรมชาติ ที่ปั้นลายเร็ม ส่วนค่า $r'vo$ ในการ (5b) คือหน่วยแรงปั้นลายที่ปั้นลายค่าที่ปั้นลายเร็มที่ปั้นลาย เลาร์เร็ม $Ksitan$ คือค่าสัมบูรณ์ภัยร้ายที่จะถูกหักหัวลงในแนวตั้ง คือค่าที่ปั้นลายเร็มที่ปั้นลายและแรงต้านทานของดิน

1. ค่า fs และ qE ผู้เชี่ยวชาญการทดสอบข่ายอย่างไร SPT CPT และการทดสอบในห้องปฏิบัติการสมการที่ 4 และ 5 ใช้ลักษณะการทดสอบ fs และ qE จากผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการ ในประเทศไทย การทดสอบ Cu ต้องทดสอบการทดสอบแบบ unconfined compression และค่า f หากค่า SPT โดย

ເຮັດວຽກນັ້ນຕໍ່ອາກວ່າງ N - 0 ຍັງ Peck Henson and Thornburn (1974) ລ້າມນະວິທີ່ຈາກ ຂົງກົງຕິກຸງເຫັນວ່າ ເຮັດວຽກນັ້ນຕໍ່ອາກວ່າງ ດີ ໂດຍ ເຮັດວຽກນັ້ນຕໍ່ອາກວ່າງ ດີ ໂດຍ ເຮັດວຽກນັ້ນຕໍ່ອາກວ່າງ ດີ ໂດຍ

in Bangkok Plain (ສະລັອດເກຣມ 2533) ຂອງຈາກສັນຂອງກັບປະຈຸບັນແລະ ສັນຂອງເຈັນ ໂລັງວັນຈຸນຂອງກັບວິທີກ່ອສ້າງຫຼວງ

(เรื่องคร 2534) ที่ผ่านมา เนื่องด้วยความหลากหลายจากการทดสอบ สามารถใช้ strain gauge และ

3. ค่า fs และ qE ก่อนอนุญาตฯ

4. การวิเคราะห์เนื้องาน 1 ถึง 5 เน้นการตรวจสอบ ของงานที่ผลิต

อุปนิสัยของ Butler and Hoy (1977) เป็นดังนี้ การห้ามกำลังรับน้ำหนักและอัลกอริทึมมิกซ์ใช้ค่าพิเศษความปลดปล่อยประมาณ 2.0 ถึง 2.5. หนังกัดความปลดปล่อยสูง เนื่องจากเรื่องความลึกที่เป็นความต้านทานจากดิน ในบางกรณีเสาเข็มต้องรับแรงดึงจาก negative skin friction ซึ่งเกิดขึ้นเมื่อคินรอบ ๆ เสาเข็มเคลื่อนตัวได้มากกว่าเสาเข็ม เมื่อรับแรงการดันนานค่าแรงดึงดูด ใช้หนึ่งในสมการที่ (4b) โดย $k_{stant} = 8$ และ 3 มิตาประมาณ 0.2 ถึง 0.3 กับคินเห็นช้า และมากกว่า 0.3 สำหรับคินหราด ในกรณีที่แรงดึงดันต้านทานแรงเสียดทาน (P_f) จะคิดเป็นหน่วยในรูปของหน่วยน้ำหนักที่ $\frac{N}{m^2}$ ค่าน้อยกว่าเสาเข็มเท่านั้น ค่าน้ำหนักปรับทุกปลดปล่อย ($Pallow$) ท้าได้โดยสมการที่ 6 และ 7

$$P_{allow} = \frac{P_f + P_E}{F.S} - W_p - NF \quad (6)$$

= Bo'vo As ---

NF = 80~90%
 NF គឺ នរោតតាម និង Pallow គឺ ការតាមរបៀបនៃការប្រគល់រួម និង F.S គឺនឹងការរៀបចំនៃការប្រគល់រួមដែល
 នរោតតាម 2.0 (និង និងការប្រគល់រួម 1.5)

๔.๓ จัดตั้งศูนย์ฯ สำหรับจัดการเรื่องดังนี้

แรงที่ดันจะอุดรูเส้นทางเดิน เวลาเดินต้องหัวไปหาง้าว ที่สำคัญกว่าแรงบีบอัดจะต้องมากกว่าแรงที่ดันที่รูเส้นทางเดิน คือ $\pi a^2/4$ (โดย a คือระยะที่ friction effective area คือเส้นผ่าศูนย์กลางรูเส้นทางเดิน) แรงดันจะลดลงเมื่อหัวเดินห่างจากเส้นทางเดินมากกว่า $3d$ (d = เส้นผ่าศูนย์กลางรูเส้นทางเดิน) ของเส้นทางเดิน (เส้นทางเดินมีผล) ดังนั้นหากความกว้างรูเส้นทางเดิน a มากกว่า $3d$ แรงที่ดันจะลดลงมากกว่า $\pi a^2/4$ ได้เปรียบ ค่า a จะต้องมากกว่า $3 - 5$ เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางรูเส้นทางเดิน

slab) ลับดวยนานาหน้ากของ slab.
ตินรับแรงดึงด้วยแรงเลี้ยงทางเพียงอย่างเดียว ก่อนที่แรงเลี้ยงทางจะเกิดขึ้น แรงดึงที่หัวเสาจะจะต้องเอาชนะน้ำหน้ากของเสา เช่น กี่ดูลง เสียก่อน เสาจะคงกรีดต้อง เสริมเหล็กให้รับแรงดึงดังกล่าว ซึ่งจะต้องเอาชนะน้ำหน้ากของเสา เช่น กี่ดูลง เสียก่อน กำลังรับน้ำหน้ากของเสา เช่นรับแรงดึงดีอ

$$\text{Tallow} = \frac{Pf}{F.S} + W_p \quad \text{--- (8)}$$

ค่า P_f ท้าวได้ในลักษณะเดียวกับเสา! ซึ่งรับแรงกด (สมการที่ 4a และ 4b) ส่วนค่าอัตราภัยรวมปลอดภัย (F.S) ต้องไม่น้อยกว่า 2.5

2.4.3 เสาเข็มเดี่ยวรับแรงด้านซ้าง

การออกแบบเส้าเข็มรับแรงทางด้านข้าง ต้องคำนึงถึงในกรณีเส้าเข็มสัมภาระและเส้าเข็มเคลื่อนไหว แต่เส้าเข็มกลุ่ม โคลนฟิกกรรมของเส้าเข็มกลุ่มจะเป็นหลักการสำคัญ การออกแบบรับแรงทางด้านข้างคือ คิดเลือกก่อนว่าเส้าเข็มตั้งเดียวสามารถรับแรงด้านข้างได้เท่าใด แล้วจึงพิจารณาทางด้านข้างที่ยอมให้ของเส้าเข็มกลุ่ม (Qallow) และลดต้น โดยใช้ group efficiency factor ซึ่งมีค่าไม่ต่ำกว่า 1.0 หาก

หลักการของเบรล์ลาร์รัมเมอร์ทางด้านช่วงนี้ การออกแบบจะ เช่นลักษณะของตัวการ์ดเส้นที่ 2 แบบ เสาเริมกลับ โดยที่ Bending moment ที่เกิดขึ้นกับเสาจะมีส่วนความล้าศ เสาเริมจะเกิดร้าบโดย โครงสร้าง ของเสาเริมและ ก้า EpIp ควบคุณภาพ คุณภาพด้านช่วงนี้เป็นหลักการ ในการออกแบบ

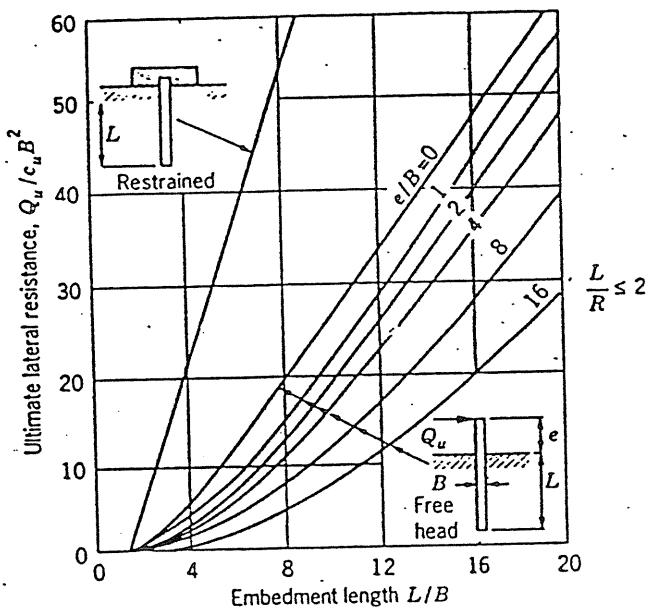
អត្ថបទនេះបានរក្សាទុកដាក់ឡើងដោយលោកស្រីសារុណី សារុណី

1. ช้า Qallow ช้าๆ, ช้าๆ, ช้าๆ เช่น ใช้เวลาช้าๆ ในการเดินทางกลับบ้าน
2. ตื่นตัวจากเสียงดัง เช่น ตื่นตัวจากเสียงกระซิบ, ตื่นตัวจากเสียงกระซิบ Qallow/pile จ้าๆ
3. ผู้ตื่นตัวจากเสียงดัง เช่น ผู้ตื่นตัวจากเสียงกระซิบ, ผู้ตื่นตัวจากเสียงกระซิบ

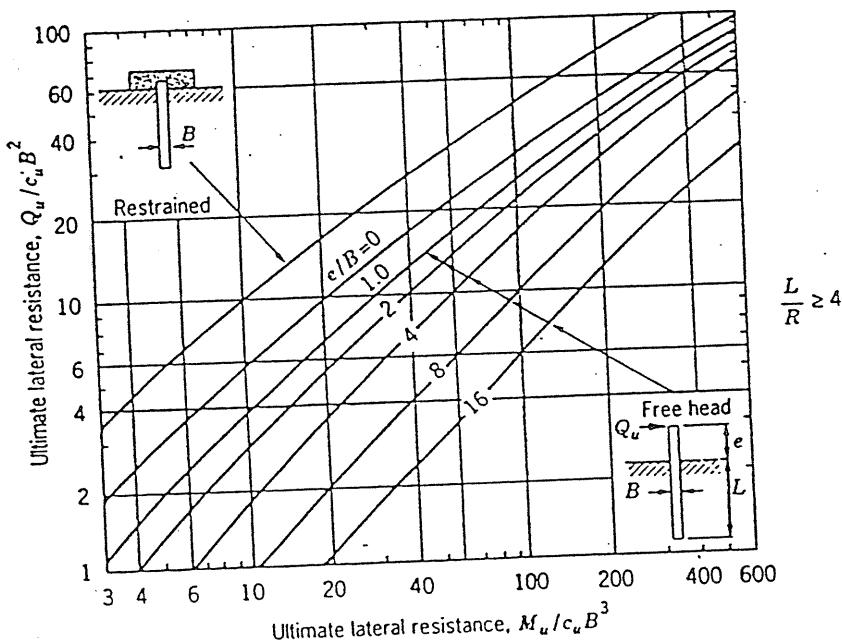
มีมากเกินไป จึงใช้ค่าแรงด้านข้าง (Q) ให้น้อยกว่า Qallow หรือเพียงพอ (Qallow) กรณีที่ยึดจำวนเสาเข็ม วิธีการหาค่า Q_u (กำลังรับน้ำหนักสูงสุดทางด้านข้าง) สำหรับเสาเข็มขวางและเสาเข็มลึกลงหัวเสาเข็ม อยู่ในดินเหนียวใช้ รูปที่ 1 และ 2 รูปที่ 1 และ 2 เสนอโดย Brom (1964) และ chart เพื่อหาค่า Q_u เมื่อทราบ M_u (yield moment ของเสาเข็ม) ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (C_u) บริเวณใกล้หัวเสาเข็มและเส้นผ่าศูนย์กลางของเสาเข็ม (B) เสาเข็มขวางรับแรงทางด้านข้างจะเกิดวินิจฉัย เมื่อโครงสร้างของเสาเข็มไม่สามารถรับ Bending Moment ได้ ส่วนเสาเข็มลึกลงจะเกิดการวินิจฉัยในม้วลตัน รูปที่ 1 และ 2 ใช้สำหรับเสาเข็มลึกลงและเสาเข็มขวาง ซึ่งมีคุณสมบัติแบบเสาเข็มขวางจะเกิดขึ้นเมื่อ $L/R \geq 4$ (L = ความยาวของเสาเข็ม ; $R = (EI/K_h)^{1/4}$ โดยค่า $E_p I_p$ เป็นอัลตราสติกโมดูลัสและโมเมนต์ Inertia ของเสาเข็มในแกนตั้งจากกับค่าทางแรงและ K_h คือค่า horizontal modulus subgrade reaction รูปที่ 1 และ 2 แสดงสภาพหัวเสาเข็มถูกยึดตัวฐานราก (Fixed head) ทำให้ไม่เกิด rotation ขึ้นที่เสาเข็มเรียกว่าสภาพ fixed end และระบบ free end หัวเสาเข็มเกิด rotation ขึ้นได้ รูปที่ 1 เป็นของเชื้มลึกลง $L/R \leq 2$ ส่วนรูปที่ 2 เป็นของเสาเข็มขวาง $L/R \geq 4$ ถ้า L/R อยู่ระหว่าง 2 กับ 4 ต้องคิดทั้งลักษณะเชื้มลึกลงและเชื้มขวาง แล้วเลือกเอาค่าที่สูงที่สุด โดยหัวไปยุติธรรมของเสาเข็มเป็นของเสาเข็มขวาง ค่าแรงทางด้านข้างที่เสาเข็มตันเดียวรับได้ (Q_g) ต้องน้อยกว่าหรือเท่ากับค่า Qallow โดย

$$Q_g \leq Qallow = \frac{Q_u}{F.S} \quad (9)$$

$F.S$ ในสมการที่ (9) ต้องไม่น้อยกว่า 2.5. ค่า K_h เท่ากับ $0.67 E_u/B$ โดย E_u คือ โมดูลัสของดินเหนียวแบบไม่ระบายน้ำจากการทดสอบ Unconfined Compression



รูปที่ 1 การหาค่า Q_u ของเสาเข็มสันโดยวิธีของ Brom (1964)



รูปที่ 2 การหาค่า Q_u ของเสาเข็มยางโดยวิธีของ Brom (1964)

12.5 กำลังรับสั่นสะเทือน .20. 2.5. น้ำที่น้ำดื่มและน้ำทิพ

2.5.1 เจ้าเข็มกล้มรับและอ่าน

เส้าเข้มกลั่นรับประทานอีกครั้ง เวลา 07.00 น. 2 กุมภาพันธ์ 2559

1. ผลวิเคราะห์หนังสือในเส้าเรียงกลุ่มเกิดการวินิจฉัย

2. ໃນການເກີດເສົາເພີ້ມຂອງທັງກັນປະກາດ 3 ເກົ່າຍອງນາວເລັ້ນທ່ານຸ່ມເກີດລາງວົງວົວ
ຈະເກີດວິຊີເປັນແບບ block ນີ້ຄືວ່າເສົາເພີ້ມທັງກຸລຸ່ມເກີດກາວິທີປົກເວລີມເລັ້ນຮູບຮູບ
ກາຮົມເປັນເສົາເພີ້ມນາດໃຫຍ້ຕົ້ນເດີວາ

ในการวัดแบบกลไกที่ 1 ค่า group efficiency (Ge) เสนอโดย DM 7-2 (1982) มีค่าดังต่อไปนี้ (ตารางที่ 1) สำหรับสาขาวิชานักศึกษา

ตารางที่ 1 ค่า Ge ของเส้าเข็มกลีบรับแรงกดในดินเหนียว

ระยะห่างระหว่างเสาเซ็ม(s)	3B	4B	5B	6B	8B
Ge.	0.7	0.75	0.85	0.9	1.0

ตั้งนั่งค่า Pallow หรือ: เสาเข็มตัน เศียวนิกกลุ่มเสาเข็มคือ GexPallow ของ เสาเข็มคัน เศียวนีโอฟิกเจริญราษฎร์ จำกัด (ใช้ผู้จัดการความปลอดภัยเท่านั้น)

ในกลไกการวิจัยแบบที่ 2 การพิจารณาว่า เสาเข็มเกิดการวิบัติแบบ block คำนวณเป็นเสาเข็ม ให้ผู้ต้นเดียว มากให้ค่า Ge มากกว่า 1.0 ถ้าปัจจัยเสาเข็มอยู่ในชั้นที่ราบรื่น ถ้าปัจจัยอยู่ในชั้นดินที่มีราก ผังค่า Ge อาจมีมากกว่า 1.0 ถ้าปัจจัยอยู่ ระหว่างทั้งหัวลงเสาเข็ม

ในเลาเซร์สกี้ต์ตอกลงในพื้นทรายหินแม่ ด้วย Ge ควรใช้เท่ากับ 1.0 แม้ว่าพื้นที่ตอกจะต่ำ

ก็ต้องการให้เป็นไปตามที่ต้องการ แต่ในความเป็นจริงแล้ว ไม่ใช่เรื่องง่ายที่จะทำให้คนอื่นเชื่อในสิ่งที่เราต้องการ

ສົມບັດທີ່ມີການອະນຸມາດີ ແລ້ວມີການອະນຸມາດີ ແລ້ວມີການອະນຸມາດີ

๒๓๕.๒ ห้องน้ำที่ไม่สามารถเข้าถึงได้ของผู้ด้อยค่า

ค่า Qallow จากการคำนวณในข้อ 2.4.3 ของสถาปัตยกรรมเมืองโบราณ
ของสองเลาเข็มกลม ค่า Ge ของเลาเข็มรัษฎาคือ 2.4; ลักษณะโดย Prakash and Saran (1967)
ลักษณะของเลาเข็มรัษฎาคือ 2.4; ลักษณะโดย Prakash and Saran (1967)
ลักษณะของเลาเข็มรัษฎาคือ 2.4; ลักษณะโดย Prakash and Saran (1967)

สารวิจัยที่ 2 ค่า Ge สำหรับเวลาเขียนรับแรงดึงตัวที่ 2

ระยะทางระหว่างเสาเข็ม (s)	รัศมีวงกลม	ค่าคงราก
3B	0.40	0.5
3.5 B	0.45	-
4.0 B	0.50	0.6
4.5 B	0.55	-
5.0 E	0.55	0.68
6.0 B	0.65	-
8.0 B	1.0	0.70

จากการเปรียบเทียบค่า Ge ระหว่างเสาชั้มร้อนแรงกับแรงทางด้านข้าง ใช้ค่า Ge ของกลุ่มเสาเช็มที่ร้อนแรงทางด้านข้างจะต่ำกว่ามาก ค่า Ge Qallow ของกลุ่มเสาเช็มจะเท่ากับ Ge Qallow ของเสาเช็มตัวเดียวกัน ($n =$ จำนวนเสาเช็มในกลุ่ม)

3.0 การเคลื่อนตัวของฐานรากเสาเข็ม

3.1 การจัดการ เคลื่อนตัวของอาคาร

3.1 การจัดการเหล่ายอดร่องทางการค้า การเคลื่อนตัวของความรุนแรงพิจารณาได้ว่าเป็นหลักการที่สำคัญที่สุดในการออกแบบ เนื่องจากสาเหตุ 2 ประการคือ

จากສາເໜີ 2 ປະກາດຄົວ

3.2 วิธีการค่าเสียหายทางคดี

การทดสอบ! มากกว่าการทดสอบของฐานรากเสา เชิงสำหรับการทดสอบ วิธีการ
เชิงสำหรับการทดสอบของฐานรากเสา เชิงสำหรับ empirical และเป็นการทดสอบ การทดสอบตัวของเสา เชิงดันเดียว
หรือเสา เชิงกลุ่มโดยใช้เสาขนาดพิเศษทดสอบของเสา เชิงกลุ่มที่อยู่ใกล้เคียงกันได้เชิงง่ายไม่สามารถทดสอบใน
การทดสอบที่แยกต่างกันระหว่างเสา เชิงกลุ่มได้ (เช่น วิธีของ Terzaghi เป็นต้น)

วิธีที่ผู้เขียนเห็นว่าทำได้ดีที่สุด (นอกจากการใช้ computer programme แล้ว); บันชิง Poulos and Davis (1980) ระบุว่าหลักการใช้ทฤษฎีอัลตราสติกและวิธีการที่หาคุณสมบัติของคุณจากการทดสอบเสาเข็มขันตอนในการคาดคะเนการทรงตัวของฐานรากเสาเข็มโดยวิธีการของ Poulos and Davis (1980) มีดังต่อไปนี้

วิธีของ Poulos และ Davis (1980) จะทำได้ยากมากถ้าเราเข้มกลุ่มมีขนาดใหญ่และอยู่ใกล้กันเป็นน้ำ เพราะจำนวน equivalent pier จะมีมาก

วิธีออกแบบฐานรากเสาเข็มสำหรับอาคารสูงที่ต้องการคือพยายามทำให้หักล้มเสาเข็ม (equivalent pier) อยู่ท่ามกลาง ซึ่งทำโดยใช้เสาเข็มที่สามารถรับน้ำหนักได้มากเพื่อให้ผลของเสาเข็มหักล้มข้างใดข้างหนึ่งไม่มีผล กะรากที่หักล้มและกันนั้นคือพยายามใช้เสาเข็มขนาดใหญ่และให้ยาวที่สุดเท่าที่สามารถจะก่อสร้างได้ !! ลักษณะที่ค่าก่อสร้างในเรื่อง pile cap ถูกลง

วิธีการแบบเชิงรุก ๆ ของ Poulos and Davis (1980) มีคั้งต่อไปนี้

3.2.1. วิธีการนำเสนอเรื่องตัวของสาร! ขึ้นต้นเป็นว่า ร 1

สตราทินการชาค่า ป. ๑ ๕๖

$$\rho_1 = \frac{P}{E_s d} \quad \dots \quad (10)$$

P = คือ น้ำหนัก ของเสา เช่นที่ทำให้เกิดการหักดิบ

I = Influence Factor

d = เส้นผ่าศูนย์กลางของเสา เช่น; Es = ค่าอัลตราซิค โมดูลัสของดิน-เสา เช่น

$$I = \frac{I_0}{R_k} \frac{R_v}{R_b}$$

ค่า I_0 , R_k , R_b , R_v แสดงอยู่ในรูปที่ 3 ลิ้ง 7 ตามลำดับ โดยค่า E_b , L , db , K , h , และ L มีความหมายดังด้านไปนี้

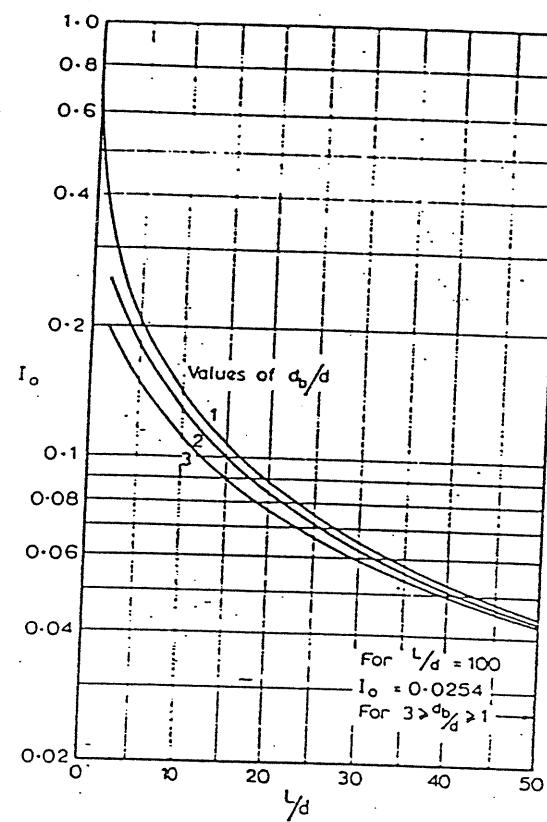
L คือความยาวของเสา เช่น; h คือความหนาของฐานดินจากหัวเสา เช่น จุดที่หักดิบ คือ poisson ratio; E_b คือ ค่าโมดูลัสของดินตัวปลายเสา เช่น; db คือขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของปลายเสา เช่น ในกรณีปลายเสา เช่น มีขนาดที่ปลายใหญ่ เช่น; $K = E_p/E_s$ RA โดย E_p คือ อัลตราซิค โมดูลัส ของเสา เช่น และ $RA = Ap/\pi d^2/4$

การหาค่า P_1 จะถูกต้องได้ควรใช้ค่า E_s จากการทดสอบเสา เช่น (จ้ำหัวปืนดินกรุ แบบค่า E_s ได้แสดงอยู่ในภาคผนวก ก) โดยใช้สมการที่ 10

วิธีการหาค่า P_1 ที่สุดคือ การเอาค่าการหักดิบหัวเสาที่ใช้งานจากการทดสอบ P_m มาใช้ การทดสอบควรเป็นการทดสอบเสา เช่นแบบ maintained load โดยใช้น้ำหนักไว้ไม่ต่ำกว่า 24 ชั่วโมง หลังจากนั้นจึงปั้นและทดสอบการใช้เสา เช่น anchorage โดย สัมประสิทธิ์ตัวปั้นแก้มค่าประมาณ 1.5 ลิ้ง 2 ตันนั้น ค่า P_1 จะมีค่าประมาณ 2 เท่าของค่า P_m

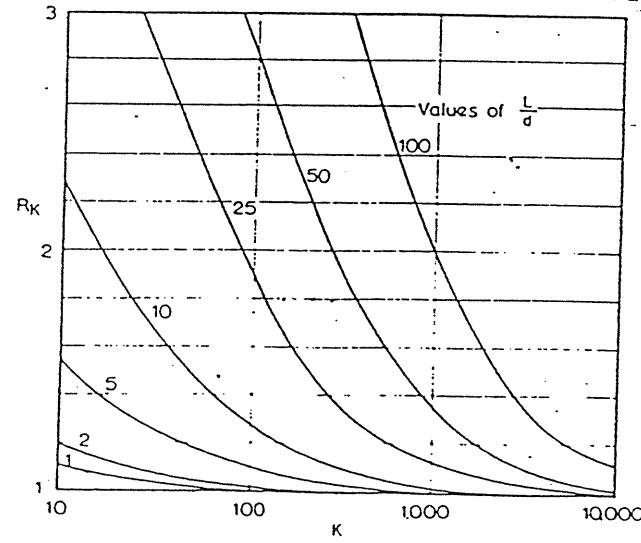
3.2.2 การคาดคะเนการหักดิบของเสา เช่น กลุ่ม

การทดสอบจะเน้นที่น้ำหนักของเสา เช่น ประมาณ 300 กก. ต่อตัวเสา เช่น ลักษณะ เช่น ลักษณะที่ 3 และ ตารางที่ 4 ให้ค่า Rs (เช่น ปั้นและอัลตราซิค สำหรับค่า P_1) และทดสอบจำนวน 3 ตัว เช่น รูปที่ 5 ลิ้ง 11 ให้ตัวปั้นแก้มที่ต้องนำมาใช้ร่วมกับ Rs ในตารางที่ 3) และทดสอบ E_b , L , h , และทดสอบการหักดิบ ลักษณะของเสา เช่น กลุ่ม (รูปที่ 11) ตารางที่ 3 เป็น ค่า friction pile ใช้ค่าสำหรับ เสา เช่น เป็นล้วนมากที่ใช้อยู่ในประเทศไทย

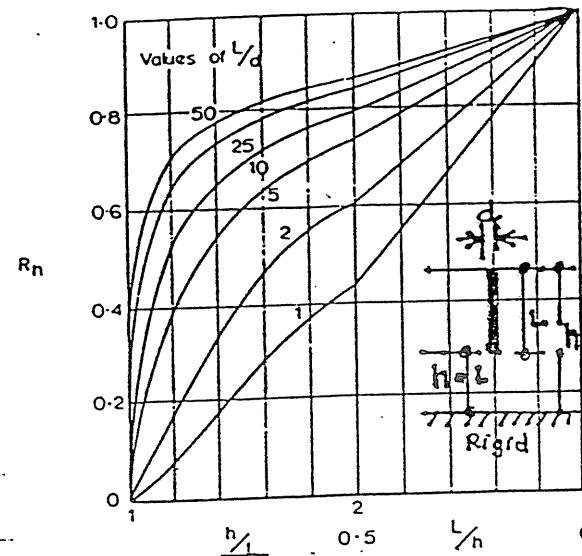


รูปที่ 3 ค่า Settlement - Influence Factor (I_o)

จาก Poulos and Davis (1980)

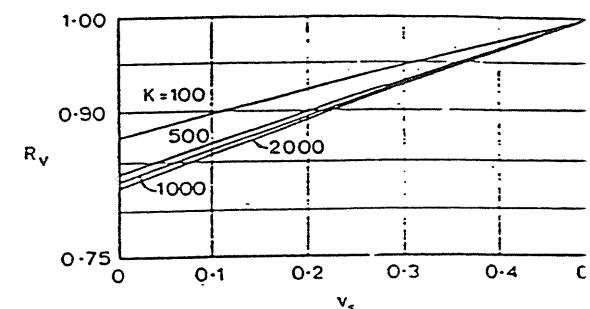
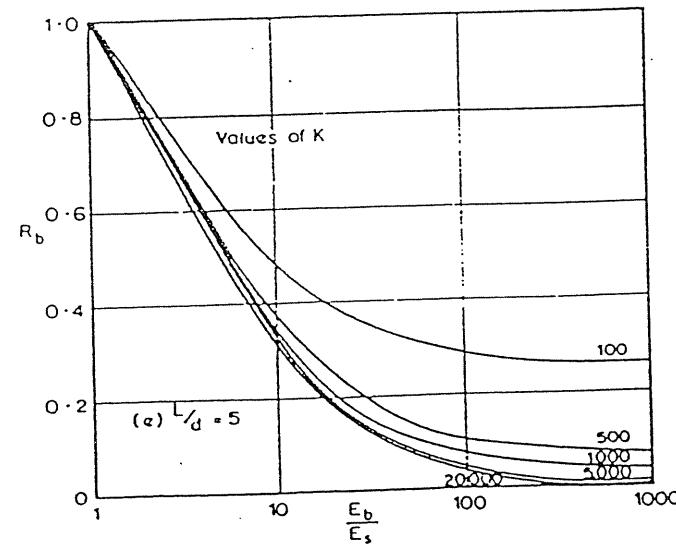
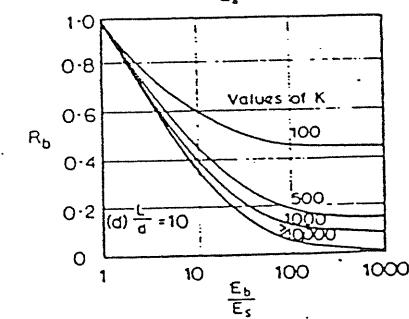
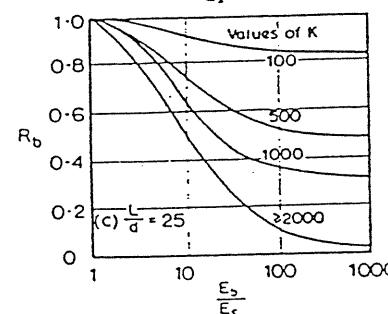
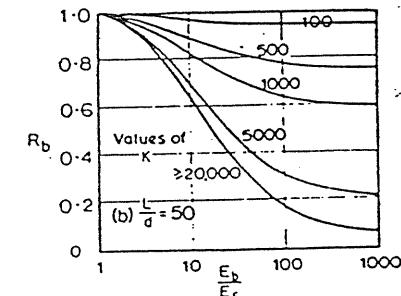
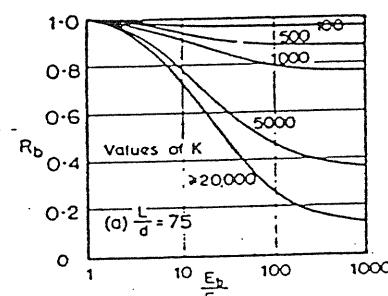


รูปที่ 4 ค่า Compressibility Factor (R_K) จาก Poulos and Davis (1980)



รูปที่ 6 ค่า Poisson's ratio

Correction Factor

(Rv) \rightarrow R_v รูปที่ 5 ค่าความลึกของ Rigid Base Correction Factor (R_h)

รูปที่ 7 ค่า Base

Modulus (E_b)

Correction Factor

การทรงตัวที่ด้านวนของมาได้ โดยใช้ตารางที่ 3 และ 4 เป็นการคาดคะเน โดยใช้การประมาณค่าราก ρ ที่ uniform ไม่ใช้เดินได้เสาเข็มที่มีคุณสมบัติทางด้านการทรงตัวเวลากว่า จึงเห็นได้ว่าการทรงตัวของเสาเข็มกลุ่มอาจบดได้ถึง 20 เท่า ρ_0 ถ้ามีผลของกลุ่มเสาเข็มที่อยู่ใกล้ๆ กัน การทรงตัวที่จะเพิ่มขึ้นอีก ไม่ ทำนองเดียวกันถ้าได้เสาเข็มมีหัวเดินที่ทรงตัวมากกว่าการทรงตัวที่จะเพิ่มมากขึ้น เช่นกัน ถ้าในกรณีดังกล่าว เกิดขึ้น จำเป็นต้องเปลี่ยนกลุ่มเสาเข็มเป็น equivalent pier ตามวิธีที่เสนอข้างล่าง ในดินกรวดเทพบด การที่ใช้ ข้อมูลในตารางที่ 3 ใช้ได้กรณีที่เสาเข็มมีปลายอยู่ในชั้นกรวดชั้นที่สอง และในกรณีที่ตื้อกลุ่มไม่เกิน 15 ซม. ทั้งนี้ เพราะในกรณีดังกล่าว ผลการเพิ่มของ การทรงตัวของกลุ่มเสาเข็มข้างต้นเห็นได้ชัดเจนที่สุด ภัยการทรงตัวน้อย

ในกรณีหัวเดินได้เสาเข็มที่มีการทรงตัวมากกว่า Poulos and Davis (1986) เสนอให้ใช้วิธี การดังต่อไปนี้

1. คำนวณการทรงตัวของเสาเข็มกลุ่มตามกราฟที่ 11 ของฐานราก โดยใช้ coraction factor ที่ 8 ให้ค่า ρ_0
2. เปลี่ยนเสาเข็มกลุ่มเป็น equivalent pier โดยใช้ chart ในรูปที่ 12. โดย $\rho = \frac{\text{equivalent diameter}}{B}$ เป็นขนาดของกลุ่มเสาเข็ม
3. หากการทรงตัวที่เกิดขึ้นโดยสมการที่ 11 และรูปที่ 13

$$\rho = \rho_0 + \frac{P}{L} \left[\frac{I_m}{E_m} + \sum_{j=2}^{m-1} \left(\frac{I_j - I_{j+1}}{E_{sj}} \right) \right] \quad (11)$$

ค่า P คือ load ในกลุ่มเสาเข็มที่สนใจ

L คือ ความยาวของ equivalent pier

E_m — หรือ E_s คือ ค่า soil modulus ในชั้นเดินที่เสาเข็มโดยทั่วไป

เป็นชั้นเดินสุดท้ายที่ต้องการทรงตัว ค่า E คือ $E = \frac{1}{m}$

I_j และ $I_m = I_p$ คือค่า Infuence factor และคงอยู่ในรูปที่ 13, H = ความลึกจากผิวน้ำไปชั้นดินที่น้ำและ $\rho = \frac{\text{การทรงตัวเมื่อร่วมผลของชั้นเดินได้เสาเข็มหันหมุดจนถึง layer}}{\text{การที่ต้องพิจารณาผลของกลุ่มเสาเข็มที่อยู่ใกล้ๆ กัน}} \rho$

ในกรณีที่ต้องพิจารณาผลของกลุ่มเสาเข็มที่อยู่ใกล้ๆ กัน เดิม วิธีการคาดคะเนการทรงตัวทั้งหมด และ การทรงตัวที่เพิ่มขึ้นจากค่า ρ จากสมการที่ 13 มีดังต่อไปนี้

ตารางที่ 3 แสดงค่า R_s ซึ่งแสดงถึงค่าของแรงต้านของเสาชั้นกรวด (ไม่ใช่วัสดุที่อยู่ในแบบจำลอง)

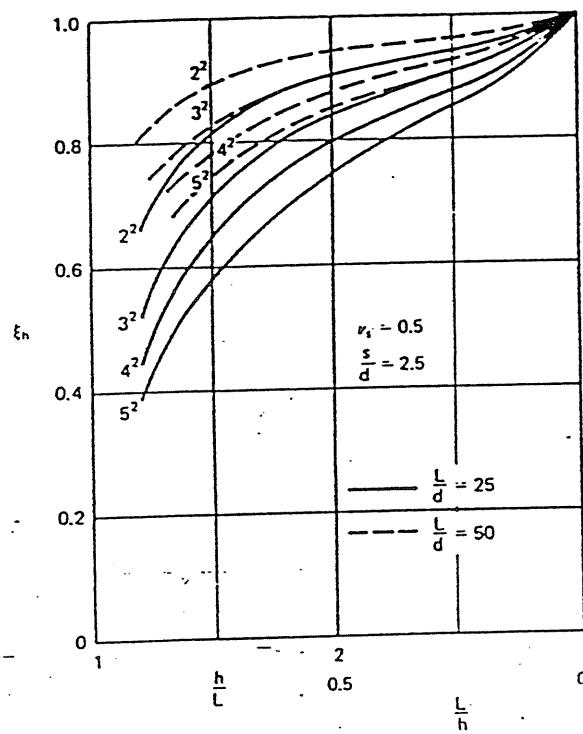
THEORETICAL VALUES OF SETTLEMENT RATIO, R , FOR FRICITION PILE GROUPS, WITH RIGID CAP, IN DEE. SOILS

THEORETICAL VALUES OF SETTLEMENT RATIO K_s (FRICTION)										25							
No. of Piles In Group	s/d	4					9					16					
		10	100	1000	10000	100000	10	100	1000	10000	100000	10	100	1000	10000		
10	2	1.83	2.25	2.54	2.62	2.78	3.80	4.42	4.48	3.76	5.49	6.40	6.53	4.75	7.20	8.48	
	5	1.40	1.73	1.88	1.90	1.83	2.49	2.82	2.85	2.26	3.25	3.74	3.82	2.68	3.98	4.70	4.75
	10	1.21	1.39	1.48	1.50	1.42	1.76	1.97	1.99	1.63	2.14	2.46	2.46	1.85	2.53	2.95	2.95
25	2	1.99	2.14	2.65	2.87	3.01	3.64	4.84	5.29	4.22	6.38	7.44	8.10	5.40	7.25	9.28	11.25
	5	1.47	1.74	2.09	2.19	1.98	2.61	3.48	3.74	2.46	3.54	4.96	5.34	2.95	4.48	6.50	7.03
	10	1.25	1.46	1.74	1.78	1.49	1.95	2.57	2.73	1.74	2.46	3.42	3.63	1.98	2.98	4.28	4.50
50	2	2.43	2.31	2.56	3.01	3.91	3.79	4.52	5.66	5.58	5.65	7.05	8.94	7.26	7.65	9.91	12.66
	5	1.73	1.81	2.10	2.44	2.46	2.75	3.51	4.29	3.16	3.72	5.11	6.37	3.88	4.74	6.64	8.67
	10	1.38	1.50	1.78	2.04	1.74	2.04	2.72	3.29	2.08	2.59	3.73	4.65	2.49	3.16	4.76	6.04
100	2	2.56	2.31	2.26	3.16	4.43	4.05	4.11	6.15	6.42	6.14	6.50	9.92	8.48	8.40	10.25	14.35
	5	1.88	1.88	2.01	2.64	2.80	2.94	3.38	4.87	3.74	4.05	4.98	7.54	4.68	5.18	6.75	10.55
	10	1.47	1.56	1.76	2.28	1.95	2.17	2.73	3.93	2.45	2.80	3.81	5.82	2.95	3.48	5.00	7.88

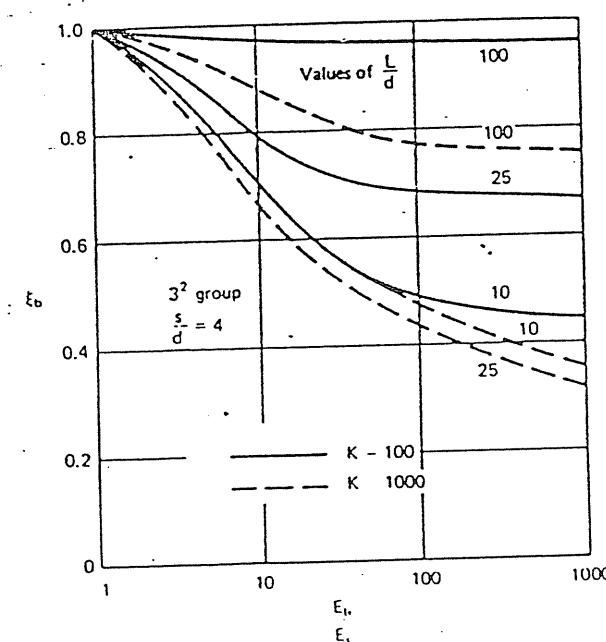
ตารางที่ 4 แสดงค่า R_s ที่แสดงผลการทดสอบของเสาชั้นมากถูกเมื่อประทับที่ดินกับเสาชั้นเดียวบนดินแข็งที่
Uniform (ใช้กับเสาชั้นหนาที่ตีกรಮ្យน end bearing pile)

THEORETICAL VALUES OF SETTLEMENT RATIO R_s ; END-BEARING PILE GROUPS, WITH RIGID CAP, BEARING ON A RIGID STRATUM

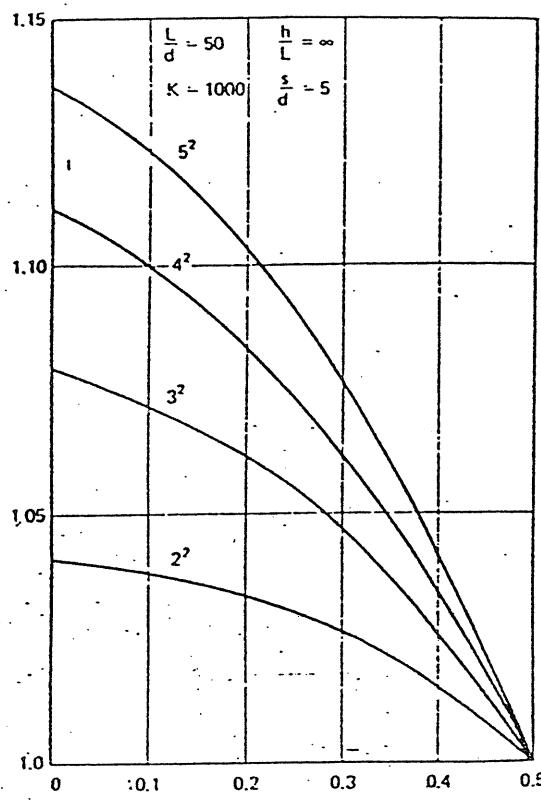
No. of Piles in Group	s/d	K	4			9			16			25			
			10	100	1000	10	100	1000	10	100	1000	10	100	1000	
10	2	1.52	1.14	1.00	1.00	2.02	1.31	1.00	2.38	1.49	1.00	2.70	1.63	1.00	
	5	1.15	1.08	1.00	1.00	1.23	1.12	1.02	1.30	1.14	1.02	1.00	1.33	1.03	
	10	1.02	1.01	1.00	1.00	1.04	1.02	1.00	1.04	1.02	1.00	1.00	1.03	1.00	
25	2	1.88	1.62	1.05	1.00	2.84	2.57	1.16	1.00	3.70	3.28	1.33	1.00	4.48	4.13
	5	1.36	1.36	1.08	1.00	1.67	1.70	1.16	1.00	1.94	2.00	1.23	1.00	2.15	2.23
	10	1.14	1.15	1.04	1.00	1.23	1.26	1.06	1.00	1.30	1.33	1.07	1.00	1.33	1.38
50	2	2.49	2.24	1.59	1.00	4.06	3.59	1.96	1.00	5.83	5.27	2.63	1.00	7.62	7.06
	5	1.78	1.73	1.32	1.00	2.56	2.56	1.72	1.00	3.28	3.38	2.16	1.00	4.04	4.23
	10	1.39	1.43	1.21	1.00	1.78	1.87	1.46	1.00	2.20	2.29	1.71	1.00	2.62	2.71
100	2	2.54	2.26	1.81	1.00	4.40	3.95	3.04	1.00	6.24	5.89	4.61	1.00	8.18	7.93
	5	1.85	1.84	1.67	1.00	2.71	2.77	2.52	1.00	3.54	3.74	3.47	1.00	4.33	4.68
	10	1.44	1.44	1.46	1.00	1.84	1.99	1.99	1.00	2.21	2.48	2.53	1.00	2.53	2.98



รูปที่ 8 แสดงค่า Reduction Coefficient (ξ_h) เนื่องจากผลของ Rigid Base.

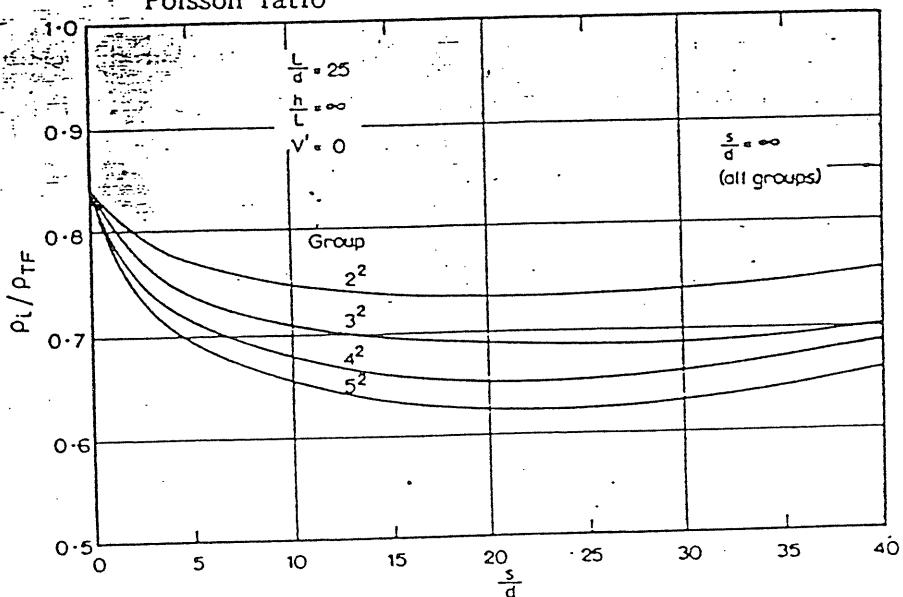


รูปที่ 9 แสดงค่า Reduction Coefficient สัมหรับผลของค่า E_b



รูปที่ 10 ผลของ Correction Factor (ξ) เนื่องจากผลของ

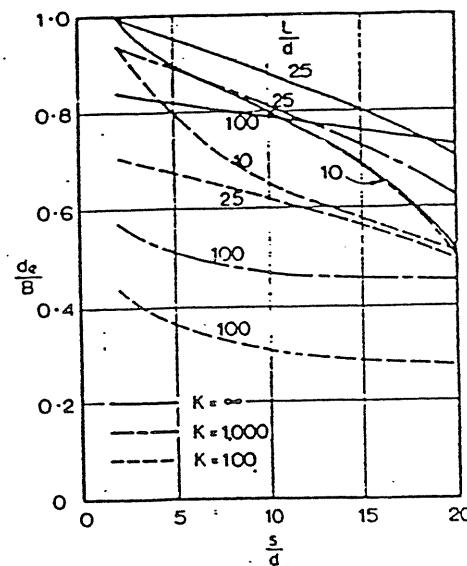
Poisson ratio



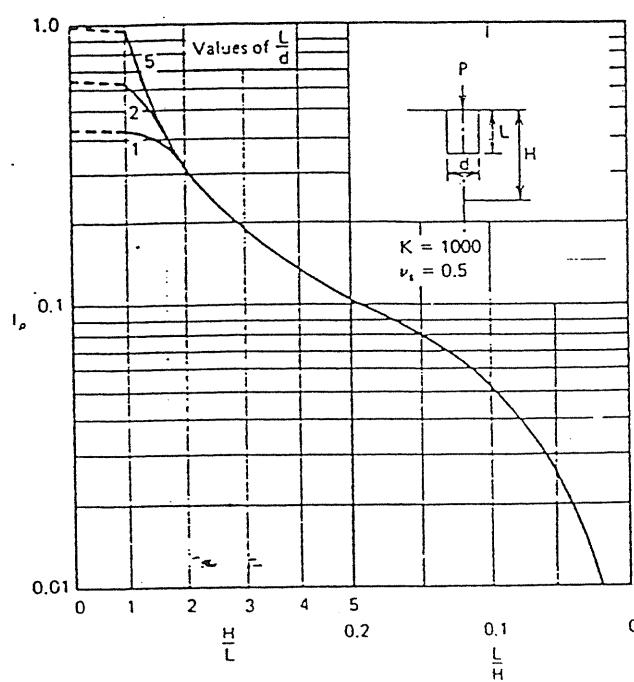
รูปที่ 11 แสดงผลของกลุ่มเสาเข็มที่ทำให้การทรุดตัวในระยะยาวเพิ่มขึ้น (การทรุดตัว
หยุดข้าง)

ρ_i = การทรุดตัวที่เกิดขึ้นทันทีจากข้อมูลของเสาเข็มคันเดียว

ρ_{TF} = การทรุดตัวทั้งหมดที่เกิดขึ้น



รูปที่ 12 Chart สำหรับหาเส้นผ่าศูนย์กลางของ
Equivalent pier



รูปที่ 13 ค่า Influence Factor สำหรับการคำนวณตัวชี้อังชันดัชนีตื้นด้วยสูตรเข็ม

1. หาค่า de ของกลุ่มเสา. ใช้ค่า de ที่ได้จากการวิเคราะห์รูปที่ 12

2. หาค่าการหดตัวของมวล ρ_T ใช้ค่า ρ_T ที่ได้จากการที่ 12

$$\rho_T = \rho + \sum_{k=1}^{k=1} \Delta \rho_k \quad \text{----- (12a)}$$

$$\Delta \rho_k = \frac{P_k}{L_k} \left[\frac{I_m}{E_{sm}} + \sum_{j=2}^{j=m-1} \left(\frac{I_j - I_{j+1}}{E_{sj}} \right) \right] + \alpha k \rho_k \quad \text{----- (12b)}$$

ค่า $\Delta \rho_k$ คือการหดตัวที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากกลุ่มเสาเข็ม K (equivalent pier) ที่ k $P_k = \text{load}$ ในกลุ่มเสาเข็ม k ; ρ_k = การหดตัวของ equivalent pier แผนกกลุ่มเสาเข็ม k คำนวณโดยสมการที่ 10 และ L_k คือ ความยาวของ equivalent pier

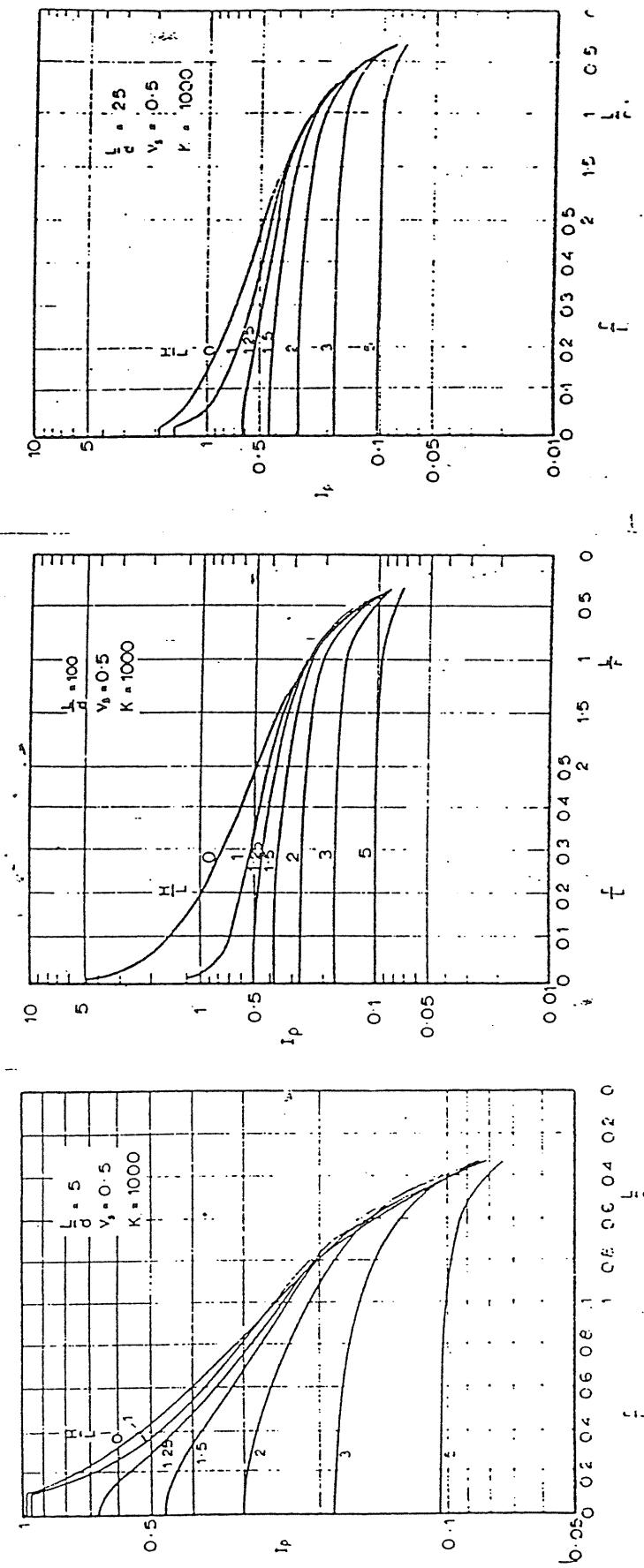
ค่า I_j และ $I_m = I_p$ แสดงอยู่ในรูปที่ 14 โดยค่า r คือระยะห่างระหว่าง equivalent pier. ค่า αk แสดงอยู่ในรูปที่ 15 และ 16 โดย d ในรูปใช้ de และ s คือ ระยะห่างระหว่าง equivalent pier ส่วน l คือจำนวน equivalent pier ที่พิจารณา

3.2.3 การวิเคราะห์การหดตัวของกลุ่มเสาเข็มหรือ mat โดยวิธี Terzaghi

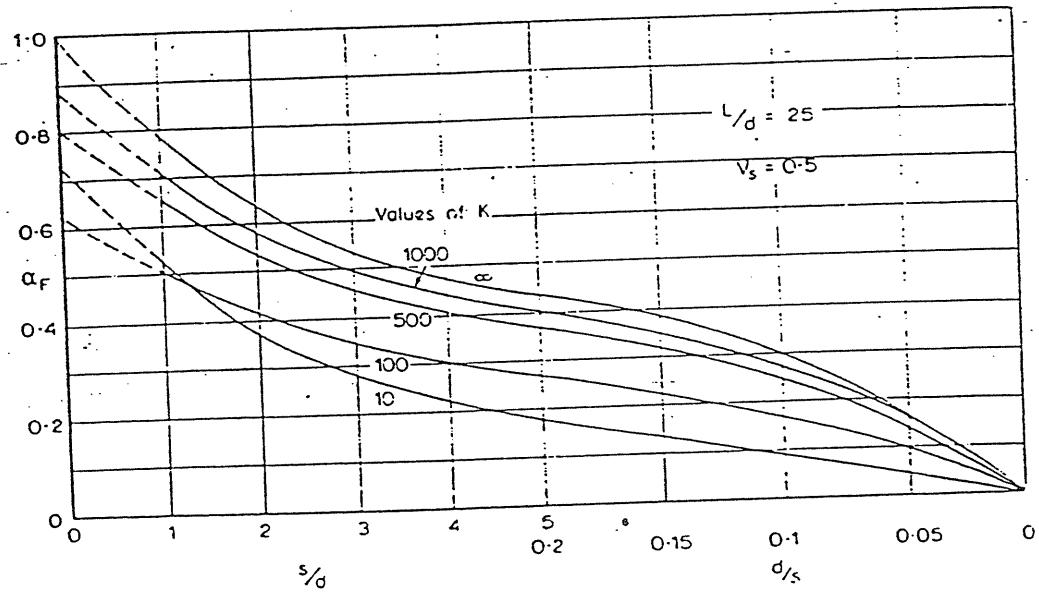
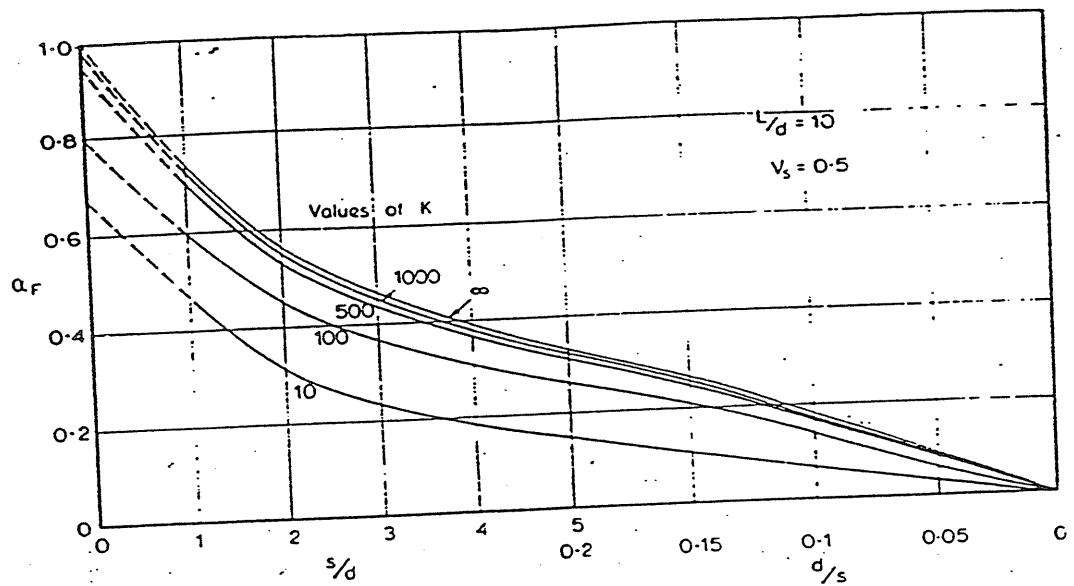
การหดตัวสูงสุดที่เกิดขึ้นกับกลุ่มฐานรากเสาเข็มในกรณีที่กลุ่มเสาเข็มเหล่านี้ อยู่ติดกันมาก อาจทำได้โดยวิธีของ Terzaghi and Peck (1948) หลักการเป็นแบบ empirical โดยใช้วิธีการ เมื่อันกับการวิเคราะห์การหดตัวของฐานรากด้วย โดยพิจารณาว่ากลุ่มเสาเข็มกลุ่มที่มีคุณสมบัติการเคลื่อน mat และคำนวณหน่วยแรงที่ถ่ายลงไปในดิน โดยกำหนดความลึกที่ถ่ายแรงเริ่มกราฟถ่ายลงลึกน (ลึก ใน friction pi ความลึกที่ถ่ายแรงเริ่มถ่ายลงคินตั้งแต่ความลึก $2/3 L$ ลงต้น) ระยะลาก: อยู่ติดกันในร่องดังกล่าว หาอ่านได้ในพังงสือปฐพีกลศาสตร์ที่หัวไป ภาคผนวก ๔ และดูข้อมูลของค่า ใช้ริบบิล Terzaghi and Peck (1964) และ Poulos ให้ดูในกรุําที่หนา

3.3 วิธีการคำนวณการเคลื่อนตัวของเสาเข็มในแนวนอน

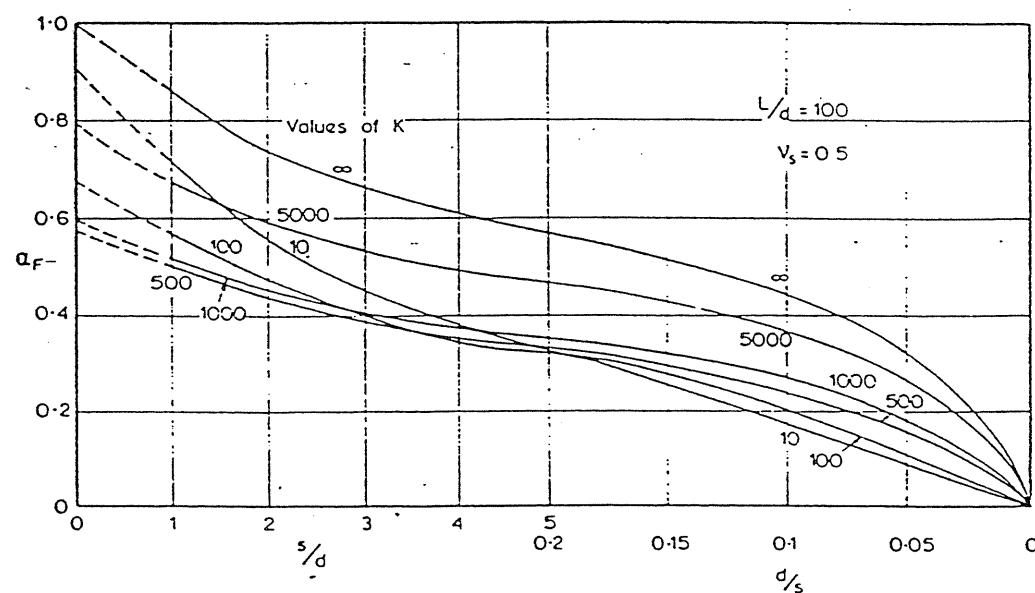
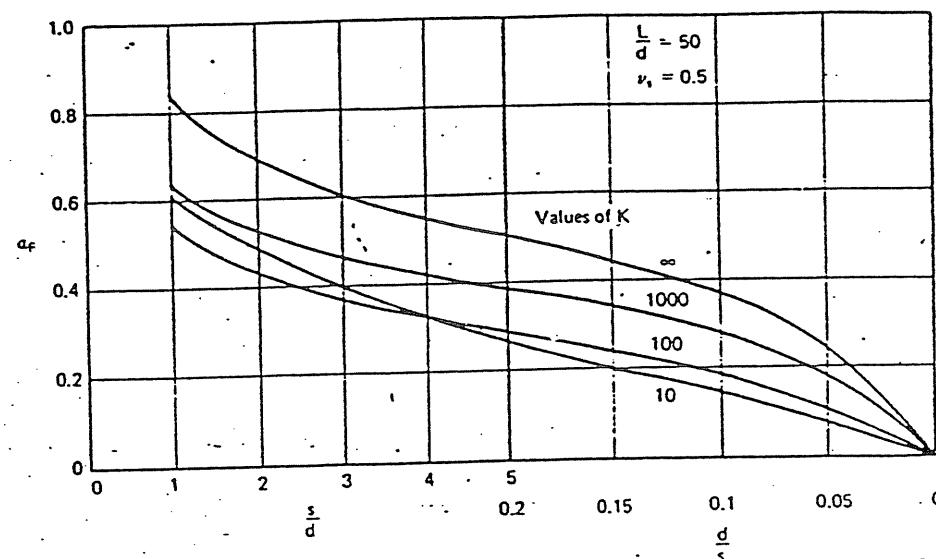
ข้อมูลที่ใช้ในการคำนวณหดตัวของเสาเข็ม ประกอบด้วย ค่า Ep Ip ของเสาเข็มและค่า k_h ของค่าหน่วยความรับประทาน 0.67 Ep/B สำหรับพื้นที่กรดของเสาเข็มที่ใช้ ในการคำนวณค่า k_h ที่นำมาใช้จะลดลงไปอยู่ด้วยอัตราส่วนตัวเดียวกัน (ดูตารางที่ ๕)



รูปที่ 14 ค่า Influence Factor สำหรับหากาทรุคตัวของเวลาเข้ม เนื่องจากเวลาเข้มทอยู่ข้างศูนย์กลาง คือที่มีกำหนด
อัตราคงที่ r จากเศษส่วนใด การทรุดตัวของภาคในตัวเส้นตรง



รูปที่ 15 ค่า Influence factor α_F สำหรับการหักตัวเนื่องจากเสาเข็มชั่งเคียง โดยคิดเฉพาะผลของ founding layer ของ friction pile สำหรับ L/d เท่ากับ 10 และ 25



รูปที่ 16 ค่า Influence factor α_f สำหรับภาคกลางการทรุดตัวเนื่องจากเสาเข็ม
ข้างเคียง โดยคิดผลเฉพาะผลของ founding layer ของ friction pile
สำหรับ L/d เท่ากับ 50 และ 100

ตารางที่ 5 ค่าประภูมิค่าอัตโนมัติ k_n สำหรับเสา เชิงกล่อง

ระยะทางระหว่างเสาเข็ม ในทิศทางของแรงด้านข้าง	ค่าประภูมิค่าการลดตัวของ kh (Davisson, 1970)
3 B	0.25
4 B	0.40
6 B	0.70
8 B	1.00

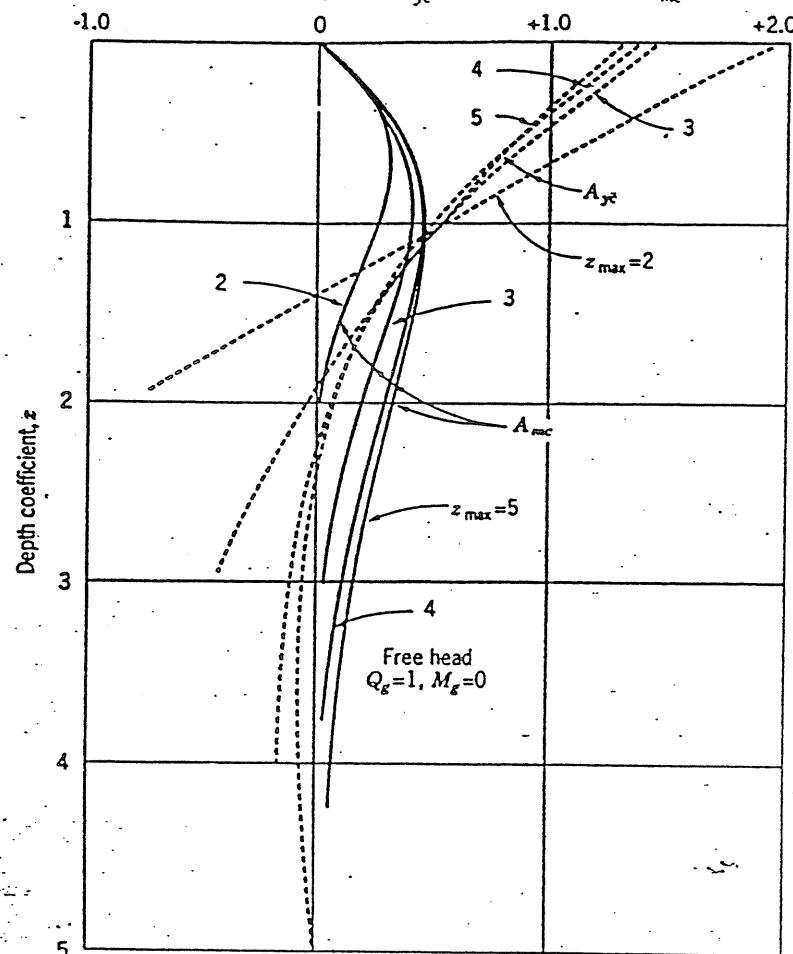
สำหรับคืนเหนียาที่ uniform และค่า k_n คงที่ กับความลึก วิธีการของ Davisson and Gill (1963) เป็นวิธีหนึ่งที่นิยมใช้กัน สมการที่ใช้ทำการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของเสาเข็มเดี่ยวมีดังต่อไปนี้สำหรับ free head pile

$$y = Ayc \frac{QgR^3}{E_p I_p} + Byc \frac{Mg R^2}{E_p I_p} \quad (13)$$

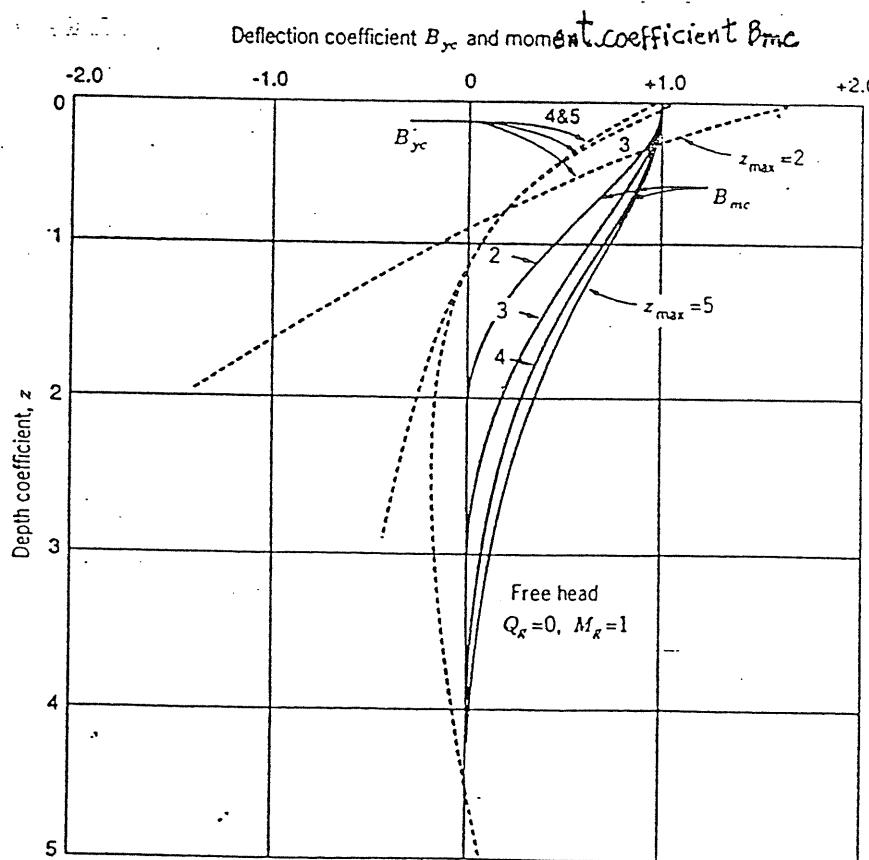
ค่าการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง y ; Qg คือ load/pile ทางด้านข้างที่มากระทำ
 $R = [E_p I_p / k_n]^{1/4}$ Mg คือ ค่า moment ที่กระทำที่หัวเสาเข็ม
 Ayc และ Byc คือ ค่าสัมประสิทธิ์แสดงอยู่ในรูปที่ 17 และ 18

สำหรับการหา Bending moment (M) ในเสาเข็มใช้สมการที่ 14 และรูปที่ 17 และ 18

$$M = Amc QgR + Bmc Mg \quad (14)$$

Deflection coefficient A_{yc} and moment coefficient A_{mc} 

รูปที่ 17 ค่า A_{yc} และ A_{mc} ส่วนรับกรณ์ไม่มีโน้มเน้น
มากระหว่างหัวเส้าเข็ม ชนิด
Free head Davisson
and Grill (1963)



รูปที่ 18 ค่า B_{yc} และ B_{mc} ส่วนรับกรณ์ไม่มีโน้มเน้นอย่าง
เดียว (ไม่มีแรงทางด้านข้าง)
มากระหว่างหัวเส้าเข็มชนิด
Free head Davisson and
Grill (1963)

ในกรณีต้องการหาการเคลื่อนตัวของเสาเข็มตันเดียว การใช้ n ก็ใช้ค่าสำหรับเสาเข็มตันเดียว คือ 0.67 Eu/B ในกรณีต้องการหาการเคลื่อนตัวของเสาเข็มกลุ่มใช้ตัวประกอบในตารางที่ 5 บวกกับค่า kh ของเสาเข็มตันเดียว ด้วยในกรณีที่กำหนดการเคลื่อนตัวของเสาเข็มกลุ่ม ค่า Qg ของเสาเข็มตันเดียวในกลุ่มเสาเข็มที่หาได้โดยสมการที่ 9 ตั้งนี้ในกลุ่มเสาเข็ม แรงด้านข้างที่กลุ่มเสาเข็มรับได้ทั้งหมดคือ $n Qg$ ($n = \text{จำนวนเสาเข็มในกลุ่ม}$)

วิธีการที่เสนอเป็นกรณีที่เสาเข็มมีกว่าเข็มอยู่ในคินเนียในกรณีมีคินที่หัวเข็มเป็นคินทราบ วิธีการจะเปลี่ยนไปดูได้จาก Prakarsh and Sharma (1990)

4.0 การเขียน Specification ของเสาเข็ม

ข้อกำหนดสำคัญในการกำหนดข้อจำกัดในการก่อสร้างเสาเข็มดังนี้

1. กำหนด elevation ของหัวเสาเข็ม และชนิดของดินที่ปลายเสาเข็มตลอดจน elevation ของปลายเสาเข็มโดยประมาณ เสาเข็มตอกกำหนด Blow count น.น. ของลูกดุม ระดับยก ในการเข้าใจกำหนด penetration ของปลายเสาเข็มในชั้นดินที่ต้องการ

2. กำหนดการเคลื่อนตัวของปลาย และหัวเสาเข็มที่เคลื่อนไปจากตำแหน่งที่กำหนดด้วย เข่นการเบี่ยงเบนไปจากแนวตั้งต้องไม่มากกว่า $1/100$ และหัวเข็มเปลี่ยนตำแหน่งได้ไม่เกิน 5 ซม. เป็นต้น

3. กำหนดข้อมูลที่ต้องจัดส่งระหว่างการก่อสร้าง เข่น Blow count กับ ความลึกสำหรับเสาเข็ม ตอก ชั้นดินของเสาเข็มจะ ในเสาเข็มจะต้องนอกตำแหน่งของระดับ bentonite คุณภาพของ bentonite ที่กันหลุ่มก่อนเทคอนกรีต ความลึกของ casing ที่ป้องกันกินพัง เวลาและเครื่องมือที่ใช้ในการขุดคิบ เวลาที่ใส่ reinforced cage เวลาและ pressure ที่ใช้ในการ air lift ปริมาณของ bentonite ในหลุมก่อนเทคอนกรีตปริมาณและเวลาในการเทคอนกรีต ความหนาของคอนกรีตที่เกิน cut off level ปริมาณของ bentonite ที่ดูดกลับ ปริมาณของคอนกรีตที่เกิด overbreak และ ตำแหน่งที่เกิด overbreak เวลาทั้งหมดที่ใช้ในการก่อสร้างเป็นต้น

4. สำหรับเสาเข็มจะ Specification กำหนดคุณภาพของ bentonite แนะนำ! กรณีที่มีอุปกรณ์ที่ใช้ในการขุด ความยาวของ casing และปริมาณ overbreak ที่ยอมได้

5. กำหนดตำแหน่งและจำนวนเสาเข็มของเสาเข็มทดสอบ มาตรฐานในการทดสอบ น้ำหนักทดสอบที่ต้อง maintain load และน้ำหนักสูงสุดที่ใช้ในการทดสอบ กำหนดวิธีการทดสอบ กำหนดค่าคงที่หรือทางกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็ม กำหนดการเคลื่อนตัวที่ working load เพื่อความคุ้มค่าทาง

6. เสาเข็มตอกอาจใช้ PDA ช่วยในการควบคุมการก่อสร้างใน project ขนาดใหญ่หรือชั้นดินไม่ uniform เพื่อคุ้มครองสิทธิ์ในการตอก ควบคุมไม่ให้เกิดมลพิษทางด้านโรคสร้างจากการตอก และได้กำลังรับน้ำหนักโดยประมาณหลังจากที่ได้ calibrate กับ เสาเข็มทดสอบแล้ว

7. กำหนดคุณภาพของคอนกรีตและ เหล็กที่ใช้สำหรับเสาเข็ม ตลอดจน minimum reinforcement.

8. กำหนดวิธีการทดสอบคุณภาพทางตัวน้ำกรุงสร้างของเสาเข็มหลังการก่อสร้าง เข่น การทำ Seismic หรือ Sonic testing

5.0 บุเรอปกแบบทั่งได้คืน

ทางค้าขายสุทธิกลศาสตร์ ที่งที่ต้องพิจารณาไม่ซึ่งต่อไปนี้

1. เสื่อกรอบแบบกันดินเพิ่งไว้ก็ต้อง เช่น ทางริช sheet pile หรือ rigid wall . (ดูตัวอย่าง
ภาพหน้าก ค)
2. ภาคคณานุการที่ถือแต่ัวของระบบป้องกันดินพังตลอดจน bending moment ที่เกิดขึ้นเพื่อ
ออกแบบทางด้านโครงสร้างของระบบป้องกันดิน
3. ดำเนินการ monitor การเคลื่อนตัวของการวินต์ของคินเนิร์องจากการชุดคินเช่น การใช้
piezometer inclinometer ติด load cell หรือ strain gage
4. ออกแบบกำแพงของห้องได้คิน ซึ่งต้องรับแรงดันจากคินในสภาพ at rest condition
5. ออกแบบพื้นโดยเสริมเหล็กให้รับน้ำหนักและ uplift จากคินและน้ำได้
6. ออกแบบระบบทันน์ของกันการซึมเข้าของน้ำสู่ห้องได้คิน
7. ดูระบบการระบายน้ำอากาศและระบายน้ำในกรณีที่มีการรั่วซึม

6.0 เอกสารอ้างอิง

1. Brom, B (1964). The Lateral Resistance of Piles in Cohesive Soil. J. SMFE ASCE.Vol.90.
2. Butler, H.D. and Hoy, H.E. (1977) Usual Manual for the Texas Quick load Method for Foundation load Testing, Federal Highway Administration
3. Davission, M.T. (1970). Lateral Load Capacity of Piles . Highway Research Board
4. Davission, M.T. and Grill, H.L. (1964) Laterally-loaded Pile in a Layer soil System Highway Research Record
5. NAVFAC (DM-7-2) Foundations and Earth Structure Design Manual 7.2 Department of Navy
6. Peck, R.B., Hanson, W.E, and Thornburn, T.H (1974). Foundation Engineering, John Wiley.
7. Poulos, H.G. and Davis, E.H. (1980). Pile Foundation Analysis and Design, John Wiley
8. Prakash, S. and Saran, (1967) B. Behaviour of Laterally Loaded Pile in Cohesive Soils. Proc. 3rd ARCSMFE, Israel
9. Prakash, S. and Sharma, H.D. (1990) Pile Foundation in Engineering Practice . John Wiley

10. Sambhandharaksa, S. (1989) Recent Piling Practice in Bangkok. Proc. EIT.
11. Sambhandharaksa, S. (1991) Essentials of Construction Considerations For Pile foundation Design in Bangkok Subsoils. Proc. EIT.
12. Terzaghi, K. and Peck, R.B. (1948) ., Soil Mechanics in Engineering Practice John Wiley.

ภาคผนวก ๗

1. Sambhandharaksa,s. (1989). Recent Piling Practice in Bangkok Plan, ว.ส.ท. ประชุมวิชาการประจำปี 2533
2. Sambhandharaksa,s. (1989). The Influence of Land Subsidence on Foundation Design in Bangkok Subsoils, ว.ส.ท. ประชุมวิชาการประจำปี 2533

The Influence of Land Subsidence on Foundation Design
in Bangkok Subsoils.

Dr. Surachat Sambhandharaksa
Chulalongkorn University

1.0 Introduction.

This paper presents the summary of foundation practice for highrise in Bangkok area which has to be done as the result of deep well pumping. The additional foundation cost and the possible risk from this effect are evaluated. The view presented in this paper is made from the available data on soil properties, pore pressure, settlement behaviour of the structure, and the writer experience.

2.0 Foundation Practice Against Land Subsidence.

Results from the study of AIT (1978-1981) on land subsidence and observations of the settlement behaviour of structures, the foundation design for highrise currently has to consider the following necessary points.

- (1) The declination of pore pressure of soils located below 10 m leads to the increase in the in situ stress and the decrease in overconsolidation ratio, especially for soils located below the first sand at about 20 m. This causes the increase in the settlement from the structure. The typical soil profile, piezometric data, and in situ effective stress are shown in Figure 1 to 3.
- (2) The subsidence, which occurs in soils located below 10 m, will lead to the differential settlement and the possible structure damages or improper function of the constructed facilities when their foundation's depths are located at different elevations (particularly in different soil types).
- (3) The increase in settlement in addition to that due to the load from the structure results from the subsidence of soils (clay and sand) located below the pile tip and from the negative skin friction load.
- (4) The declination of pore pressure leads to the slight increase in the pile capacity, and the decrease in the uplift pressure in the sandy materials.
- (5) The possible differential settlement from land subsidence may lead to settlement problems of the constructed facilities which cover large area, and to the improper function of the gravity drainage systems.

Before 1985, the practice of foundation design for building having medium height or highrise, generally, was to locate the driven or bored pile tip in the first stiff clay or the first dense sand at about 25 to 30 m. The negative skin friction load due to land subsidence was not considered in the design. However, with the use of large pile group having the tip in the thick sand layer, the negative skin friction load can be generally taken by the end bearing of the pile group. Until the construction of the Bangkok Bank

presented at the Workshop on
Bangkok Land Subsidence - What's Next?

22-23 June, 1989
The Imperial Hotel, Bangkok

head office (30 storey) in 1978 where the construction settlement due to the dead weight was measured and analyzed (Sambhandharaksa et al., 1984). The need for locating the pile tip at the deeper sand layer at about 50 to 60 m for reducing settlement, and the influence of deep well pumping on soil's overconsolidation ratio were recognized. The settlement from structure's load of highrises having the height between 20 to 30 storey was reported to be about 7 to 20 cm. (Sambhandharaksa et al., 1987) and occurred mostly as the immediate settlement. Such magnitudes of settlement certainly cause some complications in building construction with low podium.

Without the influence of deep well pumping, the Bangkok soil conditions allows for the construction of 20 to 25 storey building without undesirable settlement using conventional driven piles having their tips in the first stiff clay or sand. With the decrease in overconsolidation ratio or in the difference between the yield stress and the in situ stress, the settlement of the 20 to 25 storey building becomes troublesome. The practice now uses the bored pile, having the tip in the deeper sand layer partly for reducing the settlement, which is considerable more expensive.

The common foundation practice for highrise (exceeding 18 storey) currently is to locate the bored pile tip in the sand stratum at about 45 to 60 m (referred to as the second sand layer) for reducing the settlement from the superstructure's load and the numbers of pile. The pile length is also used in the low level podium because of land subsidence's problems. Negative skin friction load is still not considered in the design.

3.0 Cost Evaluation.

The current practice of locating the bored pile in the second sand increases the cost of foundation for building having large area of low level podium. Additional cost is now due to the lack of qualified contractors to perform the work at the present demand. At present, there are only few contractors can perform the satisfactory work, resulting from bored pile's construction problems. Detailed evaluations is presented below.

(1) Without the problems of deep well pumping, driven piles can be satisfactorily used for concrete highrise up to about 25 to 30 storey without settlement problems. The current foundation practice, which is considered necessarily as the result of deep well pumping, discourages the uses of driven pile which is considerable cheaper. In the current foundation practice, the saving is, however, on the cost of the pile cap which is smaller, and the problems of soil displacement and vibration from pile driving are eliminated. Considering only highrise portion, the comparative cost of foundations for the 20 to 25 storey highrise between the driven or auger pile choice (no subsidence) and bored pile choice (with subsidence) does not show definite trend, dependent upon the span length and size of the building. Driven pile choice requires larger pile cap volume (due to smaller load/pile and mat foundation is required), but the cost of one pile is cheaper. For the bored pile approach, the pile cost is more expensive, especially at the present situation (1988), but the cost of pile cap is less. For concrete highrise which has more than 35 storey, it always the necessity to use the bored pile in the second sand for Bangkok soil conditions, considered in cases with and without problems of land subsidence.

(2) For highrise having the large portion of low level podium, the practice requires the bored pile's tip depth of the podium portion to be equal to that of highrise. The bored pile for the podium is, generally, not used at its full soil's capacity. Without the problem of land subsidence, the pile tip in the podium portion can be located at much shallow depth. This condition leads to the higher foundation cost for highrise with large area of low level podium.

With the boom of the condominium industry (1987-1988), the cost of bored pile having the tip in the second sand significantly increases, due to the material cost and great demand. The lack of qualified contractor also leads to the additional cost, as the waiting period, is generally required. These also increase the cost. With this condition, the current approach will cost more for considering only highrise portion. Without land subsidence problems, this demand will not be this magnitude.

Deep well pumping also decreases the limited height of concrete highrise, based on settlement criteria from structural's load. (The bored pile's construction, at present, can be done till the depth of about 60 m.) Upon exceeding the limit, the highrise has to be made of steel structure, for limiting the settlement, which is considerable more expensive. The steel structure also has the limit, based on settlement basis, which is considerable lower than the condition without deep well pumping.

The development of the building industry and the city's regulation require the highrise to have underground parking. Problems from deep well pumping also considerably increase the cost of foundation. With the declination of pore pressure and the use of relatively impervious and rigid retaining structure (diaphragm wall) for deep excavation till the first stiff Bangkok clay, the uplift pressure, which normally can be considered for reducing the load from the superstructure, can not be reliably considered. In addition, the use of barrette (loading element built within the wall) having the tip in the second sand is necessary, leading the additional cost.

4.0 Foundation Risk and Damages.

The influence of land subsidence which has adverse effects on constructed facilities has been seen in Bangkok area. Such effects are shown from problems of flooding, and improper function or structural damages caused by the constructed facility having different foundation depth. For highrise where pile foundations are located at about the same elevation, there is no clear evidence which structural damages are caused by the influence of deep well pumping. Therefore, at present, the negative skin friction load from the land subsidence and the subsidence of soils below the pile tip, which can cause structure damages from differential settlement, do not show their adverse effects for buildings. For long span building, this is believed to be due to two factors for structures which have pile tip in the first hard clay or first sand.

(1) The pile foundation consists of several piles in a group and is sometimes connected by tie beams. The pile cap are also closely space. The large pile group is considered to be sufficient to resist the negative skin

friction load, considering the block failure mechanism. Moreover, the foundation is sufficiently stiff and rigid to resist any adverse effects from land subsidence at the present rate.

(2) The building area is rather small. The maximum length is usually about 30 to 50 m. Differential settlement from land subsidence is, therefore, not significant to cause problems.

In the future, it is not certain that buildings can be free from damages from land subsidence, particularly those using bored pile in the second sand. The use of bored pile in the second sand, where the full concrete capacity is required, does not require large numbers of pile in the highrise and podium portion. The foundations are, therefore, apt to have more subsidence problems. The small pile group has the tendency to be unable to resist the negative skin friction and the foundation system also has lower rigidity and stiffness. In addition, with the growth of the building industry, the size of the building, including the podium portion, can be as long as 100 to 200 m. The approach using the bored pile in the second sand, generally, has acceptable settlement due to loads from structure, but the risk is, therefore, more with respect to subsidence problems particularly in the case where a pile group consisted of one or two piles is located next to the much larger pile group. In such a case, the use of tie beam or combined footing will be useful.

5.0 Conclusions.

This paper concentrates of the problems of foundations for highrise in relation with the influence of land subsidence and the declination of pore pressure from deep well pumping. The declination of pore pressure changes the soil's stress history. This inturn causes the significant increase in settlement due to loads from highrise when pile foundations have their pile tips in the first stiff clay or first sand at about 20 to 30 m. The practice now uses bored pile having its tip in the second sand at 50 to 60 m for reducing the settlement from the superstructure's loads. This leads to the increase in cost particularly for highrise which has large area of low level podium. With the boom of condominium industry, the cost of the current approach, selected partly as the result of deep well pumping, increases due to the great demand for second sand piling, material cost, and to the lack of qualified contractors. In addition, the limited heights for concrete and steel structure are decreased.

Deep well pumping is also responsible for the increase in the cost for highrise with underground structure. The unreliable uplift pressure, and the requirement of barrette when pile tips are required to be in the second sand are considered to be the additional cost.

The risk of structural damages of highrise from land subsidence is thought to be higher when the pile tip is in the second sand, due to the smaller number of piles is used and footings have lower stiffness.

6.0 References.

AIT (1931), Investigation of Land Subsidence Caused by Deep Well Pumping in The Bangkok Area, Comprehensive report 1978-1981, Submitted to Office of the National Environmental Board, Bangkok.

KERDSUWAN, T (1984), Basic Properties and Compressibility Characteristics of the First and Second Clay Layer of Bangkok Subsoils, M. Eng. Thesis No GT-83-35, AIT.

Ng, K. C. (1983), The Construction Problem and Performance of Large Bored Piles in Second Sand Layer, M. Eng Thesis no GT-82-26, AIT.

SAMBHANDHARAKSA, S., SAMONWONGTHAI, W. and ROONGRUJIRAT, W. (1984), Settlement of Highrise Building in Bangkok Subsoil, Proc. of the Specialty Session on Deep Foundation, Sym : on Geotech. Aspect of Mass and Material Transportation, Bangkok.

SAMBHANDHARAKSA, S., PONGRUJIDORN, T. and CHALOEYWARES, P. (1987), Settlement of Structures and Their Predictions in Bangkok Subsoils, Proc. 9th Southeast Asian Geotechnical Conference, Vol.1, Bangkok.

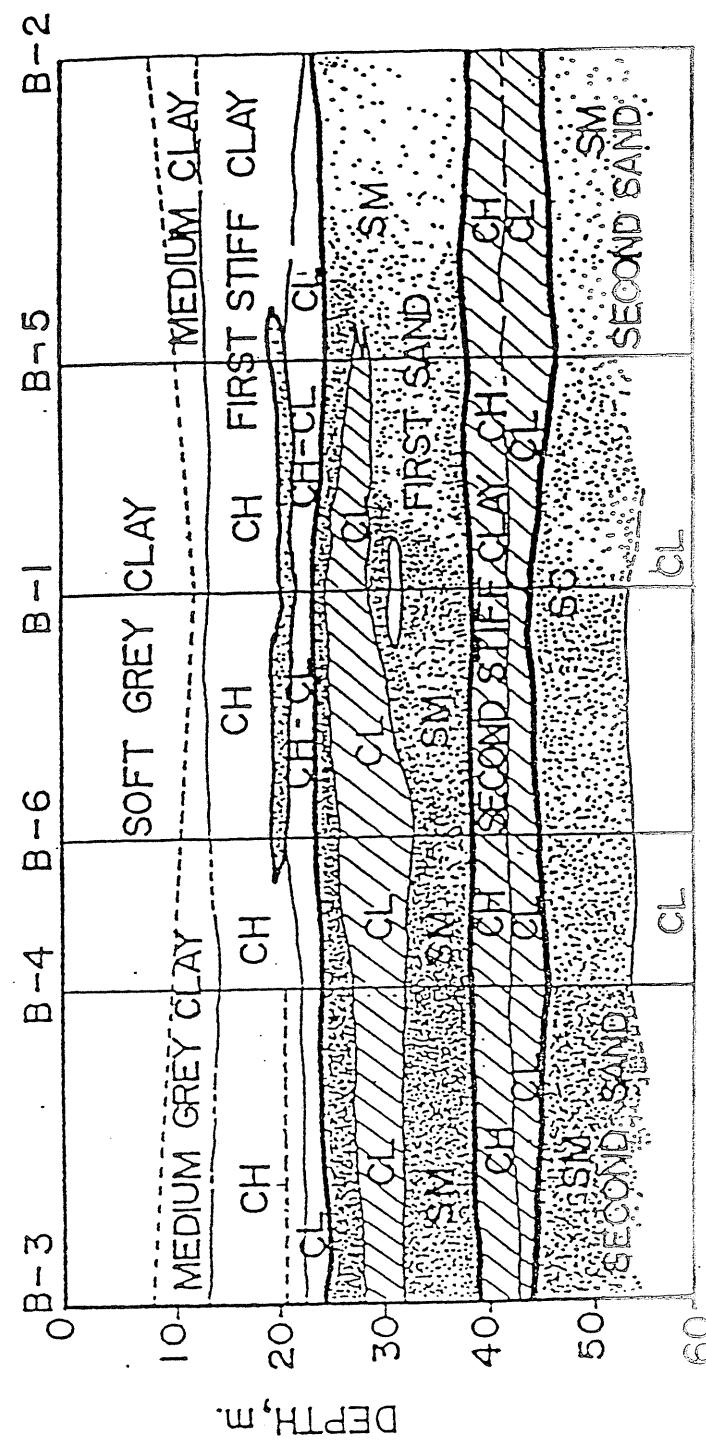


Fig. 1 Typical Profile of Bangkok Subsoil.

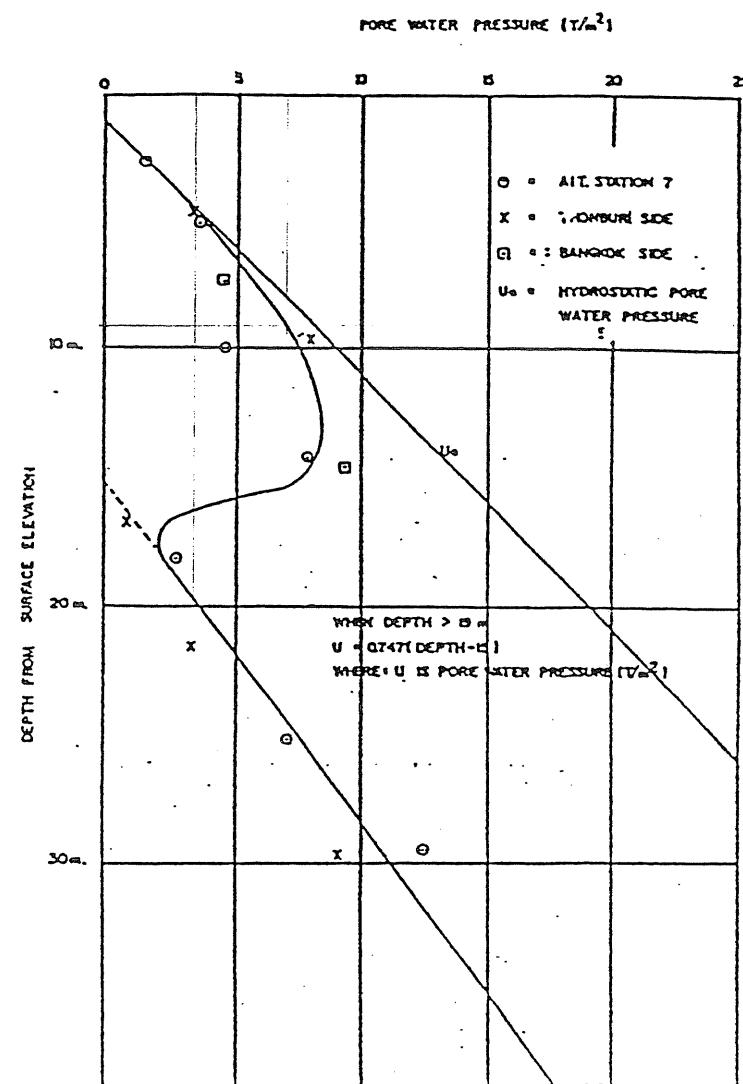


Fig. 2 - Pore Water Pressure Distribution in Bangkok Subsoils
(NG, 1983)

1/2 in 2

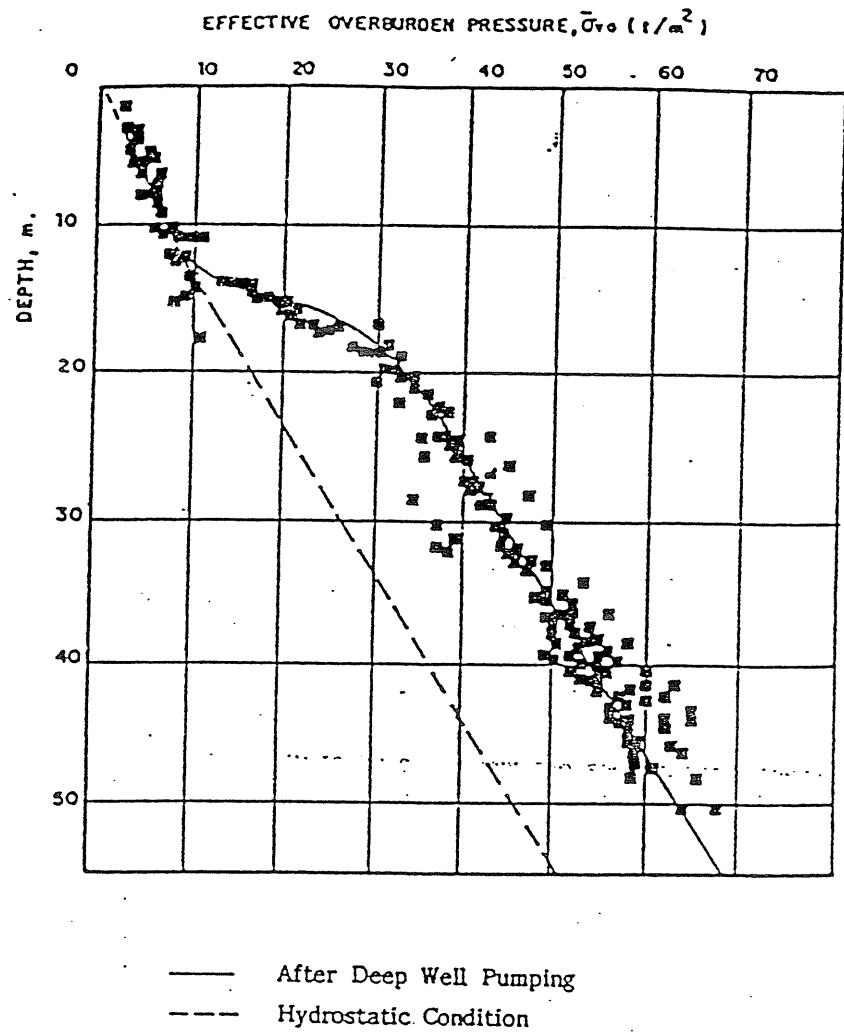


Fig.3 - Variations of Effective Overburden Pressure with Depth
(KERDSUWAN, 1984)

RECENT PILING PRACTICE IN BANGKOK PLAIN

Dr. Surachat Sambhandharaksa
 Department of Civil Engineering
 Chulalongkorn University

I. INTRODUCTION

The Bangkok plain's subsoil is regarded to be one of the difficult subsoil conditions for the design and construction of the suitable foundation. Foundation problems are exacerbated by the effects of deep well pumping which lead to the reduction in soils' overconsolidation ratio, the subsidence of soil layers below the depth of 10 m, and the induction of the negative skin friction load in a pile.

The soil conditions in the Bangkok plain consist of the marine deposit overlying the fluvial deposit. The soil profile (Figure 1) begins with the crust or weathered clay overlying the soft to medium grey sensitive clay, in apparently overconsolidated state, which is compressible. Below this clay, soils, usually, are the overconsolidated marine first brown stiff to very stiff clay, the practically normally-consolidated first dense sandy soil (usually clayey sand or silty sand), the second very stiff to hard slightly overconsolidated or normally consolidated clay, and the second very dense silty sand. The second dense silty sand layer may contain one or two thin layers of hard clay interbedded between the "upper" and the "lower" second sand, located at about 40 to 50 m. Below the second sand, there are alternating layers of hard clay and dense sand. The sound rock is not encountered till the depth of, at least, 200 m.

The soils located below 20 m, generally, have low overconsolidation ratio ($OCR \sim 1.0$ to 1.5), due to the declination of pore pressure from deep well pumping. This partly in turn causes settlement problems from dead and live load of highrise constructed having its pile tip in the first sandy material (SAMBHANDHARAKSA ET AL, 1987). Below the depth of 60 to 70 m, the soils generally have low compressibility although their overconsolidation ratio are rather low.

This paper presents the summary of the design and construction practice of pile foundation for Bangkok subsoil. The design and construction practice are presented and the suitability of each pile type is discussed.

II. PILE TYPES AND THEIR SUITABILITY

Three major pile types are currently used. These are driven, auger press, and bored pile. The selection of the pile type is usually based on the following criteria :

- (1) The required load/pile based on bearing capacity criterion;
- (2) The required tip depth for settlement criterion;
- (3) The environmental factors and soil movement's restrictions;
- (4) The reliability and availability of the construction method; and
- (5) The overall cost of foundation and the required construction time.

2.1 Driven Pile

Driven pile choice is the cheapest and most reliable construction method. It is used when problems of vibration and soil displacement, which can cause structural damages, are unimportant or manageable.

Driven piles are usually prestressed concrete pile driven mostly by drop hammer (5 to 10 t) or, to the lesser extent diesel hammer for difficult ground condition. The maximum load/pile and tip depth normally are 130 t, for the hollow 0.60 m pile, and 35 m. The shallower tip depth is expected when the pile tip reaches the thick first dense silty sand deposit where pile drivability is limited. Drawbacks of driven pile's choice are the problems of vibration, noise, air pollution, and soil's displacement, especially when large numbers of pile are used. The driven pile is the most reliable and cheapest construction's type and can be quickly constructed with reasonable construction control by blow count.

2.2 Bored Pile

Bored pile construction offers more versatility for the design. It offers more load/pile and longer pile length than the driven pile. Problems of soil displacement and vibration are practically eliminated, although construction problems are needed to be considered in the design phase. It is also considerable more expensive and requires more construction time and control compared to the driven pile construction.

Two types of bored pile are used in Bangkok subsoil. There are referred locally as the wet process and the dry process. The "dry process", where the bore hole is advanced by auger or by bucket and the steel casing is used for stabilizing the unstable ground, is suitable for conditions of limited head room and of limited soil movement and vibration. This construction method allows the maximum circular pile size to be 0.60 m. The pile's tip has to be in the first brown stiff clay for avoiding any water seepage from the underlying first sand, as concreting is done in the clean dry hole. This limits the load/pile to be not more than 60 t. The "wet process", where casing and bentonite slurry are used to stabilize the hole and auger or bucket is used for advancing the hole, is more common and increasingly in demand.

The "wet process" bore pile offers the larger load/pile and the deeper tip depth for settlement control, in addition to the elimination of soil displacement and, to the lesser extent, to minimize problems of noise, air pollution, and vibration. The maximum load/pile now reaches 1,000 t for the maximum circular pile size of 1.5 m. (With the demand of a higher load. The barrete, 2.7 x 0.8 m in size, will be used in the future.) Such a high load is obtained when the pile tip is in the second sand below 50 m. Where the structural capacity of the pile controls the pile's working load. The construction of bored pile requires good and careful construction control. Problems of the bore hole stability, the cleaning of the bottom of the hole to be free from loose sandy soils and thick bentonite, and of concreting are important (NG, 1983). The construction using bucket for soil's removal seems to yield better load deformation characteristics than that using reversing circulation method (MORRISON ET AL, 1987). Due to construction problems and high cost of a bored pile having its tip in the second sand, there are only a few contractors which can perform the acceptable work for bored piles having their tips at about 60 m.

2.3 Auger Press Pile

Auger press pile construction minimizes problems of soil displacement and vibration which are normally occurred in driven pile. It also insures the quality of concrete used for pile construction, although structural problems of a pile are not completely eliminated. The requirement for pile's splicing, the risk of structural damages from soil clogging in the pile, and the possibly severe disturbance of the side friction soils, soil failure, or boiling problem during construction lead to the necessity for proper construction method and control.

Auger press pile is done by using hollow prestressed concrete pile. A hole is drilled through the hollow section of the circular pile by screw augering, and the pile itself is pressed down contemporaneously. Piling is done in segment of about 13 m and is spliced by welding. The ideal maximum pile length is 30 m long, although the length of over 40 m has been done. The pile size is usually 0.50 and 0.60 m in diameter. Drilling is mostly carried out in dry condition to the distance of about 2 times of pile diameter from pile end. Water or compressed air is used for reducing friction and for facilitating spoil removal. Upon reaching the required tip depth for pressing, pile driving process is adopted to obtain the pile's end bearing capacity. The depth of driving should be at least 2 to 3 times the diameter. Deeper depth is suggested for Bangkok subsoil.

The auger press pile construction is relatively the new piling method in Thailand. Development is in progress for improving the load deformation characteristics and the end bearing capacity of a pile. The use of cement grout is envisaged. The process now is ideal for pile having tip in clay.

The pressing down is difficult in hard clay or very dense sand ($N > 40$). Augering in clean sand under water table is troublesome. The medium to stiff clay layer interbedded between the very stiff clay layers at great depth may cause problem with the hole instability during augering.

III. DESIGN OF PILE FOUNDATION

The design of pile foundation involves the selection of the pile tip depth, based on settlement criterion, as the first step. The pile type and the single pile capacity are then selected. Pile group is designed using the group efficiency between 0.8 to 1.0, but the magnitude of the pile group's settlement is rarely estimated. The control settlement design is generally, done by locating pile tips in the relatively incompressible soil (sanu), by avoiding the use of large numbers of pile in a group, and by using approximately the same pile length, in addition to the proportioning of the load/pile aiming for an equal settlement between pile groups.

At the present time, the design against the negative skin friction load from load subsidence is not considered. The problem of subsidence is, however, considered by using approximately the same pile tip depth, independence of the magnitude of the load/pile, and the size of the pile group.

The practice now uses bored pile having the pile tip in the second sand (~ 50 m) for the highrise. This is aimed for reducing the settlement from the superstructure load. The working load is, usually, limited by the

structural load capacity of a pile. Such a condition may lead to the danger from the negative skin friction load developed from land subsidence. No damages, however, are observed, at present.

3.1 Design of a Single Pile

The capacity of a pile is significantly affected by the construction method, and the encountered construction problems. The construction process changes the state of stress in a soil mass as well as the soil properties compared to those of the in-situ or initial condition. Due to these changes, it is difficult to reliable predict the pile capacity without the support of data from pile load tests and reliable laboratory or field tests describing the soil conditions.

3.1.1 Pile Under Compression

The design approach is, generally, based on the static approach referred to as the soil mechanics method. Soil parameters are usually from unconfined compression and SPT tests.

(a) Skin Friction Evaluation

Adhesion factors developed from pile load test's data (PIMPASUGDI, 1989) are shown in Figure 2 for Bangkok clays. These are based on data of driven, auger press, and bored piles having their tips in very stiff to hard clay. The shear strength (S_u) is that from unconfined compression test or from SPT test where correlations, developed for Bangkok clays by PITUPAKORN (1982), were used for estimating the unconfined shear strength. As seen in Figure 2, data are rather scatter and the pile's construction method does not significantly affects adhesion factors of soft, medium, and first very stiff to hard clay. Such a trend is, however, not in agreement with relations proposed by NG (1983) and PITUPAKORN (1982) where limited and scattering data are available for driven and bored piles. Such a difference can also partly be the result of the improvement of the bored pile's construction technique and the difference in failure load's criterion. PIMPASUGDI (1989) adopts BUTER AND HOY (1977)'s method. The failure load is, therefore, defined to be close to that at the yield condition rather than the truly ultimate load for soil failure.

Data presented in Figure 2 are based on the N_c value of 9.0 for estimating the ultimate end bearing capacity which ranges to be between 100 to 220 t/m^2 .

Although in Figure 2, the difference in the construction process does not seem to show its influence on the skin friction in the clay portion. Construction control seems to be an important factor to obtain such a behaviour for bored and, especially, auger pile construction.

The construction method certainly affects the ultimate skin friction of the sand. Relation between $K_s \tan \delta$ and ϕ' proposed by MEYERHOFF (1976) seems to fit well for bored pile having the tip in the first sand (CHIEWCHANSILP, 1988), shown in Figure 3, for the estimation of the ultimate skin friction.

Instrumented pile's data are not available for the sand's ultimate skin friction for driven pile. However, due to the limited depth of pile's penetration into the first sand, the error in estimating the sand's ultimate skin friction affects very little on the total pile load capacity. The ultimate skin friction of the sand is estimated minimumly by using the coefficient of at rest pressure as the value of K_s , and $\tan \delta$ is equal to $\tan \theta'$. The concept of the critical depth. (VESIC, 1967) is not considered, due to soil conditions consisting of clay and sand in alternating layer's pattern.

The difficulty in obtaining undisturbed sample in sand leads to the necessity to use empirical correlations for the determination of the angle of shearing resistance (θ'). THANUDKLUENG (1988) compared θ' values obtained from undisturbed first Bangkok sand samples with those from empirical correlations using N value. The PECK HANSON AND THORNBURN correlation (1974) fits best for the Bangkok first silty sand, yielding slightly lower θ' values compared to those from undisturbed samples. The practice now adopts this correlation for silty sand. For clayey sand and poorly graded clean sand (SP), the correlations developed by PITUPAKORN (1982) and MEYERHOFF (1956) are used.

For the auger press pile, the ultimate skin friction in the sand portion seems to depend upon the depth of pile's driving at the final process by driving. Although data are inconclusive, the trend seems to indicate that the developed skin friction can be equal to that of the driven pile if the auger process is not done in the sand layer (and causing disturbance) before reaching the pile tip depth. With augering in the sand layer, the design should be based on the skin friction of the bored pile, independence of the depth of final pile's driving.

(b) End Bearing Resistance

There are no instrumented pile data which provide informations for the estimation of the ultimate end bearing capacity. The back analysis N_q value for sand is estimated from the computed end bearing load using gross pile's cross sectional area. This load is obtained from the pile's failure load, defined by BUTER AND HOY method (1977), and the estimated skin friction load using Figure 2 and the method presented in the previous section.

Figure 4 shows the values of N_q for driven and bored piles. These N_q can be interpreted as the parameter for estimating the mobilized end resistance for pile failure load defined according to the method proposed by BUTER AND HOY (1977). They can be used in the similar fashion with those in the bearing capacity equation. These N_q are, therefore, not at the fully mobilized end resistance for soil failure where the deformation of about 10% of the pile diameter has to be expected. The BUTER AND HOY (1977)'s load is considered to be close to that at yield condition of the pile's load-deformation relationship.

The N_q value (Figure 4) shall be used only with the gross factor of safety (F.S. ~ 2.0 to 2.5). No additional factor of safety is required for the end bearing resistance's portion which is conventionally suggested for reducing the deformation at failure of the end bearing pile. It is more practical, as the safe load can be directly evaluated from load test from tested pile which is uninstrumented. The N_q presented in Figure 4 can, therefore, be referred as the "mobilized" N_q . It is defined as the N_q for soil bearing capacity failure divided by the factor for reducing pile's deformation.

The comparison of N_q values for driven piles (Figure 4) with those from MEYERHOFF (1976) for $D_b/B = 0$ yields the reduced factor of about 3.0 (Figure 5).

Construction process certainly affects the mobilized N_q value. The mobilized end bearing capacity of the driven pile is about 2 to 3 times higher than that of the bored pile, based on data of piles having tip in the first sand, for failure load at about yield condition.

The allowable load/pile for pile having tip in the sand will be higher if the failure load is defined at about 10% of the pile diameter. This certainly will increase the settlement of the single pile at working load. The settlement at working load, using the failure load at yield condition, is about 2 to 5 mm where the pile is tested with two to four anchorage piles. Without the influence of anchorage piles, the settlement at working load will be higher. The defining of the failure load at the ultimate condition will not yield any advantage for pile's tip depth at about 50 m. For this condition, the working load is usually control by the structural capacity of the pile.

For any pile type when the failure is defined at yield condition, the single pile, at failure, is still classified as the friction pile, even though the bored pile has 1.5 m in diameter. The contribution of the end bearing resistance significantly increases when the bored pile having tip in the second sand, especially with large bored pile.

3.1.2 Pile Subjected to Horizontal Load

Limited experience and data are available for the behaviour of a vertical pile subjected to the horizontal load. No informations are available for the in situ behaviour of pile group whereby the pile group's capacity is significantly reduced in addition to the increase in the horizontal movement compared with the behaviour of a single pile.

Studies at Chulalongkorn University and AIT (SITHILERTPRASIT 1976; TUNGBOONTERM, 1978; TEERASAWAT, 1981) show that the undrained modulus from unconfined compression or unconsolidated undrained triaxial compression test can be used for estimating the horizontal subgrade modulus upon adopting BROM (1964)'s approach for rigid pile. The deformation, however, can be predict using BROM (1964) and DAVISON and GRILL (1963) for homogeneous clay and layering soil situation respectively. The soil type near the pile top significantly influences the magnitude of the horizontal deformation. The compacted sand fill overlying the soft Bangkok clay helps to reduce the horizontal movement. Repeated load also increases the deflection under quick loading condition (TEERASAWAT, 1981).

The prediction of the ultimate load for short pile failure (BROM, 1964) can also be done by using BROM's method (TUNGBOONTERM, 1978; SITHILERTPRASIT, 1976), using unconfined shear strength.

As data from instrumented pile are not available, the validity of DAVISON AND GRILL (1963)'s approach or the theory of the flexible beam on elastic foundation for computing the bending moment, using the modulus from the unconfined compression test, can not be evaluated.

The Poulos (1971)'s approach does not conclusively show its validity. Only data from SITHILERTPRASIT (1976) show its suitability, based on experiment on small short piles.

3.2 Settlement Analysis

Bangkok subsoil causes the unusual settlement problem for pile foundation. The settlement is that which is due to the loads from the superstructure. This is partly as the result of deep well pumping which decreases the soils' overconsolidation ratio.

Significant settlement (5 to 20 cm) was reported for highrises (8 to 30 storey) having their pile tips in the first dense sand (SAMBHANDHARAKSA ET AL, 1987). Settlement is believed to be mostly construction settlement for this condition. The time dependent settlement must, however, be expected and may be significant for pile foundation having the pile tip in the first stiff clay, especially in the condition where the negative skin friction load from the land fill occurs (CHALOEYWARES, 1986).

Aiming for reducing the settlement, the pile's tip for the highrise is located in the second dense sand at about 50 to 60 m. Settlement becomes smaller, as the number of pile in a group decreases and the soils' compressibility are lower, compared to the settlement of highrise having pile's tip in the first dense sand.

Predictions of settlement can be reasonable done by using Poulos AND DAVIS (1980)'s and TERZAGHI AND PECK (1948)'s method for pile foundation having the pile's tip in the sand and clay respectively. (PONGRUJIKORN, 1986; CHALOEYWARES, 1986). The Poulos AND DAVIS (1980)'s method requires the soil-pile modulus developed from pile load test, and soils' compressibility located below the pile tip for settlement computation. SAMONWONGTHAI (1984) developed correlation between N value and the first and second sand's constraint modulus.

The soil-pile modulus (E_s) for the settlement computation are presented in Figure 6 and 7, for pile tip in the first stiff clay and first sand (including one value from the second sand). The modulus is dependent on the pile tip material, the pile type, and the pile dimensions inherently represented by the working load/pile. The diameter of the pile is the important factor. The modulus increases with the increase in the diameter and hence the allowable load/pile, reaching the maximum values of 7,000 and 12,000 t/m^2 at the working load of 80 t and 300 t for pile's tip in the first stiff clay and the first dense sand respectively. The data are those from pile size ranging between 0.30 to 1.0 m and 0.30 to 1.5 m for pile's tip in clay and sand respectively. The size of more than 0.60 m is that of bored pile.

Construction process will affect E_s , although data in Figure 6 and 7 do not show the right trend. This is due to the predominant effect of pile's diameter. Bored pile and auger press pile have lower E_s than that of driven pile, when the same pile size is compared. Auger press pile seems to have the lowest modulus, resulting from its new technique which takes time for full development.

IV. CONSTRUCTION CONTROL

The reliability of the foundation significantly depends on the construction process and hence the construction control. This factor is considered to be the important factor for selecting the pile type, and the pile tip depth for the design.

The construction control for driven pile foundation is based on two criteria. These are the pile tip depth and the pile tip's material where the blow count is used as an indication. The pile driving formula needs to be evaluated for its validity and requires adjustment or modification. It depends not only on the shape of the pile but also on the pile tip's material (PIPITSOMBAT, 1980). The formulae proposed by HILEY (1930), JANBU (1967), and GATE (1957) show their validity. In most cases, the tip depth is the control factor for pile having tip in the clay. For the pile's tip in sand, the blow count is additionally required.

The penetration of the pile into the required stratum and the minimum pile length are the control factor for bored pile construction. Normal construction measures for bored pile are enforced. These are the quality of bentonite (density, pH, and viscosity), the allowable sand content, and the concreting process.

For the auger press pile, the depth of augering has to be selected to suit the capacity of the pressing machine. The stability of the hole has to be ensured by analysis, as no protected means are provided in this process including possible problems from piping. The final tip depth, which is reached by pile's driving, is controlled by using the same methods with those of driven piles. The possible reductions of the skin friction of both clay and sand and of the end bearing load may occur.

V. CONCLUSIONS

Bangkok subsoil provides the unique problem for pile foundation design and construction. Partly as the result of the deep well pumping, the settlement problem becomes important for pile foundation having tip's depth at about 30 m, considered unusual for normal pile foundation having tip depth in sand ($N > 40$). The pile construction for highrise is now at the depth of about 60 m, for reducing settlement, considered to be unusually long. The need for the longer pile length is envisaged with the growth of the construction industry.

At present there is no clear evidence indicating any structural damage from land subsidence's problem, provided that the pile foundation has the about the same pile tip depth. The negative skin friction load and the subsidence to the underlying soil layers do not, therefore, seem to impose severe problems.

The pile foundation's design in Bangkok subsoil has sufficient data for estimating the pile capacity in compression. Lack of data leads to the difficulty in designing the pile foundation subjected to horizontal loads.

Settlement analysis can be reasonable done for pile having its tip in the first stiff clay and sand. The lack of settlement data of building having pile's tip in the second sand leads to some doubt in settlement analysis, upon adopting the same method.

Pile construction needs some improvement for bored pile and auger pressed pile. The auger pressed pile can be effective in the future as restrictions on vibration and soil displacement are increasingly imposed. For bored pile, the need for larger bored pile ($d > 1.5$ m) at tip depth in the third sand is seen for the future.

VI. REFERENCES

BROM, B.B. (1964), Lateral Resistance of Piles in Cohesive Soils, Jour. Soil Mech. Found. Div., ASCE, Vol.90, SM-3, pp. 123-156.

BUTER, H.D. and HOY, H.E. (1977), Usual Manual for the Texas Quick-Load Method for Foundation Load Testing, Federal Highway Administration, Office of Development, Washington, 59 p.

CHALOEYWARES, P. (1986), Settlement of Pile Foundations in Clay, (in Thai), M.Eng. Thesis, Chulalongkorn University, Bangkok.

CHIEWCHARNSILP, S. (1988), Static Load Transfer and Predictions of Carrying Capacity of Bored Piles (in Thai), M.Eng. Thesis, Chulalongkorn University, Bangkok.

DAVISSON, M.T. and GILL, H.L., (1963), Lateral Loaded Piles in Layered Soil System, Jour. Soil Mech. Found. Div., ASCE, Vol.89, pp.63-94.

GATES, M. (1957), Empirical Formula for Predicting Pile Bearing Capacity, Civil Engineering, ASCE, Vol.27, No.3, pp.65-66.

HILEY, A. (1930), Pile-Driving Calculations with Notes on Driving Force and Ground Resistances, Structural Engineer, London, Vol.8, pp.246-259.

MEYERHOFF, G.G. (1956), Penetration Tests and Bearing Capacity of Cohesionless Soils, J. of SMFE, ASCE, Vol.82, SM-1, pp. 1-19.

MEYERHOFF, G.G. (1976), Bearing Capacity of Settlement of Pile Foundations, J. SMFE, ASCE, Vol.102, GT-3, pp. 195-228.

MORRISON, I., FREEMAN, R.A., PAVEENCHANA, T. and FERGUSON, R.G. (1987), Bored Piled Foundation for the Chao Phya River Crossing at Wat Sai, Bangkok, Proc. of the 9th SEAGC, pp.207-218.

NG, K.C. (1983), The Construction Problem and Performance of Large Bored Piles in Second Sand Layer, M.Eng. Thesis, GT-82-26, AIT, Bangkok, Thailand.

PECK, R.B., HANSON, W.E. and THORNBURN, T.H. (1974), Foundation Engineering, John Wiley & Sons, 514 p.

PIMPASUGDI, S. (1989), Performance Evaluation of Bored, Driven, and Auger Press Pile in Bangkok Subsoils, M.Eng. Thesis GT-88-12, AIT, 236 p.

PIPITSOMBAT, S. (1980), Pile Driving Formula for Bangkok Clay, M.Eng. Thesis (in Thai), Chulalongkorn University, Bangkok.

PITUPAKORN, W. (1982), Prediction of Pile Carrying Capacity from Standard Penetration Test (N) in Bangkok Metropolis Subsoil, M.Eng. Thesis, (in Thai), Chulalongkorn University, Bangkok.

PONGRUIKORN, T. (1986), Techniques in Settlement Prediction of Highrise Building in Bangkok Metropolis, M.Eng. Thesis, Bangkok, in Thai.

POULOS, H.G. (1971), Behaviour of Laterally Loaded Piles : I Single Piles, J. SMFE, ASCE, Vol.97, pp.711-731.

POULOS, H.G. and DAVIS, E.H. (1980), Pile Foundation Analysis and Design, John Wiley and Sons, New York.

SAMBHANDHARAKSA, S., PONGRUIKORN, T., and CHALOEYWARES, P. (1987), Proc. of the 9th SEAGC, Bangkok, Thailand, pp.4-25-4-40.

SAMONWONGTHAI, W. (1984), Evaluation of Soil Compressibility Data from Standard Penetration Test in Bangkok Subsoil, M.Eng. Thesis, No. GT-83-30, AIT, Bangkok, 185 p.

SITHILERTPRASIT, S. (1976), The Lateral Loaded Piles in Bangkok Clay, M.Eng. Thesis, Chulalongkorn University, pp.127.

TERZAGHI, K. and PECK, R.B. (1948), Soil Mechanics in Engineering Practice, John Wiley, New York.

TEERASAWAT, P. (1981), Lateral Load Carrying Capacity of Piles in Bangkok Subsoil, M.Eng. Thesis, Thesis No. GT-80-3, pp.166, AIT, Bangkok.

THANUDKLUENG, C. (1988), Correlations Between Undisturbed Strength Deformation Characteristics and Those Developed from SPT Data for Bangkok First Sand, M.Eng. Thesis, No.GT-87-9, AIT, Bangkok.

TUNGBOONTERM, P. (1978), Full Scale Load Test on Single Piles and Pile Groups, M.Eng. Thesis, No.1289, AIT, Bangkok.

VESIC, A.S. (1967), A Study of Bearing Capacity of Deep Foundations, Final Rep., Project B-189, School of Civil Eng., Georgia Inst. Tech., Atlanta.

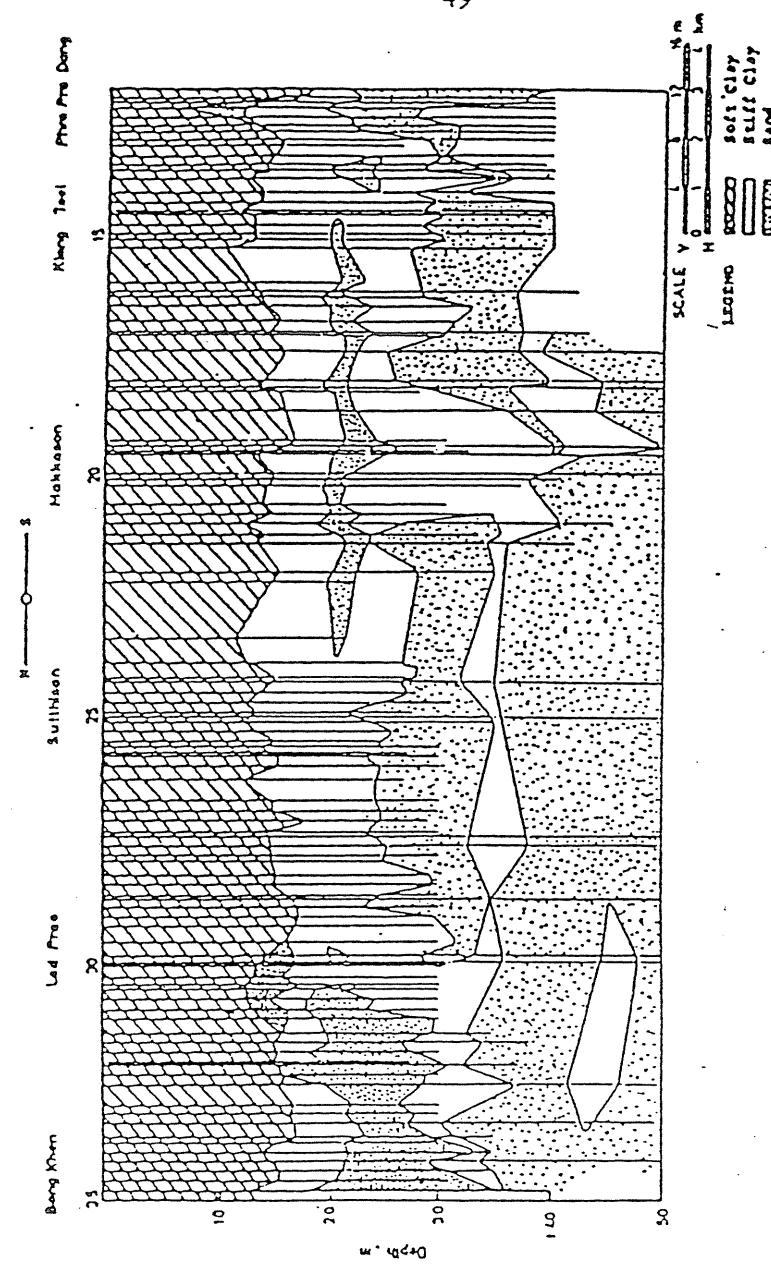


FIGURE 1 - Profile of Subsoils from North to South of Bangkok area

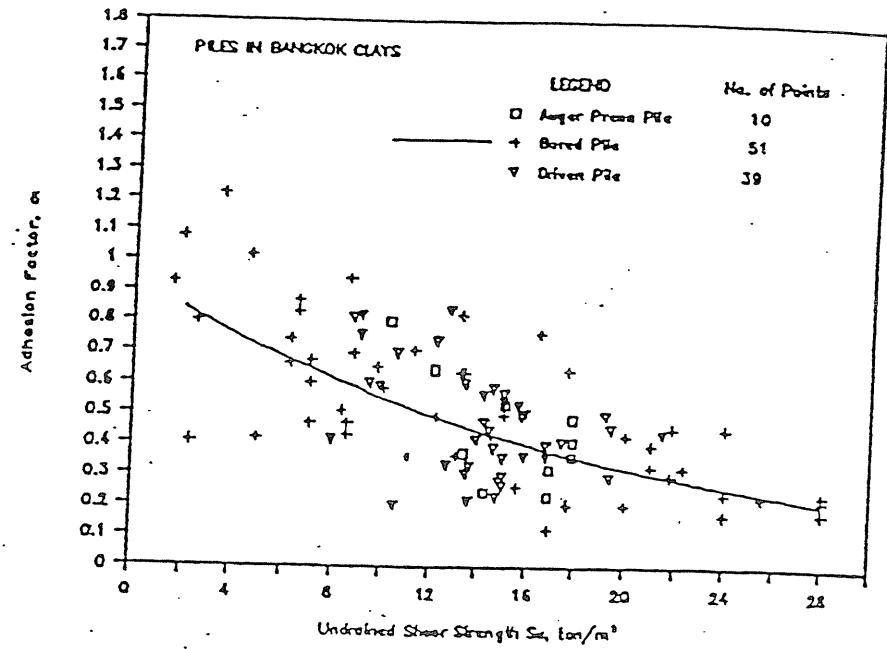


FIGURE 2 - Relation between Adhesion Factor (α) and Undrained Shear Strength of Bangkok Clay

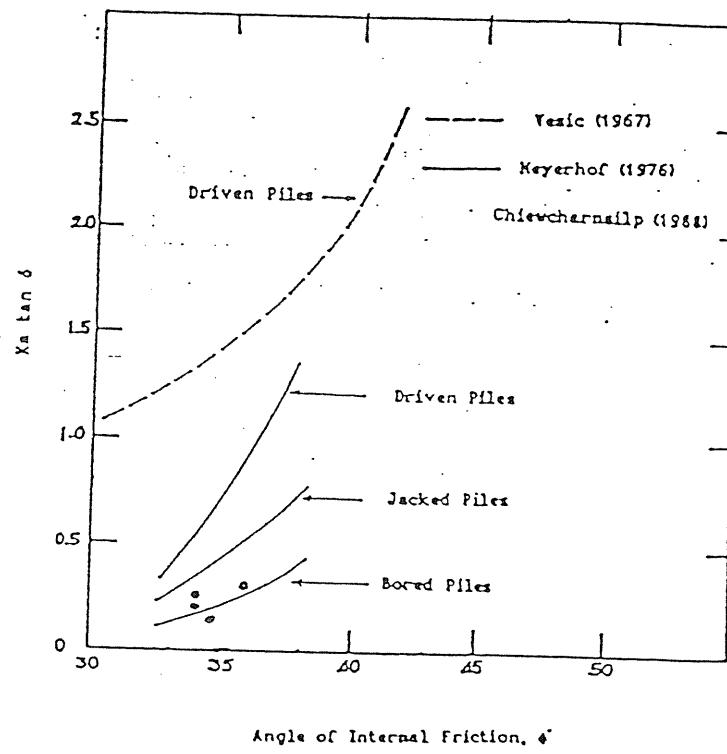
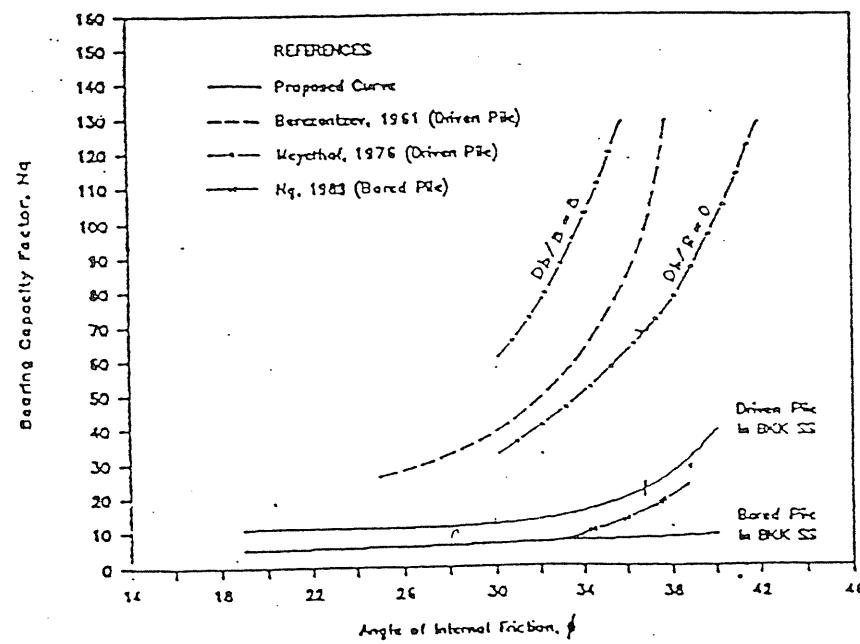
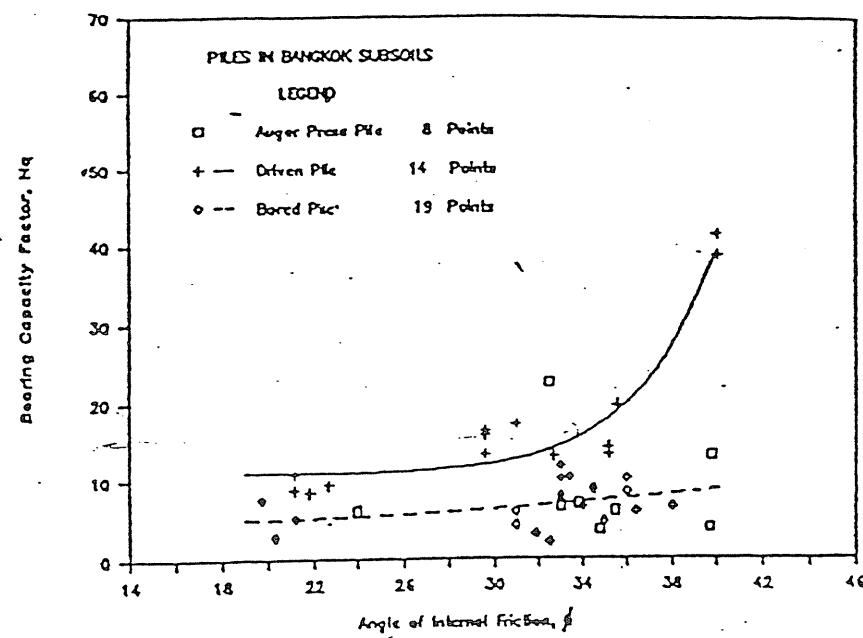


FIGURE 3 - Relation between $K_{stan} \delta$ and β' (VESIC, 1967; MEYERHOF, 1976; CHIEWCHARNSILP, 1988)



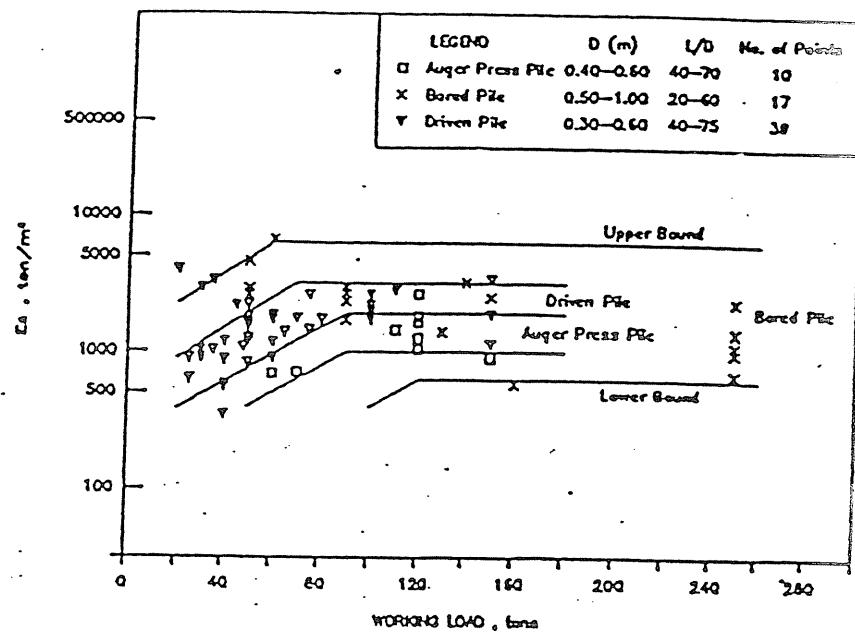


FIGURE 6 - Soil-Pile Elastic Modulus (E_s) of Piles having Tips in Clay and Working Load

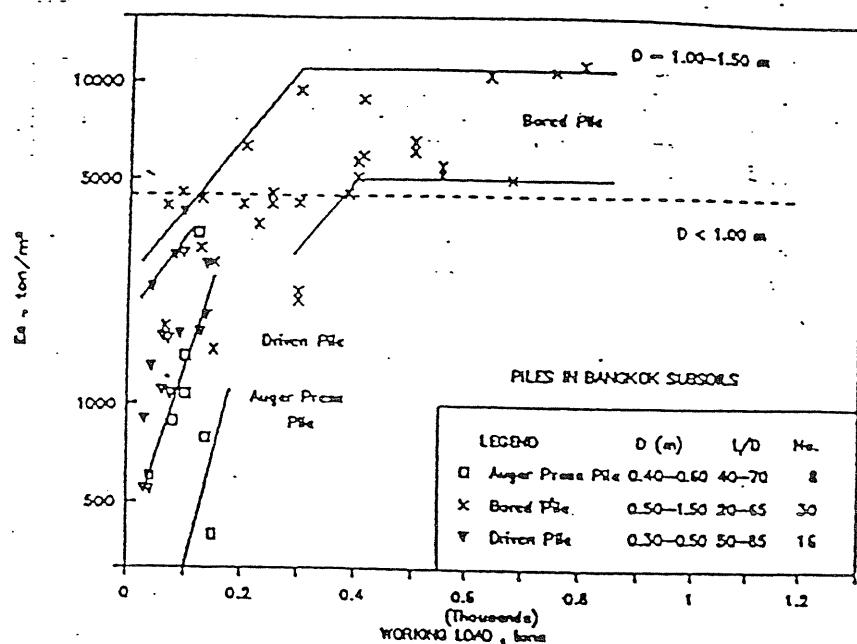


FIGURE 7 - Soil-Pile Elastic Modulus (E_s) of Piles Whose Tips are In Sand and Working Load

ການພວກ ຂ.

1. Sambhandharaksa, et.al. (1987) Settlement of Structums and their Predictions in Bangkok Subsoils. Proc. 9th SEAGC

9TH SOUTHEAST ASIAN GEOTECHNICAL CONFERENCE
 BANGKOK, THAILAND
 7-11 December 1987

SETTLEMENTS OF STRUCTURES AND THEIR PREDICTIONS
 IN BANGKOK SUBSOILS

SURACHAT SAMBHANDHARAKSA
Chulalongkorn University
Bangkok, Thailand

THANIN PONGRUIJIDORN
Chulalongkorn University
Bangkok, Thailand

PHATOM CHALOEYWARES
Chulalongkorn University
Bangkok, Thailand

SUMMARY Settlement records of 7 buildings and one water sedimentation tank in Bangkok areas are presented. These data are compared with predicted values based on TERZAGHI and PECK (1948)'s and POULOS and DAVIS (1980)'s method. Six of these buildings are highrises where settlement data were available mostly during construction. These highrises have their driven or bored pile foundation tips in the first sand layer at depths ranging between 25 to 32 m. Another building is the one storey factory having its pile foundations subjected to negative skin friction loads. These pile tips are located in the first stiff clay. The water sedimentation tank is rested on mat foundation supported by short piles 6 m long and 0.15 m in size. In these last two cases where pile tips are in clays, long term settlement data are available. Large settlements were observed in highrises. Excessive settlements were found in cases where pile tips are in clays and the underlying clay layers were yielded and overstressed. Satisfactory predictions are obtained from Terzaghi and Peck, and Poulos and Davis method. The Poulos method is not very successful for cases where pile tips are in clays, having negative skin friction loads and underlying yielded clays. The Terzaghi estimation should include sand settlement, yielding somewhat conservative result.

INTRODUCTION

The researches on settlements of structures in Bangkok areas have been carried out for almost three years. WICHEN (1983) and WITOON (1984) studied the settlements of three highrises. THANIN (1984) made the comparisons between predicted and measured settlements of six highrises. PONGCHAI (1985) developed microcomputer programme for settlement computation of pile foundation and performed settlement analyses of two highrises. THINAKORN (1985) studied the settlement of bridge approach at Eangna-Bangpakong highway. PATHOM (1986) studied the settlements of two structures having pile tips in soft and stiff clay. The latter case involved the influence of the negative skin friction. This paper presents the summary of these researches. The aims are to present the settlement data and to compare these data with predicted values based on TERZAGHI and POULOS method.

General subsoil conditions

Bangkok subsoil consists of 12 to 18 m thick of Bangkok soft to medium clay overlying alluvial deposit consisted of alternating layers of stiff to hard clay and dense sand.

Bangkok is known for having subsidence problems. The declination of pore pressure below 8 m depth from deep well pumping causes the reduction in overconsolidation ratio (OCR) of clays and sands below the soft and medium clay.

Underlain the Bangkok medium marine clay, the soils are the alluvial first brown stiff overconsolidated clay overlying the first dense clayey or/and silt fine sand. It is then followed by the second stiff to hard clay before reaching the dense second sand.

For settlement problems of pile foundations having tips in strong stratum, troublesome soils are the first overconsolidated and second slightly overconsolidated stiff clay. It occurs when the transferred vertical stress from the pile foundation causes the final effective vertical stress (σ'_{vf}) to exceed the clay's preconsolidation pressure (σ'_p). The second stiff clay is more troublesome having higher PI and liquiding index.

Early studies in settlement of pile foundation (WICHEN, 1983; WITOON, 1984; SAMBHANDHARAKSA ET AL., 1984) indicated that the settlements of three highrise buildings having bored pile tips in first dense sand were of considerable magnitudes, resulted from the significant portion of settlement of the underlying first sand, second stiff clay, and the second dense sand.

General practice for pile foundation design

The design of pile foundations in Bangkok area can be classified into three classes.

Class A: For high load intensity, driven or bored piles having their tips in the first sand or in the first overconsolidated hard clay are used. Considerable amount of settlement generally is observed in highrise having more than 18 storeys. For minimizing settlement, some highrises have their pile tips in the second sand at about 50 m depth, using tubular steel or bored piles. The latter type usually has serious construction problems (NG, 1984).

Class B: For light load structure, driven or bored piles having their tips in first stiff clay are used. Acceptable magnitude of settlement is usually obtained for small isolated footing on pile foundations, if the final vertical stress does not exceed the preconsolidation pressure.

Class C: For very light structure, driven piles having their pile tips in the soft or medium clay are used. Large settlement is generally expected.

In this paper, predicted and measured settlements from 8 case studies are compared. Six cases are from class A pile foundation type. One case each is from class B and C foundation.

CASE RECORDS

Pile foundations

The considered site locations are presented in Table I. The followings are the brief descriptions of each site.

TABLE I
LOCATIONS OF SITES

No.	Name	Locations	Foundation Class
1	BK Bank	Seelom Road, Down town Bangkok	Class A
✓ 2	TH Bank	Bankhumprom Area, Bangkok	Class A
3	Tower A	Ekamai Rd, off Sukhumvit Rd.	Class A
4	Tower B	Ekamai Rd, off Sukhumvit Rd.	Class A
5	Tower C	Rama IV, Bangkok	Class A
✓ 6	Tower R	Wireless Rd, Bangkok	Class A
7	Factory	Phra Pradaeng, Bangkok	Class B
8	Sedimentation Tank	Chachoengsao, 71 km. from Bangkok	Class C

From sites 1 to 6, the structures are highrise buildings. Table II presents details of pile foundations including pile sizes, numbers of piles, load/pile, pile types and lengths, and types and shapes of foundations. The pile tip material is the first silty sand for all buildings. Isolated footing on pile foundations are used in site 1, 3, and 4, connected with tie beams. Mat on pile foundations are used in site 2 and 6. Combined footings (total of 3 combined footings) are used at site 5. Most sites (Table II) have basements. The pile top

TABLE II
FOUNDATION DETAILS OF 6HIGHRISE BUILDINGS UNDER STUDY

	BK BANK	TH BANK	TOWER A	TOWER B	TOWER C	TOWER R
Shape	Rectangular	Rectangular	Octagon	Octagon	Octagon	Rectangular
Sizes (m)	25x84	24x72	37x37	37x37	22x30	38x41
Foundation (1)	IF	M	IF	IF	CF	M
Pile type (2)	BP	DP	BP	BP	DP	DP
Pile sizes (m)	0.8x2.2	0.45x0.45	Ø 1.20 or Ø 1.50	Ø 1.20 or Ø 1.50	I-40	I-40
Tip depth (m)	-30	-26	-32	-32	-29	-25.5
Pile top (m)	-5	-5	-5	-5	-4	0
No. of piles	293	396	69	69	280	562
q (t/m ²) (3)	55.4 (32)	15.0 (8)	38.3 (31)	37.4 (31)	36.1 (26)	25.0 (20)
Load/pile (t)	365	85	500-800	500-800	80	70

Notes: (1) IF = Isolated footing with tie beams

M = Mat foundation

CF = Combined footing

(2) BP = Bored piles

DP = Driven piles

(3) q = Applied total stress

Number of storey indicated in bracket

depths were at about 4 to 5 m.

The foundation of the factory at Phra Pradaeng (site 7) is isolated footing on piles having their tips in the first stiff clay. The numbers of piles in the footings varied between 1 to 6. Pile lengths are between 18.5 to 21 m. In each footing, the pile length is equal. The pile has the size of 0.25x0.25 m, made of prestressed concrete. The designed load/pile varies between 15 to 22 tons. Prior to construction, the site was filled with 1.5 m thick sand fill. Negative skin friction load should, therefore, be expected, although the consideration of this load was not made in the pile capacity evaluation. The consequence of this is shown from the measured excessive settlement, especially in the pile group which can not resist the negative skin friction load and is expected to have bearing capacity failure. The settlement analysis will be made on footing in which bearing capacity failure does not occur.

The foundation of the water sedimentation tank is the mat foundation rested on driven concrete piles 0.15x0.15x6.0 m. It is located at km 71 on Minburee-Chachoengsao road. The area was covered with clay fill approximately 1 m thick. The tops of the piles are in the fill, approximately 0.25 m below the surface. The pile tips are, therefore, at about 5 m in the natural soft clay deposit, located in the soft clay which is 14 m thick and underlain by one meter thick medium clay before reaching the brown stiff clay. The size of the mat is 13.0x24.5 m, and the total of 1200 piles were used.

All structures were made of concrete. The estimated average total stress (q) of highrises, see Table II, was computed by obtaining the total load divided by the total foundation area considered as the equivalent mat foundation. In highrises, the stress interferences between footings are expected, due to large numbers of piles are used. The considered foundation at the factory is the isolating footing, having 4 piles located at the distance 3 ϕ apart and 17 m in length. The estimated dead and live load/footing is 68 tons. Upon including the negative skin friction load estimated using BROMS method (1978), the total load/footing is 202 tons. This leads to the total stress of 202 t/m². The estimated factor of safety against pile group block failure is approximately 1.1. The transferred stress from the foundation would increase the vertical stress in the first stiff clay to exceed the preconsolidation pressure. The spacing between each footing is 10 m, caused no stress interference between the underlying soils below footings. For the water sedimentation tank, in addition to the stress from the fill of 1.5 t/m², the total stress from dead and live load is 4.0 t/m². The estimated factor of safety against underlying soft clay failure is 1.4, indicated some yielding.

Soil conditions at the sites

For all highrise sites, at least one boring was made to the depth which is at least equal to the length determined from the sum of the pile length plus 1.5 times the smaller width of the foundation. Basic properties were determined in clay and sand layers. These are plasticity index and liquidity index for clay, and grain size distribution for sand. SPT tests were performed in first and second dense silty sand. For second stiff to hard clay, samples were taken for consolidation tests, from 2" ϕ driven tube sampler. This was done for all cases excepting in Tower C and R where clay compressibility

was estimated from N values.

At the water sedimentation tank site, borings were made until the first stiff clay was found, in addition to the in situ mechanical Dutch Cone tests. Laboratory tests included consolidation tests, UU tests, and Atterberg limit tests in soft clay.

At the factory site, a boring was made till the depth of 25 m, yielding sufficient soil data. Consolidation tests were performed in the soft, medium, and first stiff clay obtained from thin wall tube samplers.

Table III and IV present the summary of soil conditions for highrise sites (Table III), and for the water sedimentation tank and the factory site (Table IV). In Table III, since the pile tips of all sites are located in the first sand. The necessary soil parameters for estimating settlement are, therefore, those shown in Table III, using TERZAGHI or POULOS method. These N and m_v values are the average values in the considered layers or sublayers. The sublayer is separated from each other because of the significant differences in the basic properties (N and m_v) within the layer.

Sublayer existence is indicated by the plus (+) sign in the t value (Table III). The total thickness of the layer is the sum of the thicknesses of the sublayers. For instance, the total thickness of the second stiff clay at BK Bank is $7+5 = 12$ m (Table III).

TABLE III
SOIL CONDITIONS⁽²⁾ AT 6 HIGHRISE SITES HAVING PILE TIPS IN FIRST SAND

Locations	First sand			Second stiff clay					Second sand	
	(4) Depth (m)	N	t (m)	(3) A (m^2/t)	N	W_n %	PI %	(1) t (m)	N	(1) t (m)
BK BANK	22.5	37-65	5.5+10	4.2-1.9	23-27	20-27	20-30	7+5	40	2
TH BANK	26	50-66	11	3.5	54	25	30	4.5	87	>26
Tower A	28	29	10	14.5-3.3	7-36	15-25	15-25	10+11	75	>3
Tower B	28	29	10	14.5-3.3	7-36	15-25	15-25	10+11	75	>3
Tower C	29	42	10	4.9	29	-	-	7.5	78	7
Tower R	25.5	41	9	6.0-4.5	28-40	-	-	4.5+5	60	25.5

Notes: (1) Thickness of the soil layer,, the (+) sign indicates two sublayers of different properties.

(2) Data from TANIN (1984).

(3) $A = m_v \times 10^4$ (Average value of each layer or sublayer).

(4) Depth from ground surface where the first sand was first encountered.

Table IV presents the summary of soil data from the water sedimentation tank and the factory site where pile tips are in the soft and stiff Bangkok clay respectively. The values of W_n , PI, and m_v are shown as the range, increasing with depth. These are the required properties for analyses.

TABLE IV
SOIL CONDITIONS⁽³⁾ AT WATER TANK AND FACTORY

(A) Water tank

Soft Clay				Medium Clay			
W_n %	PI %	$t^{(2)}$ (m)	A (m^2/t) ⁽⁴⁾	$D^{(1)}$ (m)	$t^{(2)}$ (m)	W_n %	PI %
75-120	60-85	14	10 to 17	14	1.0	60-75	55-60
						7 to 10	

(B) Factory

Medium Clay					Stiff Clay				
$D^{(1)}$ (m)	$t^{(2)}$ (m)	W_n %	PI %	$A^{(4)}$ (m^2/t)	$D^{(1)}$ (m)	$t^{(2)}$ (m)	W_n %	PI %	$A^{(4)}$ (m^2/t)
11	3	38-42	30-60	2.0 to 5.0	14	>11	20-33	15-50	0.7 to 2.0

Notes: (1) Depth at which the soil layer starts, measured from ground surface.

(2) Thickness of the soil layer.

(3) Data from PATHOM (1986).

(4) $A = m_v \times 10^3$

The m_v values of the second stiff to hard clay at Tower C and Tower R (Table III) were estimated from N values using correlations developed by WITOON (1984) and PARENTILA (1983), which are dependent upon clay plasticity and liquidity index. Other m_v values shown in Table III and IV were from consolidation tests.

Measurement of settlement

For all highrises, the settlements were measured from reference piles, having their pile tips at the same levels with those of the highrises, located outside the stressed area. Measurements were done during construction and ended only a few months after construction, beginning at a certain period after the construction has begun. For interpretation of data, linear interpolation was, therefore, made for obtaining settlement. Settlements were recorded in the core area at points near the sides and the center of the building on the first floor or basement.

At the water sedimentation tank, the settlements were recorded from about 1200 days after construction. The reference points were located in a nearby building which has their pile tips in the first sand. The six measured points are located at the edges of the tank.

At the factory, the reference point is at the column rested on the pile foundation for the gantry located outside the factory foundation lay out. This reference foundation, however, has only

1 pile subjected to the load of 30 tons including the estimated load from the negative skin friction. The tested ultimate pile load was 40 tons. Measurements were made at several foundations.

Upon having the reference pile tips at the same elevations with those used for foundations of the structures, it is thought that for highrise settlement measurements, the observed settlements are mostly due to the dead and live load from structures, as measurements were made during construction. The influence of ground subsidence on settlement measurements should be minimum or negligible. At the water sedimentation tank site, data from surface settlement plates indicated the soils above the first sand layer do not subside as the result of deep well pumping. The observed settlements are, however, believed to be somewhat smaller than the actual values, as the reference building was also settled by the dead and live load from the structure, in addition to the negative skin friction load. It can, nevertheless, be considered that the observed settlement from the water sedimentation tank is mostly due to the dead and live load of the water sedimentation tank and to the weight of 1.0 m clay fill.

The interpretation of settlement data at the factory is complicated. Measurements began 6.5 years after construction and data were available nearly 8 years after the first measurement was made. Complications were caused by the negative skin friction loads, which made the total loads in some pile foundations exceed their carrying capacity, causing soil failure. The transferred of loads between foundations are, therefore, expected. This leads to the difficulty in estimating the load on the analyzing foundation. In addition, the difference in negative skin friction loads between the reference and considered foundation, and in stress levels also cause complications. The observed settlement is, therefore, assumed to be due to the dead and live load, and the negative skin friction load. The direction of error is, however, not certain, as the variation of the load on the foundation with time is expected and of unknown magnitude.

Settlement data

Table V presents the summary of locations where the observed settlements were compared with the predicted values for highrises.

Figures 1 to 6 show the observed settlement - time curves from BK Bank, TH Bank, Tower A, Tower B, Tower C, and Tower R respectively. In these Figures, the total stresses transferred to the foundation are also plotted. It is seen that the amount of settlement in these highrise buildings are rather significant, but the major portion of the settlement is, however, occur during the construction time. The rate of settlement appears to be small after the construction was completed.

TABLE V

LOCATIONS WHERE OBSERVED SETTLEMENTS ARE COMPARED
WITH PREDICTED VALUES

Structures	Locations	Type of Foundation	Point No.
BK BANK	Edge	Isolated footing; 4 piles per footing in the core area	H-5
	Edge		H-8
	Near Center		H-10
TH BANK	Edge	Mat foundation; 396 piles	19
	Edge		6
TOWER A	Near Center	Isolated Footing, 2 piles Isolated Footing, 13 piles Isolated Footing, 2 piles	25
	Center		20
	Near Center		26
TOWER B	Near Center	Isolated Footing, 2 piles Isolated Footing, 13 piles Isolated Footing, 2 piles	25
	Center		20
	Near Center		19
TOWER C	Edge	Combined Footing, 60 piles Combined Footing, 102 piles Combined Footing, 102 piles	8
	Near Center		2
	Near Center		5
TOWER R	Edge	Mat Foundation, 562 piles	4A
	Edge		6C
	Near Center		5D

Settlement and stress during construction.

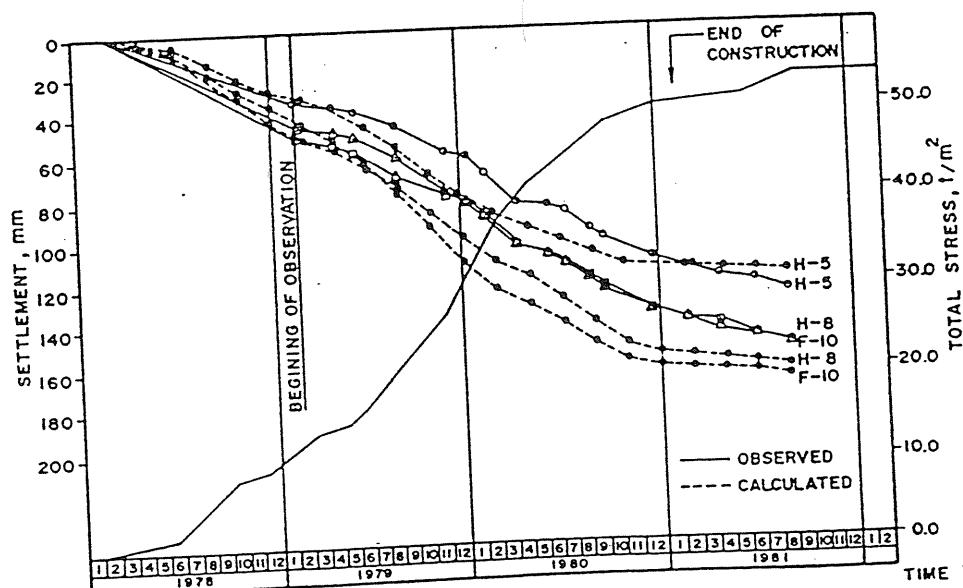


FIGURE 1 STRESS-SETTLEMENT-TIME CURVE AT BK BANK

Figure 7 shows the settlement-time curve at the factory site. The considered foundation for comparing the predicted and measured settlement is the footing marked E-1. The observed settlement from

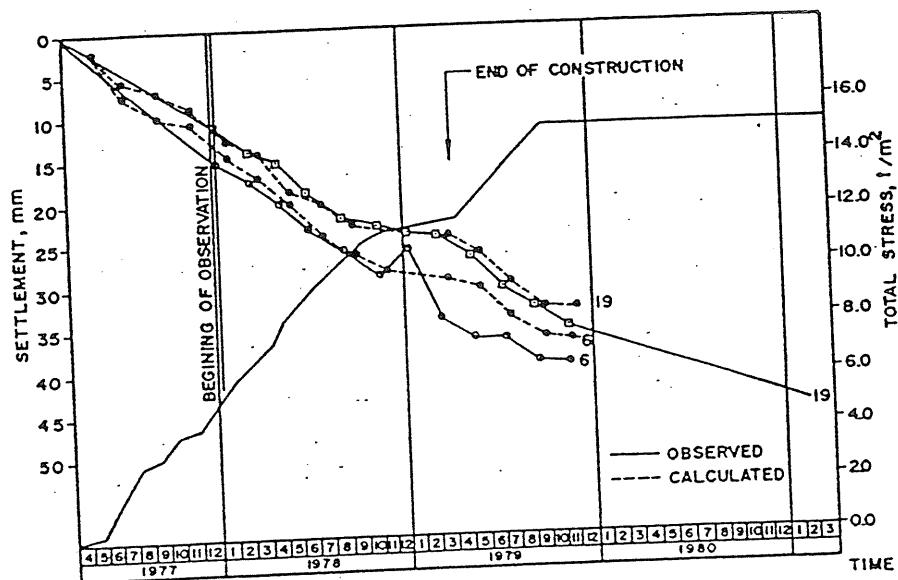


FIGURE 2 STRESS-SETTLEMENT-TIME CURVE AT TH BANK

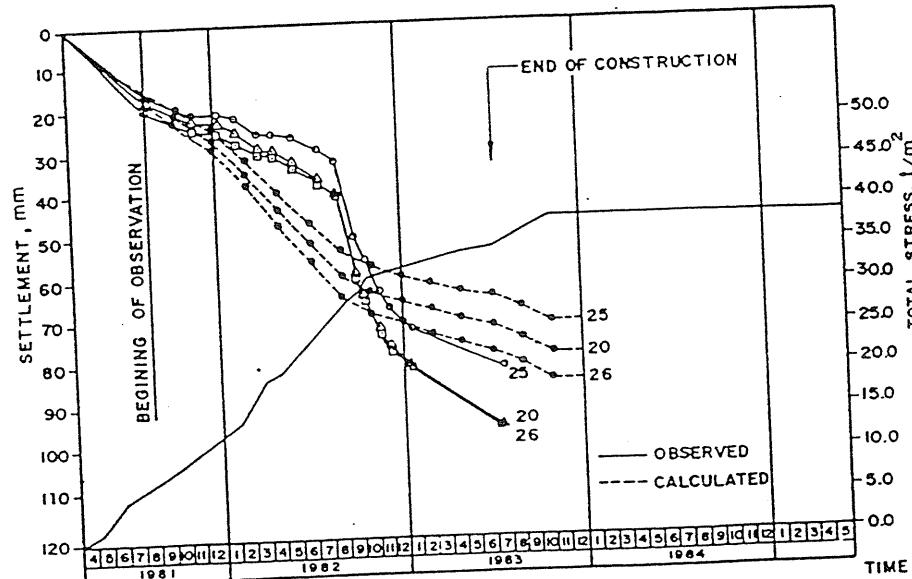


FIGURE 3 STRESS-SETTLEMENT-TIME CURVE AT TOWER A

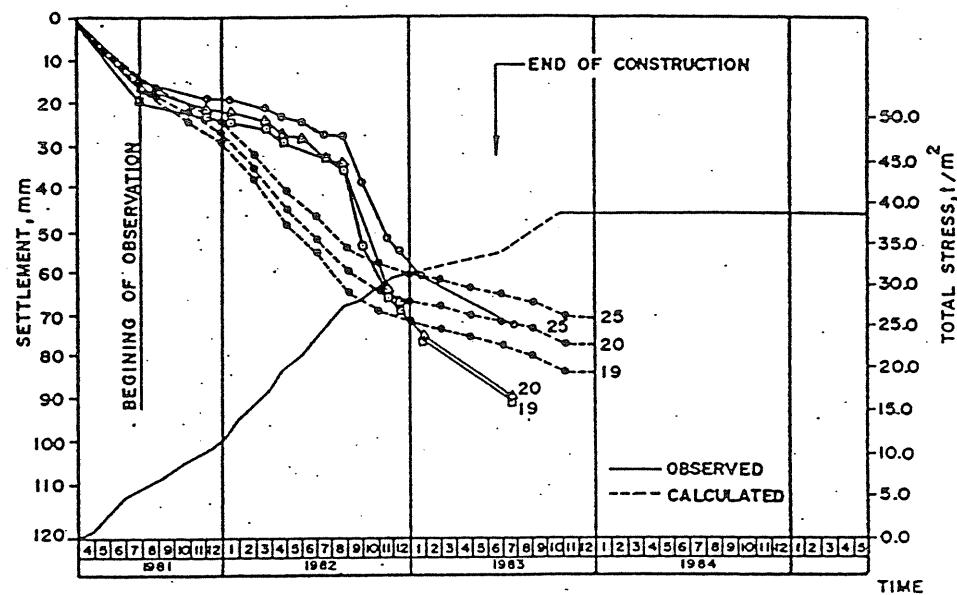


FIGURE 4 STRESS-SETTLEMENT-TIME CURVE AT TOWER B

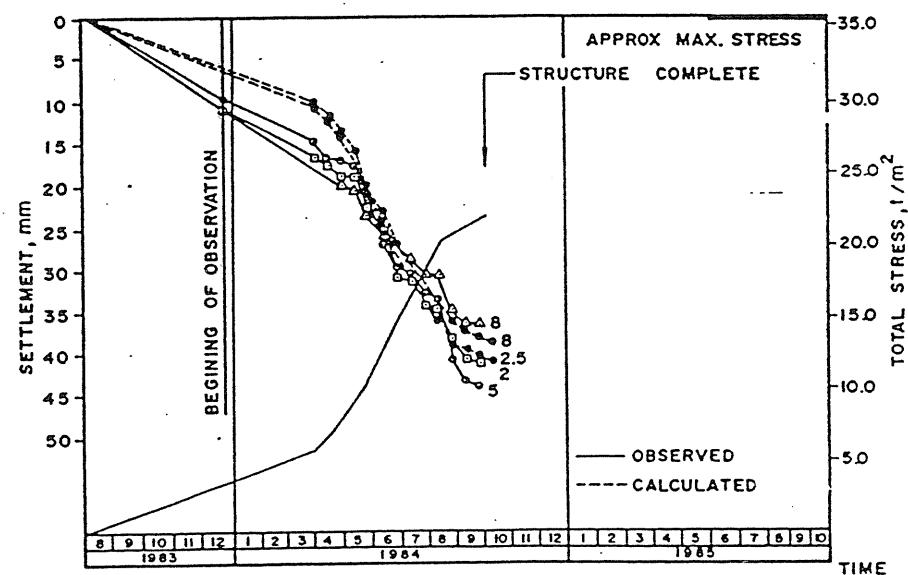


FIGURE 5 STRESS-SETTLEMENT-TIME CURVE AT TOWER C

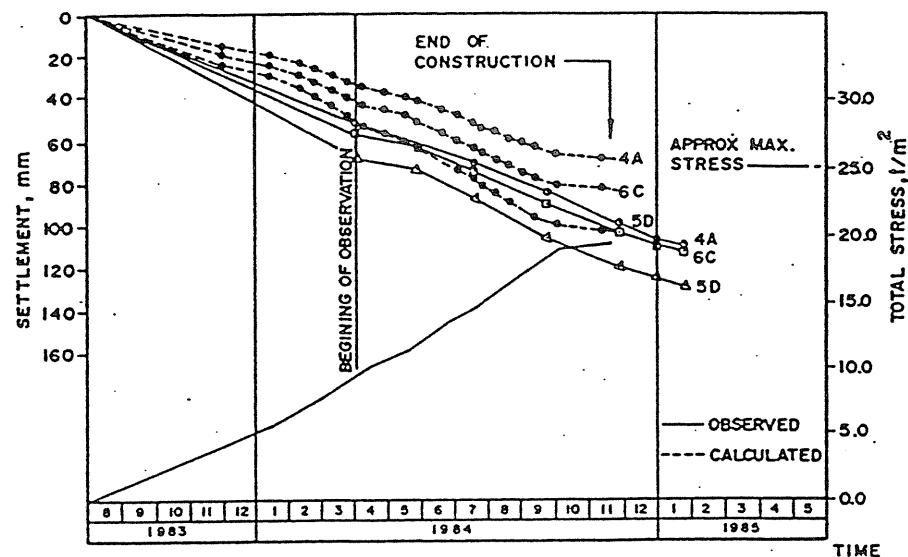


FIGURE 6: STRESS-SETTLEMENT-TIME CURVE AT TOWER R

footing A-2 having the total load/footing of approximately 226 tons is also shown for comparison. This A-2 footing is believed to be unable to carry the mentioned load which includes that resulting from the negative skin friction. The consequence is clearly shown in Figure 7. For both foundations, the penetration depth of piles in the first brown stiff clay is only 3.5 m. The time shown in Figure 7 is that measured from the end of construction. The time dependent settlement portion is, therefore, significant at this site. The observed settlement of E-1 foundation was about 23 cm., compared to that of 44.9 cm. observed from A-2 foundation. The trends of the rate of settlement indicate that settlement is nearly ceased in E-1 foundation but not likely to stop in A-2 foundation. Some cracks were observed in the wall, resulted from differential settlement.

Figure 8 shows the settlement-time curve at the water sedimentation tank. The observed settlement at about 1700 days after construction was about 35 cm. The existing rate of settlement is still significant. The settlement is, therefore, unlikely to stop in the near future. Despite this large settlement, no structural damages have been observed, although the tank was slightly tilted.

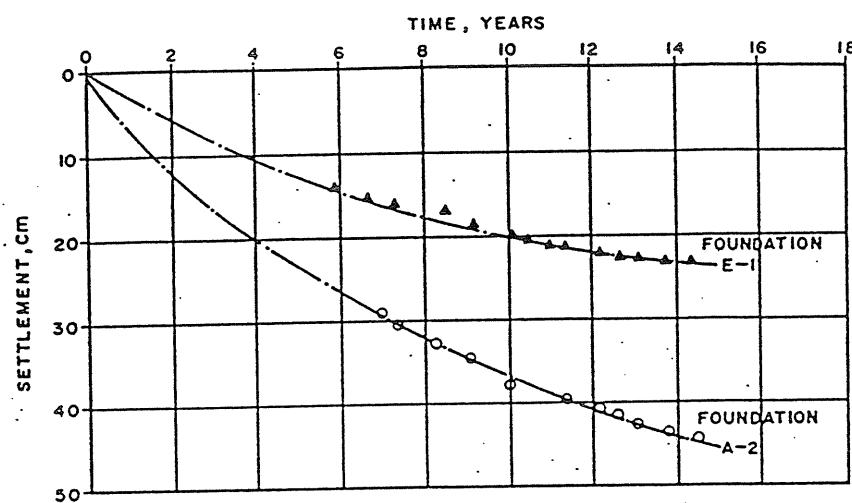


FIGURE 7 SETTLEMENT-TIME CURVE AT THE PHRA PRADANG FACTORY

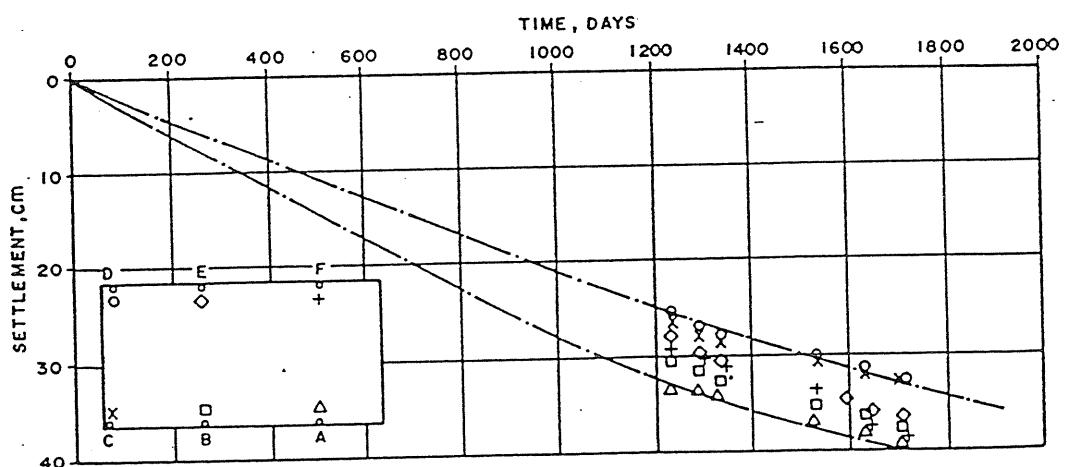


FIGURE 8 SETTLEMENT-TIME CURVE AT WATER SEDIMENTATION TANK

PREDICTIONS OF SETTLEMENT

Predicted methods

Pile foundation settlements can be predicted by TERZAGHI and PECK method (1948), referred to as TERZAGHI method, and Poulos and DAVIS method (1980) referred to as Poulos method. TERZAGHI method is rather empirical, considering the pile foundation problem as the equivalent shallow foundation problem by assuming that the equivalent shallow foundation is situated at certain depth below the ground. Poulos method employs elasticity solution where the transferred stress from the pile foundation is theoretically considered. The attractive point of the Poulos method is that pile-soil modulus, E_s , for the settlement estimation can be back analysis from pile load test data. This method, therefore, generally yield reasonable estimated settlement for soils which exhibit elastic behaviour.

The soil parameters for analyses are pile soil E_s determined from pile load tests, m_v from consolidation tests for clays, and m_v estimated from N value for sand using the correlation developed by WITOON (1984). With the exception of the sedimentation tank site, all sites have pile load test data for estimating E_s . These E_s are for computing the settlement in the founding layer in Poulos method.

In Poulos method, the analyses of founding layer settlements consider the corrections of pile caps two times. Some rigidity is considered to be provided by the pile cap, and by the tie beams and floor basement. This was done in analyses of isolated and combined footing foundations. For settlements from the underlying layers which are significant in highrises and water sedimentation tank, the soil moduli E'_s and E'_u for underlying soils were computed from m_v using elasticity theory. E'_s and E'_u are drained and undrained soil modulus respectively.

In TERZAGHI method, settlement was estimated from one dimensional consolidation theory for both clays and sands. The values of m_v for TERZAGHI and Poulos method are shown in Table III and IV.

COMPARISONS OF PREDICTED AND OBSERVED SETTLEMENT

Figure 1 to 6 present the comparisons of the predicted and observed settlement-time curve of highrises, mostly during construction. The predicted curves were determined from Poulos method, based on the given load/pile, pile layout, pile soil E_s , and m_v values previously presented. Excepting at Tower A and B, Poulos method predicts the correct trend of settlement-time curves during construction and yields reasonable well predicted settlement magnitude for practical uses. (Table VI).

Table VI presents the predicted final settlements from Poulos and TERZAGHI method. The numbers shown in the brackets are the

values of predicted settlement where the settlement from sand layers is included in the TERZAGHI estimation. Observed final settlements are not available. Final observed settlements of highrises are determined from construction settlement using theory of elasticity. The ratio of final settlement to construction settlement is dependent upon the ratio of undrained and drained modulus. Table VI shows the following interesting results.

- (i) TERZAGHI method may yield the predicted settlement which is too low for highrises, if the settlement in the sand layer is not included. Upon considering the settlement in sand layer, this method could then yield conservative result.
- (ii) With the exceptions of cases where foundations have their pile tips in overstressed clays and that with the negative skin friction load, Poulos method generally yields good results. Poulos method yields reasonable prediction for highrise, especially the settlement and its rate during construction.
- (iii) In the presented case studies where pile tips are in clays and these clays are overstressed, TERZAGHI method seems to yield good result.

TABLE VI
PREDICTED VERSUS MEASURED SETTLEMENT (cm)

	POULOS Method (F ⁽¹⁾)	TERZAGHI Method F ⁽¹⁾ <small>including settlement</small>	Measurements	
			I ⁽¹⁾	EF ⁽¹⁾
BK. BANK	15-19	22 (34)	12-15	14.5-18
TH BANK	3.5-4.0	1.3(5.0)	2.5-3.4	5.0
Tower A	8.8-10	15(24.5)	8.4-9.6	10-11.5
Tower B	8.6-10	15(24)	8.3-9.1	10-11
Tower C	6.6-7.1	7.6(11.7)	3.7-4.4	6.5-7
Tower R	8.9-13.7	8.0(13.5)	10.8-12.8	13.5-17
Water tank	41 to 51	58.1	-	57.9(2)
Factory	31.2	25.5	-	24.1(3)

Notes: (1) I = Construction settlement
F = Final settlement
EF = Final settlement estimated from measured initial settlement using Poulos and DAVIS method.
(2) Curve fitting Asaoka (1978) Method.
(3) Last available record (Settlement Curve Shown in Fig. 9)

The final settlement of the water sedimentation tank was estimated using ASAOKA method (1978). It is not possible to realistically estimate the final settlement at the factory, as loads between foundations may be redistributed. This could increase the settlement in foundation E-1.

At the factory, the larger predicted settlement from Poulos method compared with that from TERZAGHI method is thought to be due to the overestimation of single pile negative skin friction load. The pile foundation also has significant settlement, approximately 10 cm, due to the dead and live load. This tip movement could lead to the overestimation of the negative skin friction load.

CONCLUSIONS

From the presented case studies and analyses, the following conclusions could be made:

- (i) The observed highrise building settlement is rather large but it rapidly occurs.
- (ii) For pile foundations in which the underlying clay is overstressed above its preconsolidation pressure, large long term settlement should be expected. The problem becomes severe if the pile tips are in soft clay.
- (iii) The necessity for considering the negative skin friction load and its danger are shown in the observed settlement at Phra Pradang factory.
- (iv) Poulos method is shown to be suitable for predicting settlement of highrise where underlying soils behave elastically, especially the settlement and its rate during construction.
- (v) TERZAGHI method yields somewhat better result for estimation of final settlement of pile foundation having their tips in overstressed clay, compared with that from Poulos method. For highrise, TERZAGHI method could yield conservative result, upon considering settlement in sand layers.

ACKNOWLEDGEMENTS

The writers wish to thank the following persons and organizations.

- Mr. R. Chottivittayathanin of REC Co. for providing settlement data and helping in making the boring at Phra Pradang factory.
- Rural water work department for providing funds for the research at water sedimentation tank.
- Mr. Wichien Roongrujurat for his collections of settlement data of BK Bank, TH Bank and Tower A and B in his graduate thesis at AIT.
- Dr. Karoon Chandrangsu for helping in providing settlement data of Tower C.

REFERENCES

ASAOKA, A. (1978), "Observation Procedure of Settlement Prediction", *Soil and Foundation, JSSMF*, Vol. 7, No. 1, pp. 87-101.

BROMS, B. (1978), "Precast Piling Practice", Royal Institute of Technology, Stockholm, Balken Piling System Book, 127 p.

NG, K.C. (1983), "The Construction Problem and Performance of Large Bored Piles in Second Sand Layer", AIT, M.Eng. Thesis No.GT-82-26, 213 p.

PARENTELA, E.M. (1983), "Engineering Properties of Stiff Bangkok Clay", AIT, M.Eng. Thesis No. GT 84-40, 109 p.

PATHOM, CHALOEYWARES, (1986), "Settlement of Pile Foundation in Clay", Chulalongkorn University, M.Eng. Thesis ISBN 974-566-497-9, Bangkok, in Thai.

POULOS, H.G. and DAVIS, E.H. (1980), "Pile Foundation Analysis and Design", John Wiley and Sons, New York.

SAMBHANDHARAKSA, S., SAMONWONGTHAI, W. and ROONGRUJIRAT, W.. (1984), "Settlement of Highrise Building in Bangkok Subsoil", Proc. of the Specialty Session on Deep Foundation, Sym: on Geotech. Aspect of Mass and Material Transportation, Bangkok.

TANIN, PONGRUJIDORN. (1984), "Techniques in Settlement Prediction of Highrise Building in Bangkok Metropolis", Chulalongkorn University, M.Eng. Thesis, Bangkok, in Thai.

TERZAGHI, K. and PECK, R.B. (1984), "Soil Mechanics in Engineering Practice", John Wiley and Sons, New York.

TINNAKORN, ROJANATHARA. (1985), "Settlement Prediction of Bridge Approach on Soft Foundation Using Bearing Unit", Chulalongkorn M.Eng. Thesis, Bangkok, in Thai.

WICHEN, ROONGRUJURAT. (1983), "Settlement Prediction and Performance of Highrise Buildings in Bangkok", AIT, M.Eng. Thesis GT-82-27, 155 p.

WITOON, SAMANWONGTHAI. (1984), "Evaluation of Soil Compressibility Data from Standard Penetration Test in Bangkok Subsoil", AIT, M.Eng. Thesis No. GT-83-30, Bangkok, 185 p.

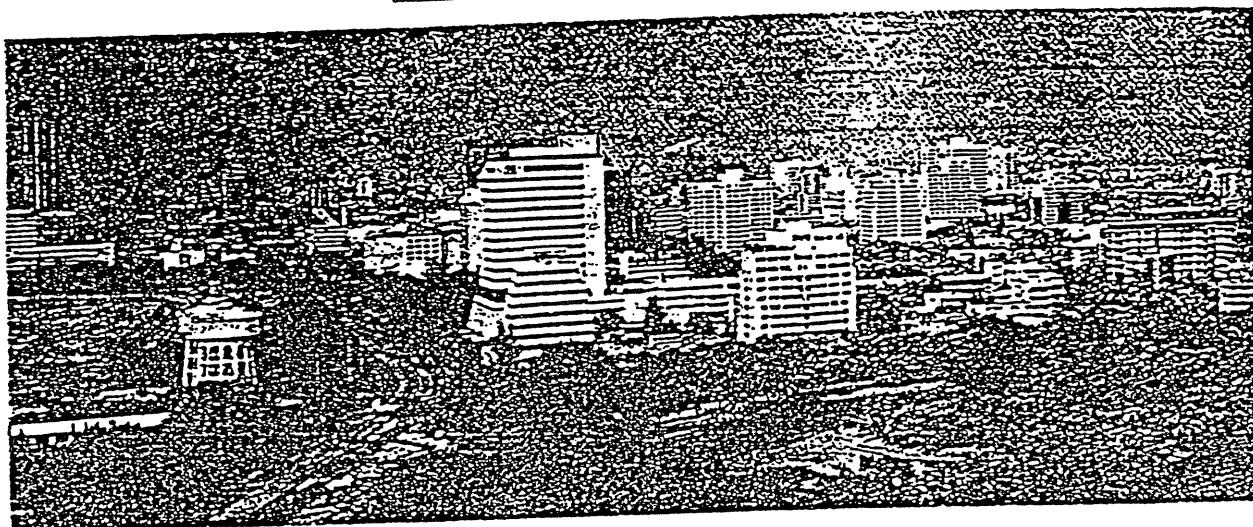
ภาคผนวก ก

1. สุรัชกร สมพันธารักษ์ (2534) ความมีค่าทางประวัติศาสตร์ในกรุงเทพฯ ช่วง พุทธศตวรรษ 2534.

ความผิดพลาดที่เกิดขึ้นทั่วไป ในการก่อสร้างบนดินอ่อนกรุที่พำน

ជីវិ.សុខិន្តិត្រ សំអំណីនការកូលិ

ឧខ្ងាញុកនំមេអារិយាគល់ខ្លួន



๑ นปจดบันการก่อสร้างได้
ขยายตัวมากขึ้น การห้า
ขามมักต้องทำให้หยุดกันเวลาและ
ห้ามงานในสังคมและที่บ้านห้อง
ห้องสุก ความติดคลาดและภาวะ
เสื่อมหายจึงเกิดขึ้นได้มาก และ
มักจะเกิดขึ้นระหว่างการก่อ-
สร้างกับสิ่งก่อสร้างบนดิน¹
เหนียวร่อง ปัญหาจึงจะเกิด²
ขึ้นกับการก่อสร้างของดิน³
บนดินอ่อน ซึ่งอาจเกิดภาวะ
วิบัติหรือการหลุดตัวแบบไม่
จะบานหน้าหัวดินปกติ การก่อ-
สร้างโดยใช้ sheet pile จะบบ
king post เพื่อเป็นเข็มกัน
น้ำหัวแม่และ sheet pile เหล็ก
สำหรับการชุดคิบขนาดใหญ่
และลักษณะต่ำ ๖ เมตรคือ-
ห้องก่อสร้างห้องห้องได้คิบหนึ่ง
ก่อสร้างโดยใช้ระบบโครงสร้าง
กันดิน (Retaining Structure)
และระบบค่าณที่มีความแข็ง-
แรงไม่เพียงพอ ปัญหาคือถ้าร้าว
มีลักษณะต้องแต่ขึ้นออกแบบ
ไม่ออกแบบหรือออกแบบไม่เพียง
พอจะเสียหายอย่างมาก

អគអនីមួយ (មិនមែនបានបង្កើតឡើង) និងវានេះវាបាន
ការកិច្ចការងារដែលមិនមែនបានបង្កើតឡើង
ឡើយនៅក្នុងការងារដែលមិនមែនបានបង្កើតឡើង
ការកិច្ចការងារដែលមិនមែនបានបង្កើតឡើង
និងការកិច្ចការងារដែលមិនមែនបានបង្កើតឡើង

บทความดับบันนี้มีวัดอุดรประสังก์เท็จธัมมจุลพิเศษภาคในการอธิบายแบบ ฉะก่อสร้างบนคินเนี้ยวอ่อนเหลือให้สาวกควรระวังเท่าไม่ให้เกิดขันได้บ่บ่ง ๆ และการก่อสร้างนี้ความปลดปลอกภัยค่องกุงน้ำมากขึ้น

ปัญหาที่น่าสนใจขั้นอุக贲บ

ปัญญาจากช่องมือ

ข้อมูลการออกแบบของรัฐบาล
ก่อสร้างในเดือนกันยายนที่ผ่านมา ที่มี
ข้อมูลลับและข้อมูลลับที่เป็นข้าพนักกับ⁴
เส้น ที่น่าจะทำได้ดีในด้านความ
สร้าง (เช่น สถาปัตยกรรมของชุมชน
ดังกล่าว) สร้างความตื่นเต้น รู้ปรั่งทราบ
เรื่องเดียวของมวลลับ ระดับนี้
และ ไม่ต้องรู้ที่มาที่ไป

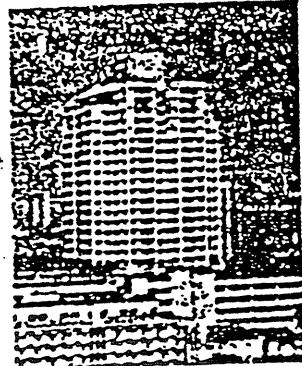
ປະຫວາງາກສ່ອນນະຄົນ

ก้าวเดินบนพื้นไม้ไส้กังหัน
ทรายขึ้น และเป็นที่นอนรับทันท่วงที่
ตีนสั้นชั่วขณะ แล้วก้าวเดินทางต่อ
ไปที่สักน้ำใจที่ลึกลงมาในท้องแม่น้ำ
ที่มีน้ำใสสะอาดน้ำใสพิเศษราบรื่นไม่คลอก
ซึ่งมีน้ำซึ่งอยู่ที่ดินน้ำไม่ใช่ในดิน
แต่เป็นน้ำที่มาจากแม่น้ำที่ตื้นๆ

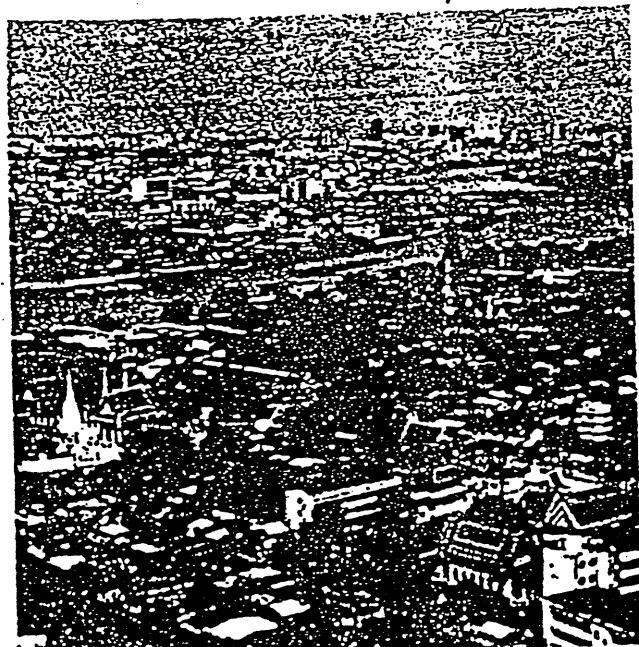
อุดมแบบให้ได้ประทับใจและปลดปล่อย
ก็เป็นงานที่สำคัญที่สุดที่จะต้องพยายาม
ถึงล้ำหน้าที่ที่ทำการงานจะ บริสุทธิ์
สำราญ บริรุณของกรรมการสำราญ
ตลอดจนการแปรรูปข้อมูลที่ช่วยให้ไป
ถึงความเชื่อถือของข้อมูลที่ได้จากการ
การสำราญ และการผู้คนแปรรูปของ
ข้อมูลและการผู้คนแปรรูปของสนับสนุน
ของผู้คนหนึ่งบ้าอ่อนในการขออุดมแบบ
ลึกลับเด่นเป็นลึกลับสำหรับผู้ที่ชั่งสำราญ
หรือการก่อสร้างบนคุณหนึ่งบ้า
อ่อนที่ใช้พิคค์ความปลดปล่อยล้ำ

งานก่อสร้างงานนี้เกิด出來
เสียบหางมักน้ำจากปั้มหากางล้าน
เสด็จพระราชหงส์กันทางและกระ
ทุกคลื่นแบบไม่ระนาหันที่ก่อให้
ผิวราชการเกิดการเสียหางโดยการ
อุดแบบที่ไม่พิจารณาเสื่อมบุคลิค
หรือเจาะคินน้ำเข้าไว้ให้ซึ่งบุคลิคชั่ว
ดีไม่ได้ เช่นให้ค่าแรงเลื่อนที่คลี่
น้ำก่อนไม่เชื่อว่าเป็นไปได้ หรือ
ไปเจาะคินได้คินดับร่องให้ค่านแรง
เลื่อนที่สูงเกินไป ทำให้การเฝ่า
ช่องบุคลิคไปได้ การอุดแบบดัง
อาสาชั่วบุคลิคที่แน่นอนพระราศีก็
ความปลดภัยที่ใช้บกต้นมาก

งานบุคคลก่อให้เกิดในลักษณะนี้ก็คือภัยทางด้าน *upheave instability* ได้แก่ ปลดปล่อยของ sheet pile ไม่ถูกติดกัน ดินที่ถูกขึ้นมาจะหล่อให้ล้มลง sheet pile เกิดลื่นศูนย์มาก การเข้าร่วมกันจึงเป็นเครื่องมือป้องกัน



นาเข้มมากก็ (พระรัชชนิดนักเดินขึ้นไม่แน่นอนและไม่แน่ใจ) ในการรัฐสมบัติ รวมทั้งความหมายที่ไม่แน่นอนของรัชชนิดนั้นด้วย) และการที่ทำให้ดังกล่าวที่ถูกนัดนิ่วแล้ว โดยหลักการแล้วไกรรสองของ sheet pile และ stiffness ของ strut ที่ใช้ในงานบุคลประบานาพ 7-9 เมตร เช่น (โดยเปลี่ยนของ sheet pile อยู่ในรัชชนิดหนึ่งตามที่แรงดึงเดิน 10 ตัน/ม²) ที่ทำให้เกิดการเคลื่อนตัวของ sheet pile และการทุรุลัวของสิ่งก่อสร้างข้างเคียงซึ่งนาเข้มอยู่แล้ว ถ้าปล่อยให้เปลี่ยนการเคลื่อนตัวได้มากด้วย น้ำท่า ของ upheave หรือมี passive resistance ในที่ดินที่หักห้ามจะทำให้การเดินทางนั้นทิ่มขึ้นอีก ค่านหนึ่งของรัชชนิดหนึ่งตามที่แรงดึงเดินของรัชชนิดหนึ่งที่จะเป็นสิ่งสำคัญในการพัฒนา



งานดอกแบบ sheet pile ระบบ king pile สำหรับเขื่อน กันน้ำสำคัญๆ ของข้อมูลที่มีความ แน่นอนมาก เท่าเดียวกับภาคของ คลังลานกอลองหรือแม่น้ำในน้ำด อยู่แล้ว ข้อสำคัญคือข้อมูลน บริเวณหน้า sheet pile ซึ่งคิดถูก ข้อมูลนี้ให้ถูก upload และอยู่ ให้น้ำ ข้อมูลนี้ในที่นั่นที่คั่งค้าง เป็นแรงลากเพื่อมันให้เกิดการบิด โค้ง slope stability mode และ โครงการบิดของคัว sheet pile

ព័លអាជាកម្មឈប់មុនពីមា ទាក់ load

งานบุคคลนิด sheet pile
บักนีปัญหาจราจร surcharge
load และลักษณะสร้างขึ้นเพียงชั่ว
ไม่ทราบแน่นอนว่าใช้ฐานรากเสาะ
เข็นสันหรือข่าว คงปกติลักษณะที่
ก่อสร้างท่ออยู่บนเสาระเข็นสันบักเกิด
การตีทราย

งาน sheet pile ริมแม่น้ำ
หลักพื้นที่สูงที่สูง แต่ต่ำลง
แล้ว รู้ไว้ เงาะเจาะแล้วคลื่นจะลิ่ง
เป็นสีดีด้วยน้ำที่เป็นสีน้ำเงิน
ลังรุ่งเรือง ลังน้ำก็ต้องลุกชุบชิ้ง
ล้น น้ำไม่ควรแน่นเด่นที่หัวบัน
ไบบัน ไม่ควรแน่นเด่นที่หัวบันเดินช
หัวบันเดินช์ ไม่ควรเดินบนน้ำที่
เดินช์พื้นดินจะเกินไม่ควรเดินบนบัน
เดินช์บันเดินช์ หัวบันเดินช์ จีวัง
ลับบันเดินช์ kingpoo แต่บัน-

ແພັກອອນໂກຣີ ໄນ ເໜີ້ເໜີ້ນະສາເໜີ້ໄໝ
ເກີດແຮງລ້ານຈິນນາເກີດຂອງກອງຮົດ
ໄໝງານໄໝລ້ານເຄື່ອງກາ

ระดับน้ำในคลองเป็นสี่
สามกัญชากรสำหรับปัจจุบันทางล้าน
slope stability ของดินเห็นช้า
อ่อนแรงน้ำในคลองเป็นแรงดัน
ที่กำไห slope มีสัดธุรกษาอยู่ได้
การใช้เสาเข็มแก้ปัจจุบันทางล้าน
slope stability ของ ตามมา
slope เป็นสิ่งที่ดีที่สุดเพื่อรองรับ
แรงดันน้ำใช้เสาเข็มจะง่าย
ให้ดูแลและมี reinforcement เพิ่ม
พอ การใช้ earth reinforcement
เป็นอัคคีภัยนิ่ง แล้วการต่อสร้าง
จึงเป็นคองนิกการขุดอาลินอุดดินและ
back fill กลับไป

ปัญหาจากการเดือดระบบบช ของโกรงสร้างที่ก่อสร้างในศินธุ์ชน

การวิบัติของคินหนึ่งว่าอ่อน
และการเกลื่อนคัวของโครงสร้าง
และน้ำลิคิดจันได้จากหลาด
กลไก การอุดแบบโลหะเหล็ก
ระบบของโครงสร้างหรือปั้นปูรุ่ง
กุพากาหงของคินให้ถูกหล่อเต็มเมือง
กันการเสียหายของโครงสร้าง และ
สิ่งก่อสร้างซึ่งเกิดขึ้นเป็นสิ่งที่
เป็น

ព័ត៌មានការងារ

ปีชุดหน้าเรื่องคันทางบดดนา
จากการออกแบบด้วยทิศความ
ปลดปลั๊กค่า การออกแบบคันทาง
จึงลังทิชชาร์พาถึงหลังเดือนทางที่
คานนา เมืองชาตก plastic flow
ในคันหนาเข้าอ่อนกับรากช่องค่า
ก่อสร้าง กรณี $h/c = 1$ ใช้เพิ่ม
ทิศความปลดปลั๊กให้มากขึ้น แต่
ไม่ลดปริมาณพารกรหุคคลวารีปี่ชู-
ทางการการทุรุคตัว กรณี $c =$
reinforcement หรือ reinforced
grid ช่วยเพิ่มทิศความปลดปลั๊ก
ซึ่งจะเพิ่มต้นแบบน้ำลงบนเกร็น กรณี
ใช้ embankment pile และ
relief pile หรือ slab on pile
ที่ไม่สร้างลักษณะให้สูงขึ้น โดย-
เฉพาะในกรัชนิดดินแบบน้ำลงบน
กรัชนี้คันทางจะต้องการริบบิลไปแล้ว
(แต่จะต้องจัดให้มีช่องบันทึกให้ได้รับน้ำและจัดให้มีห้องทาง)
สำ-
หรับเกร็น precast ไม่ต้อง $c =$
น้ำในนี้ test section ที่ไม่ต้อง

ເບີນ king post ອາງກຳໄກເຕາເບີນ
ເອີງອອດໄປໄດ້ກັ້ງ ຈີ ບໍລິຫວອນ
ເສົາເບີນ king post ອູ້ນີ້ໃນຄົນ
ເໜີ້ຫວາເບີນ

การแก้ไขการเสื่อม化จาก
การวิบัติของน้ำดินก้าวได้โดยตัด
slope ให้ stable เสื่อมด่อนไม่ข
ทิ่จารณาว่ากำลังรับน้ำหนักของ
ดินหนึ่งหัวด่อนได้ลดลงแล้วนิ่ง
จาก การวิบัติ และสร้าง relief
platform เพื่อให้น้ำหนักดินลง
หลัง sheet pile ถ่างลงไปใน
เส้นเขินขาวที่มีปลารองดูในรั้นดิน
หนึ่งชั้นแข็ง

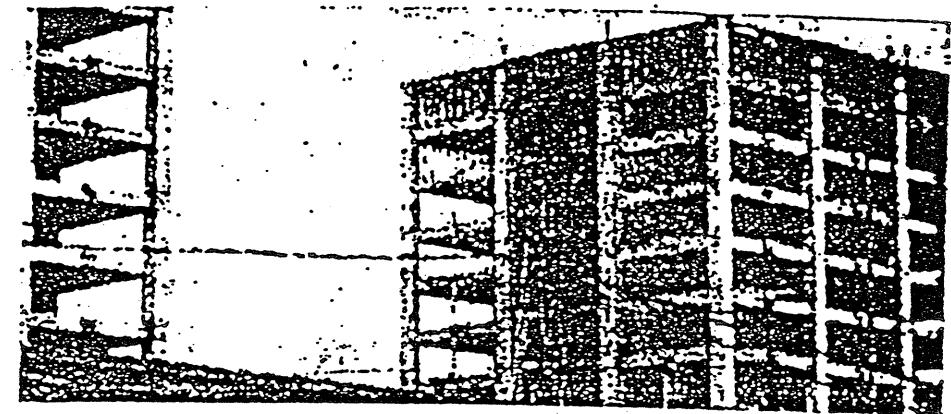
การก่อสร้างชนิดนี้คือใช้เสาเข็ม king post ที่แข็งแรงมาก
เพื่อระดับรังนั่งคันคิดที่นาเจอก
แห่ง sheetpile ช่วงแรงค้านมา
จากคันบริเวณหน้าเสาเข็มรับแรง
ทางค้านข้าง ซึ่งแยกค่างจาก การ
อุดแบบ sheet pile นิ่งแม้กระนั่ง
spacing ของเสาเข็มจะดูในระดับ
3 เท่าของเส้นผ่าศูนย์กลางของ
เสาเข็ม (การอุดแบบไม่ควรให้
spacing ของ king post มาก
กว่า 3 เท่าของเส้นผ่าศูนย์กลาง
ของเสาเข็ม)

ปัญหาจากภารกิจก่ออสังหาริมทรัพย์

ความเสียหายที่เกิดจากงาน
sheet pile เมื่อจากการก่อสร้าง
ฐานคอนกรีต:

(ii) การทำงานของรัฐวิสาหกิจ
ชนกระทั่งไม่มีเป็นไปตามที่ได้ออกกฎหมาย
แบบอาจไว้ ทำให้ struct ทำหน้าที่
ไม่เรียบร้อยหรือเกิด surcharge
หากคิดปกติ

(iv) ไม่ถนนใช้ชื่อบุลลังก์ที่วัด



จากการ monitor หรือร่องข่าวของ project ให้ผู้นำทางในฝ่ายการตัวตั้งตัวตน เกิดการเคลื่อนตัวได้ทัน หรือ interpret ข้อมูลไม่ทันหรือถูกไม่ออก ผลลัพธ์ในเรื่องข้อมูลที่ตัวตั้งตัวตนได้หรือไม่ เอ้าไว้ได้

งานก่อสร้างในดินเหนียว
อ่อน การวัดพฤติกรรมของตั้ง
ก่อสร้างจะร่วมเป็นสำคัญ นอกราก
เป็นการป้องกันการเสื่อมหายแล้ว
ซึ่งให้ข้อมูลที่ใช้ในการออกแบบคือ
ไปภาคหน้า เครื่องมือที่ควรใช้ก็จะ
มี inclinometer สำหรับการวัดการ
เคลื่อนตัวทั้งคันข้าง และ profile
ของ การเคลื่อนตัวของ sheet
pile และกันทราย strain gauge
เพื่อวัด Bending Moment ใน
sheet pile และ load cell เพื่อ
วัด load ใน strut นอกรากนั้น
ควรมีการวัดการยกคัวและ การ
อิ่มคัว (heave) ขึ้นของคันคัว

การวัดความคันหน้าในคินนักเป็น เพิชช่องบุบลเด่นนำบันออกดึงอันครา ช่องสีงก่อสร้างให้มาก

การวาง schedule และ sequence ของงาน มีนิสัยที่สำคัญที่สุด การขุดคั่ว sheet pile เป็นระบบที่ใช้ retaining structure และ support system ที่ร้าวคลูก เดิมการขุดคั่วให้เวลาในการวางระดับนี้ support กันมากกว่า (เปรียบเทียบกับ Rigid Wall) และอาจเชื่อมต่อพื้นที่ทางเดินของงานได้โดยไม่ต้องขุดตื้นๆ ซึ่งในกรณี rigid structure ที่ให้เวลาไม่น้อยกว่า 1 วัน ต้องการขุดคุ่นในบริเวณที่กว้างมาก หรือมักก่อในระบบ Top Down ซึ่งจำเป็นต้องวางในส่วนขององค์กนิจ ของแท้ ไม่หนาแน่นที่จะทำ anchor ได้ทุกแห่ง และอยู่ห่างจากผนังซึ่งไม่ดอนให้เข้าไปก่อในที่ของมันเอง

วิธีการสอนปัญหา

ในขั้นต่ำซึ่งเป็นเพียงทางเดียว
ปัจจุบันได้ใช้ในแนวทางปฏิบัติอยู่แล้ว
ในประเทศไทยที่มีการถือครองที่ดิน
ให้ผู้เกิดขึ้น นั่นคือธรรมนูญ Code
of Practice ขั้นต่ำในกรุงเทพฯ
การถือครองที่ดินให้ผู้เกิดขึ้น
มากน้อยแค่ไหนนี่ Code of Practice
ทางค้านฐานราก และ earth re-
maining structure แต่ละ site
ให้ริบบิลล์และค่าเบี้ยที่ดิน
ไม่ต้องมีบ้าน ซึ่งให้ผลลัพธ์ค่างกัน
(เงินมีต้นที่ดินมากกว่า) และผู้
ถือครองที่ดินเป็นผู้รับผิดชอบให้บ้าน
ทางเดียว Temporary Structure
ที่ดินนั้น ที่ไม่ได้รับประมูลราษฎร์ใน
อยู่ใน basis ที่ดิน ควรพิจารณา
เพิ่มจราจรเพื่อที่ดินที่ดินที่ดิน
เพิ่มขึ้นไม่ใช่ริบบิลล์ที่มีความสามารถ

งานชุดคืนเป็นงานที่คลาส
คะแนน load ใน strut และการ
เคลื่อนทัวหรือ Bending Model
ในตัว retaining structure ให้
หากโดยเฉพาะในงาน sheet pile
เมื่อคืนเห็นว่าอ่อนเกิด plastic
flow และมีปัญหาทางค้าน un-
drained creep มากการใช้ load
cell strain gauge และ inclino-
meter ที่มีน้ำดึงจึงเป็นไปโดยการ
ใน site ที่มีขนาดใหญ่มาก หรือ
การแก้ไขอาจทำไม่ทันการได้รับไฟ
น้ำขึ้นด้วยเคลื่อนทัว

การเขียน Code of Practice จะทำให้คิดถึงองค์ประกอบที่มุ่งมาดังกล่าว คือ แรงงับ (Bending Moment) การอาศช (Code) ของผู้ประทุม เที่ยงยงย้ำเดียว อาจไม่เหมาะสม กับสภาพคืนและสภาพการก่อสร้าง ในประเทศไทย ซึ่งเป็นผลให้คำใช้ จำกัดในการก่อสร้างจะสูงจนมาก อาจไม่เป็นที่ยอมรับได้หรือ ในทางตรงกันข้ามอาจไม่ป้องกันภัย เช่นน้ำตก

ពីបានការទេសទ្វាកណ៍
ដីលេខតិចមុននឹង ន.ស.
ខ័មុកដំណើន់ បានយក
ឯកប្រុងដីកសាងតុលាន
ទៅតិចនិងរាយការណ៍ដែល
បង្ហាញនៅ និងបង្ហាញ
ទ្វាកណ៍ដែលបានការងារ
និងការប្រើប្រាស់ និងការ
បង្ហាញនៅ និងបង្ហាញ

