

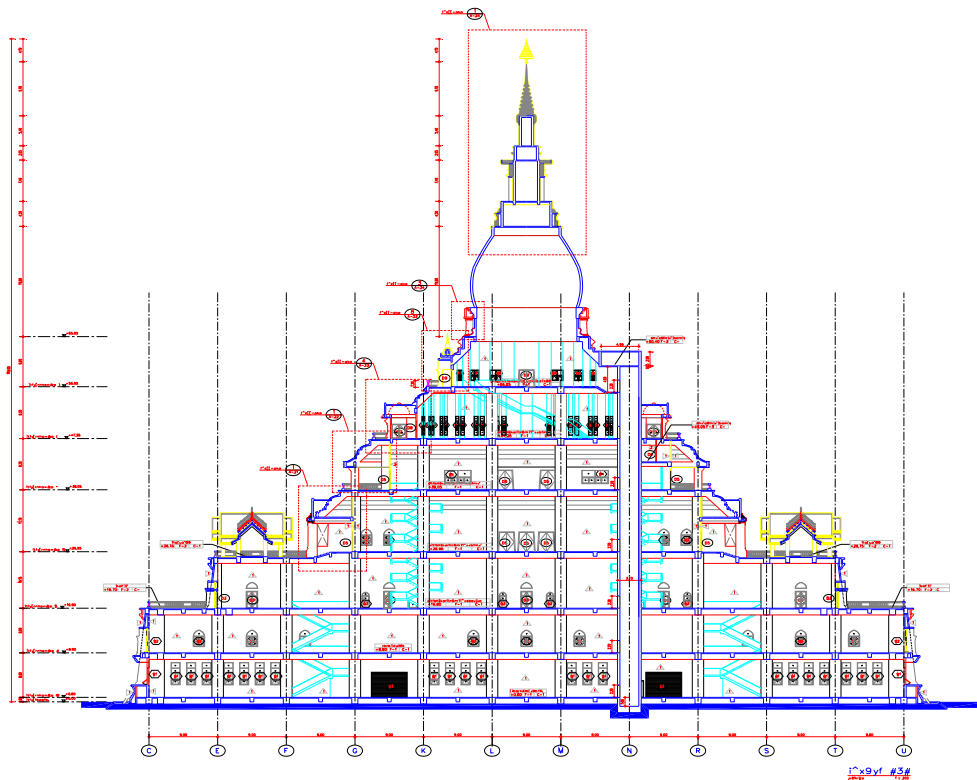
“การก่อสร้างฐานรากอาคารบนไหล่เขา: กรณีศึกษาการก่อสร้างเจดีย์วัดเขาสุกิม”

รศ.ดร.สุทธิศักดิ์ ศรีสัมพันธ์¹¹ รองศาสตราจารย์ และหัวหน้าศูนย์วิจัยและพัฒนาวิศวกรรมปฐพีและฐานรากภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ (Soralump_s@yahoo.com)

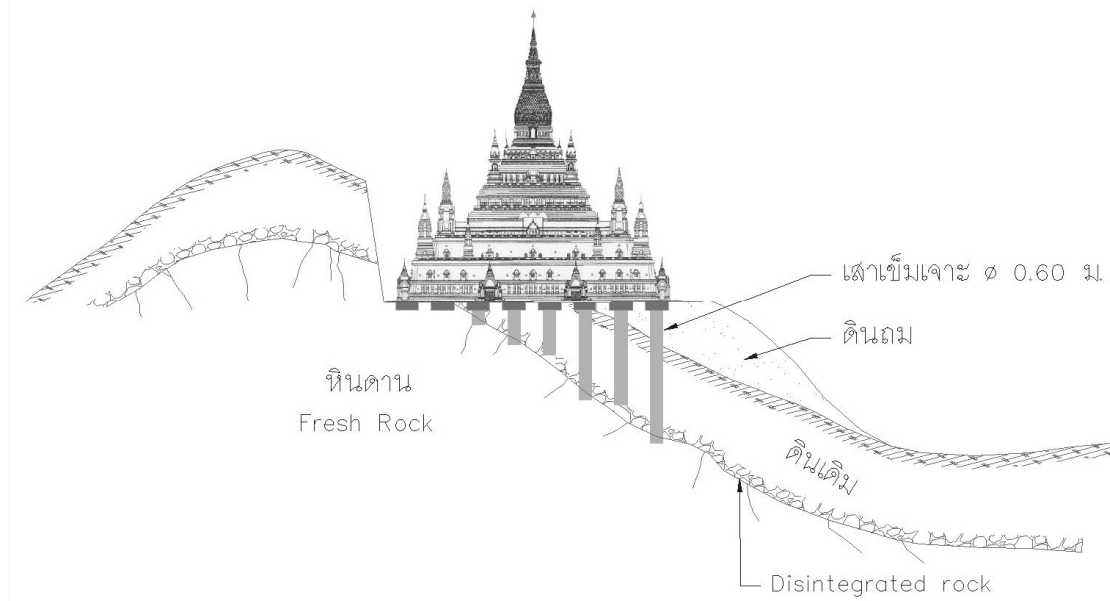
ความเป็นมา

โครงการก่อสร้างเจดีย์บูรพาฐิตีร์วิริยาประชาสามัคคี ณ วัดเขาสุกิม อำเภอท่าใหม่ จังหวัดจันทบุรี ได้ก่อสร้างตามเจตนารมณ์ของพระวิสุทธิญาณเถร (หลวงปู่สมชายฐิตฺยวิโร) เพื่อประดิษฐานพระพุทธรูปหินอ่อนและพระบรมสารีริกธาตุขององค์สมเด็จพระสัมมาสัมพุทธเจ้า โดยได้เริ่มดำเนินการก่อสร้างเมื่อปี พ.ศ.2538 โดยองค์เจดีย์ที่ก่อสร้างมีขนาดที่ฐาน 99×99 เมตร ความสูง 119 เมตร (รูปที่ 1) ตำแหน่งขององค์เจดีย์ก่อสร้างบนไหล่เขา ซึ่งเป็นภูเขาหินแกรนิต (รูปที่ 2 และ 3) ชนิด Hornblende-Biotite มีขนาด Grain ใหญ่ มีรอยแตกสมำเสมอและมีความค้ำคานกลางถึงสูง เมื่อค้ำคานให้ดินทรายบนดินเหนียว (SC) เม็ดทรายมีความเป็นเหลี่ยมคม ส่วนประกอบของดินเหนียวมีความเหนียวต่ำ ($PI < 10\%$) ฐานรากเจดีย์ส่วนหนึ่งวางอยู่บนชั้นหินแข็ง ส่วนที่เหลือเป็นดินถมก่อสร้างโดยการใช้เสาเข็มเจาะระบบแห้ง ขนาด 60 ซม. โดยเสาเข็มได้ถูกออกแบบให้รับน้ำหนักบรรทุกทุกพลอตภัย 120 ตัน/ต้น และน้ำหนักบรรทุกสูงสุดเท่ากับ 300 ตัน/ต้น ระหว่างก่อสร้างได้ทำการทดสอบกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็ม เมื่อปี พ.ศ.2541 และพบว่าเสาเข็มเจาะส่วนใหญ่ไม่ผ่านเกณฑ์การทดสอบ Dynamic Pile Load Test (สุ่มทดสอบ 42 ต้น ไม่ผ่าน 20 ต้น) และไม่ผ่าน Static Pile Load Test ที่กำลังรับน้ำหนักสูงสุด (ทดสอบ 8 ต้น ไม่ผ่านทั้ง 8 ต้น) จากเหตุดังกล่าวทำให้การก่อสร้างต้องหยุดชะงักลง เหตุผลสำคัญที่เสาเข็มเจาะระบบแห้ง ไม่สามารถผ่านการทดสอบการรับน้ำหนักดังกล่าว เนื่องจากเป็นธรรมชาติของหินแกรนิตที่ค้ำคานในลักษณะเข้าสู่ศูนย์กลาง โดยการค้ำคานจะก่อให้เกิดหินรอยแตกอยู่ในมวลดินที่ค้ำคานแล้ว (รูปที่ 4) ลักษณะดังกล่าวทำให้ปลายเสาเข็มเจาะวางอยู่บนหินรอยแตกมากกว่าที่จะวางอยู่บนหินพืดจากการเจาะสำรวจในภายหลังได้พบว่าสมมติฐานดังกล่าวถูกต้อง เนื่องจากระดับหินพืดส่วนใหญ่จากการเจาะสำรวจอยู่ต่ำกว่าระดับปลายเสาเข็มเจาะ (รูปที่ 5) ใน พ.ศ. 2548 หลังจากการมรณภาพของหลวงปู่สมชายและเสร็จงานบำเพ็ญกุศลสวดอภิธรรมครบ 100 วัน เหล่าศิษยานุศิษย์จึงได้มีมติในการสานต่อการก่อสร้างเจดีย์ โดยศูนย์วิจัยและพัฒนาวิศวกรรมปฐพีและฐานราก มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ ได้เข้ามาดำเนินการศึกษาและหาแนวทางแก้ไขปัญหาในอดีต ทางเลือกต่างๆ ในการแก้ไขปัญหาได้ถูกนำมาพิจารณาเพื่อเปรียบเทียบ ข้อดี-ข้อเสีย และราคาการก่อสร้าง ทางเลือกต่างๆ ประกอบด้วยการย้ายองค์เจดีย์เข้าไปด้านในภูเขาหรือย้ายไปบนยอดเขา การอัดฉีดน้ำปูนลงที่ปลายเสาเข็มเจาะเพื่อเพิ่มแรงต้านที่ปลายเสาเข็ม การตออัดเสาเข็มเจาะเดิม (Re-Strike) และการตอกเสาเข็มแซมโดยการเจาะนำ ดังแสดงดังรูปที่ 6 จากทางเลือกต่างๆ ข้างต้น พบว่าการตอกเสาเข็มแซมโดยการเจาะนำ เป็นทางเลือกที่เป็นไปได้มากที่สุด ทั้งนี้โดยใช้เสาเข็ม

Pre-Stress ขนาด 52.5×52.5 ซม. ตอกเข็มเสาเข็มเจาะทุกต้น (เข็ม 100%) และเพื่อลดการดันตัวของดินจากเสาเข็มตอกจึงใช้การเจาะนำ (Pre-Bored) ก่อนสอดเสาเข็มเพื่อตอก นอกจากนั้นเพื่อป้องกันความเสียหายที่ปลายเสาเข็ม จึงได้ใช้ Steel Shoe ที่ปลายเสาเข็ม (รูปที่ 7) เพื่อป้องกันความเสียหายของปลายเสาเข็มและเพื่อกระแทกหินลอยขนาดเล็กให้หลีกหรือแตก โดยสรุปจำนวนเสาเข็มตอกมีทั้งสิ้น 448 ต้น ประกอบด้วยเสาเข็มความยาว 11, 18, 21 และ 24 เมตร การแบ่งพื้นที่ความยาวการตอกเสาเข็มพิจารณาจากผลการเจาะสำรวจชั้นดินและชั้นหินจำนวน 16 หลุม (รูปที่ 8 และรูปที่ 9) การเจาะสำรวจดังกล่าวทำให้ได้ข้อมูลที่นำเชื่อถือในการกำหนดความยาวของเสาเข็ม นอกจากนั้นผลการเจาะสำรวจดังกล่าวยังนำไปใช้ในการปรับความยาวเสาเข็มใหม่ ทำให้สามารถลดงบประมาณเสาเข็มได้กว่า 5 ล้านบาท รูปที่ 10 แสดงการกำหนดความยาวของเสาเข็มก่อนและหลังการพิจารณาผลจากการเจาะสำรวจ



รูปที่ 1 รูปตัดด้านข้าง เจดีย์บูรพาฐิตวิริยาประชาสามัคคี



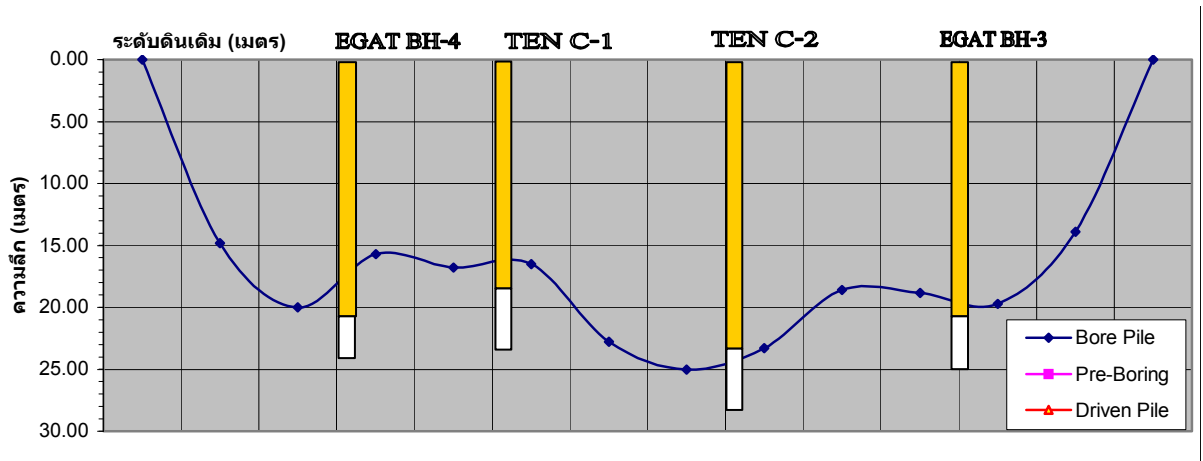
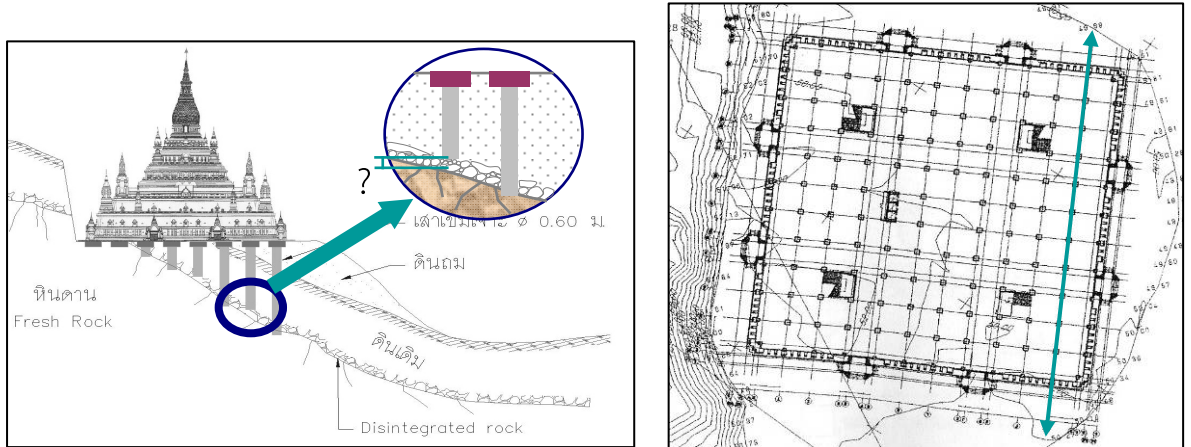
รูปที่ 2 ลักษณะฐานรากองค์เจดีย์ที่ส่วนหนึ่งเป็นฐานรากแผ่ ส่วนหนึ่งเป็นฐานรากเสาเข็ม



รูปที่ 3 พื้นที่ดำเนินงานก่อสร้าง

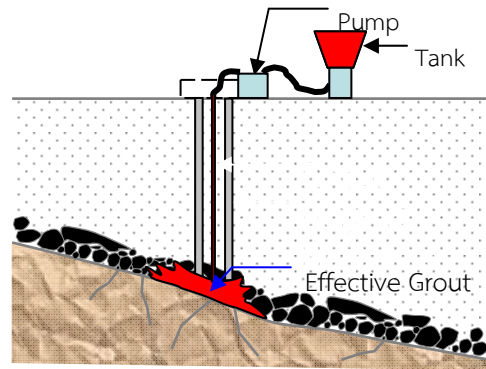
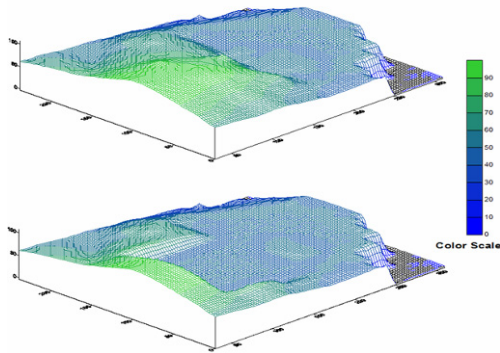


รูปที่ 4 การแตกและผุพังของหินแกรนิตทำให้เกิดหินลอย

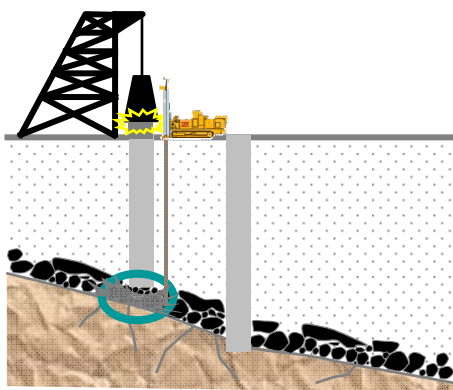


รูปที่ 5 ผลการเจาะสำรวจแสดงระดับความลึกถึงชั้นหินและลงไปนหินอีก 3 เมตร เปรียบเทียบกับระดับปลายเสาเข็มเจาะแบบแห้ง

ปริมาณการระเบิดหิน = 263,799 ลบ.ม.

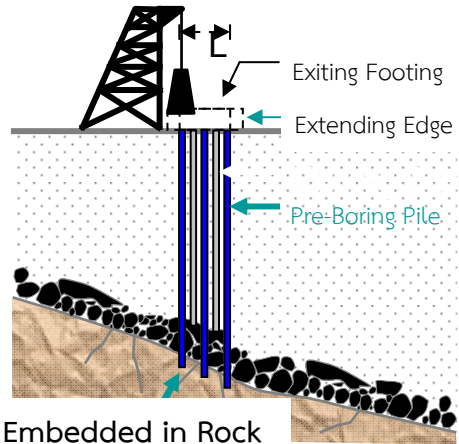


การระเบิดหิน



การตอกอัดเสาเข็มเดิม

การอัดฉีดน้ำปูน

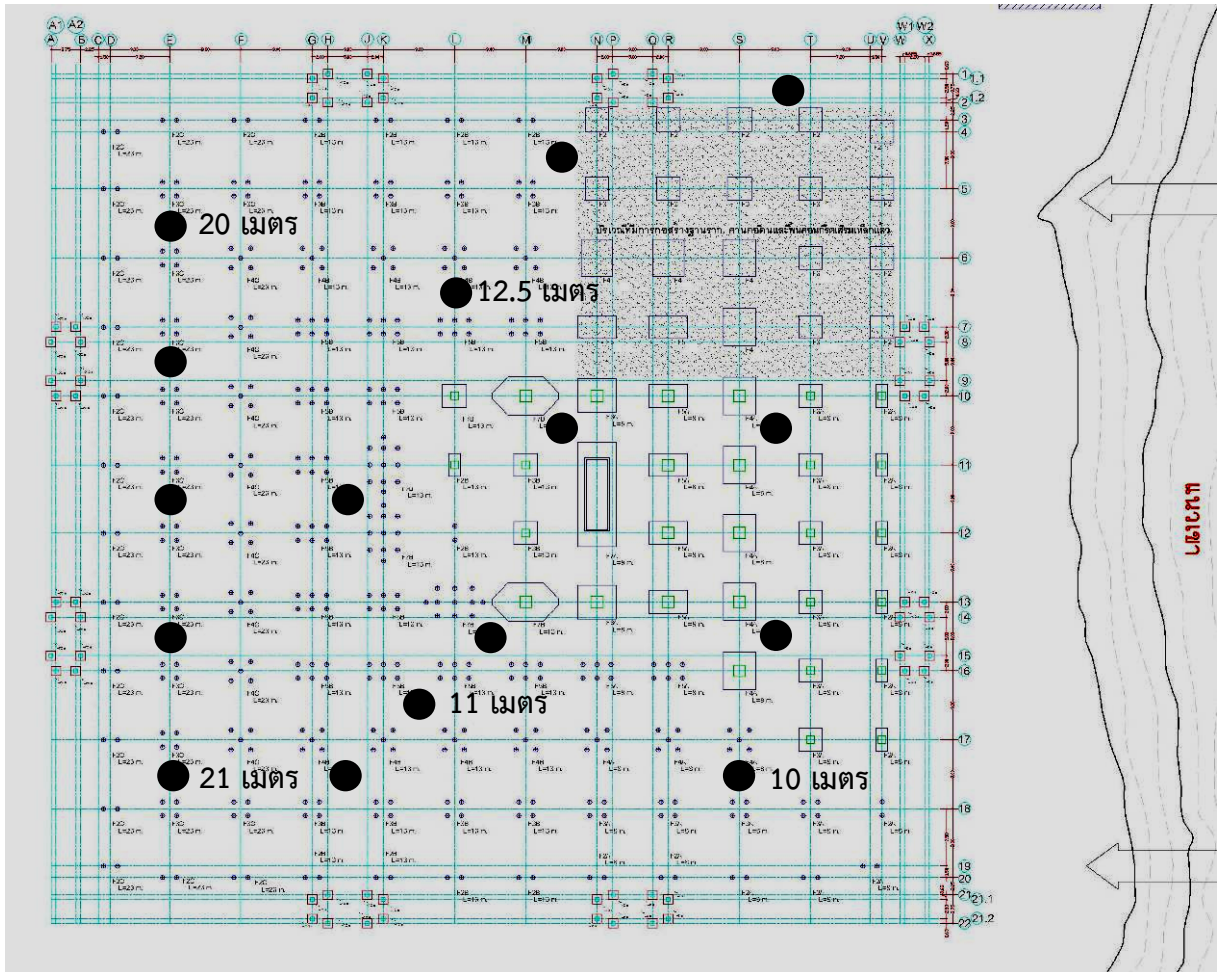


การตอกแฉม

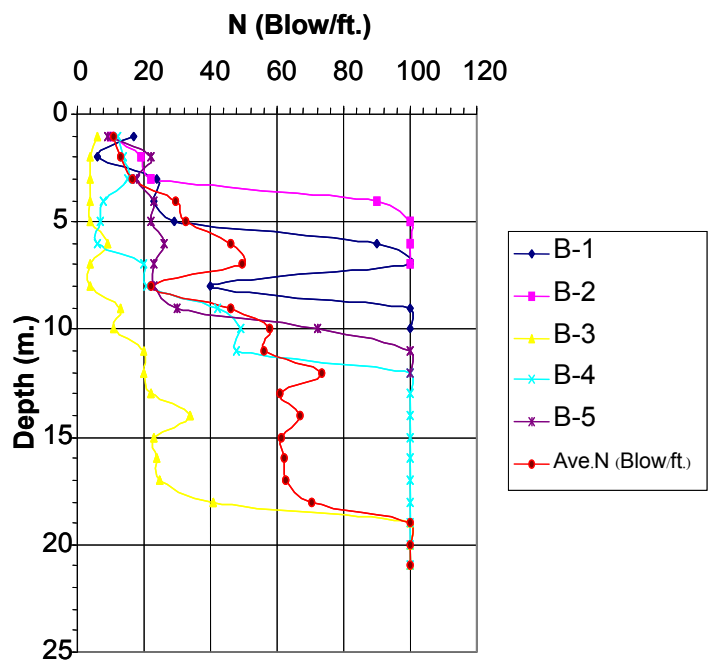
รูปที่ 6 รูปแบบทางเลือกในการแก้ไขฐานราก



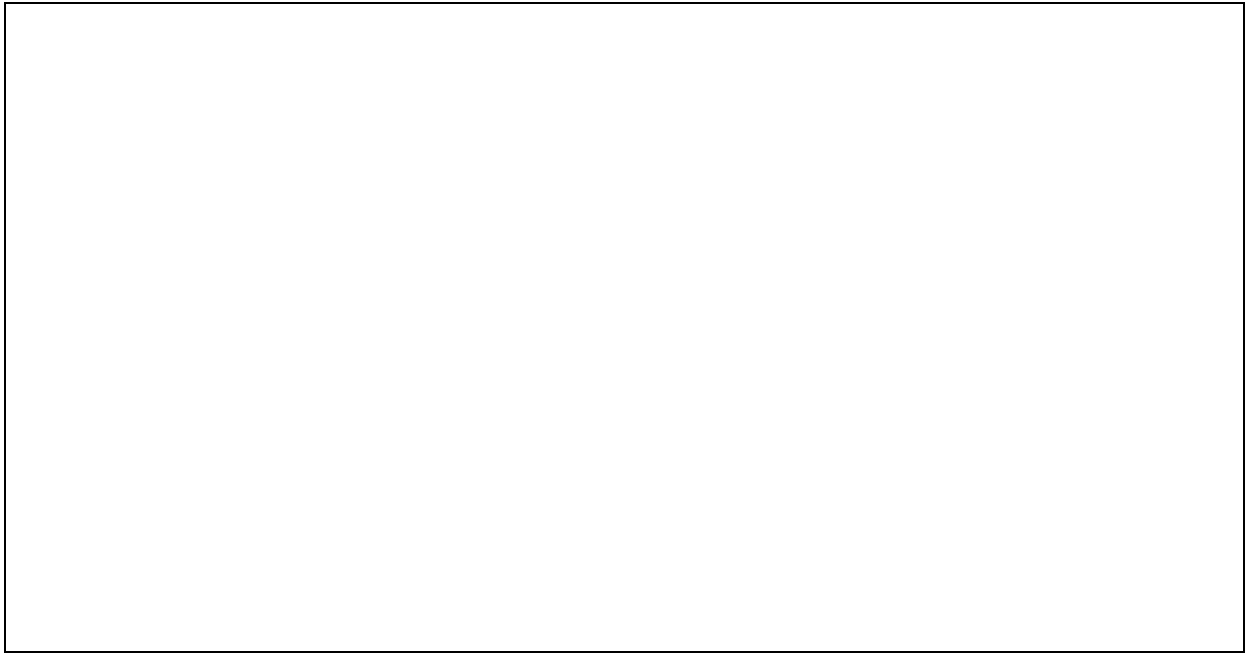
รูปที่ 7 Steel Shoe เพื่อป้องกันปลายเสาเข็มและตอกกระแทกหินลอย



รูปที่ 8 ผังแสดงตำแหน่งหลุมเจาะสำรวจและข้อมูลบางส่วนแสดงความลึกถึงชั้นหิน



รูปที่ 9 ข้อมูลการทดสอบ N-SPT



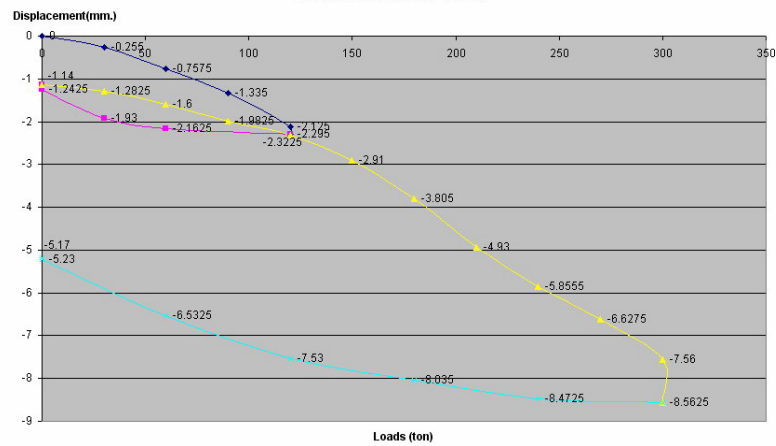
รูปที่ 10 การกำหนดความยาวของเสาเข็มก่อนและหลังการพิจารณาผลจากการเจาะสำรวจ

การควบคุมคุณภาพงานเสาเข็มตอก

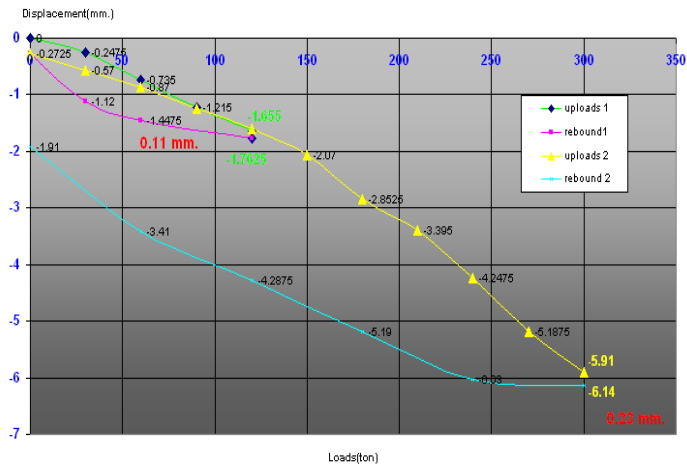
เนื่องจากการออกแบบเสาเข็มต้องการให้เสาเข็มมีพฤติกรรมเป็น End bearing pile ดังนั้นการควบคุมการตอกเสาเข็มจึงควบคุมจากระยะจมจากการตอก 10 ครั้งสุดท้าย (Last Ten Blows) โดยช่วงแรกของการก่อสร้าง Last ten blows ควบคุมระยะที่ 1 ซม. โดยประเมินจากสูตรของ Hiley (ภาคผนวก ก) จากนั้นจึงพิสูจน์กำลังรับน้ำหนักโดยวิธี Dynamic Pile Load Test (ภาคผนวก ข) ซึ่งพบว่ากำลังรับน้ำหนักได้เกินเกณฑ์ที่กำหนดอย่างมาก (กว่า 500 ตัน/ต้น) จึงผ่อนผันให้ใช้ระยะที่ 2 และ 3 ซม. ได้ตามลำดับ เพื่อลดโอกาสเกิดความเสียหายของเสาเข็มจากการตอก โดยทุกครั้งที่เปลี่ยนแปลงระยะควบคุมการตอกได้ทำการสุ่มทดสอบ Dynamic Pile Load Test เพื่อตรวจสอบกำลังรับน้ำหนักเสมอ การทดสอบ Dynamic Pile Load Test นี้ได้ดำเนินการสุ่มทดสอบทุกฐานราก ฐานรากละ 1 ต้น หรือมากกว่าขึ้นอยู่กับจำนวนเสาเข็มต่อฐานรากนั้น โดยจะเลือกเสาเข็มที่ได้ค่า Last Ten Blows มากที่สุด นอกจากนั้นยังได้ทำการทดสอบ Seismic Test กับเสาเข็มทุกต้น เพื่อตรวจสอบความสมบูรณ์ของเสาเข็ม สำหรับการทดสอบ Static Pile Load Test ได้ทำการทดสอบเสาเข็มจำนวน 8 ต้น โดยเลือกเสาเข็มที่มีความยาวต่างๆ กัน และเลือกเสาเข็มในฐานรากที่รับน้ำหนักสูง ผลการทดสอบพบว่าเสาเข็มทั้ง 8 ต้น รับน้ำหนักได้ตามกำหนด (เกณฑ์มาตรฐานแสดงในภาคผนวก ค) รูปที่ 11 ถึง 13 แสดงตัวอย่างผลการทดสอบ Static Pile Load Test ของเสาเข็มยาว 11,18 และ 21 เมตร ตามลำดับ จากผลการทดสอบจะเห็นได้ว่าเมื่อความยาวเสาเข็มมากขึ้นการทรุดตัวของเสาเข็มจะลดลง นอกจากนั้นเพื่อให้เข้าใจพฤติกรรมการถ่ายแรง ระหว่างเสาเข็มกับดิน วีรพงศ์และคณะ (2551) จึงได้ทำการติดตั้ง Strain Gauge ในเสาเข็มต้นที่ทำการทดสอบ Static Pile Load Test โดยเลือกเสาเข็มยาว 18 เมตร ทำการติดตั้ง Strain Gauge ตั้งแต่ขบวนการการหล่อเสาเข็มผลของการทดสอบพบว่าเมื่อน้ำหนักกระทำต่อเสาเข็มอยู่ในช่วงน้ำหนักใช้งาน (120 ตัน) การถ่ายแรงลงสู่ดินส่วนใหญ่เกิดจากความฝืดของเสาเข็มกับดิน (Skin Friction) ดังแสดงในรูปที่ 14 ทั้งนี้เนื่องจากเสาเข็มมีความยาวและดินรอบเสาเข็มเป็นดินทรายปนดินเหนียว (SC)

ระหว่างก่อสร้างเสาเข็มผู้ควบคุมงานได้ทำการบันทึกข้อมูลการตอกเสาเข็มลงในแบบฟอร์มดังแสดงในภาคผนวก ง เนื่องจากเสาเข็มมีปริมาณมากและมีปัญหาแต่ละต้นแตกต่างกัน สุทธิศักดิ์และคณะ (2551) จึงได้รวบรวมและจัดเก็บข้อมูลการก่อสร้างและการควบคุมคุณภาพการก่อสร้างของเสาเข็มตอกลงในระบบฐานข้อมูลสารสนเทศทางภูมิศาสตร์ ข้อมูลที่จัดเก็บได้แก่ ข้อมูลพื้นฐานด้านตำแหน่ง วันที่ดำเนินการตอกคุณภาพของเสาเข็มก่อนตอก ขนาดลูกตุ้มที่ใช้ตอก และความยาวเสาเข็ม ข้อมูลด้านการควบคุมคุณภาพการตอกเสาเข็มอันประกอบด้วย ค่าการทรุดตัว 10 ครั้งสุดท้าย ค่าคำนวณกำลังรับน้ำหนักสูงสุดจาก Hiley's Formular ค่าการเยื้องศูนย์ของเสาเข็ม ค่าการเอียงของเสาเข็ม ผลการทดสอบความสมบูรณ์ของเสาเข็มโดยวิธี Seismic ผลการทดสอบพฤติกรรมความสามารถในการรับน้ำหนักโดยวิธี Dynamic Pile Load Test และ Static Pile Load Test

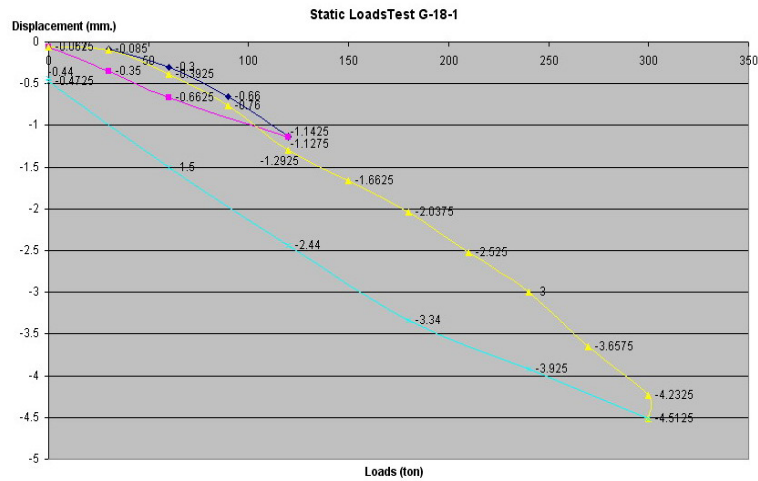
ข้อมูลจากการจัดเก็บแสดงลักษณะความสูงต่ำของหินฐานรากใต้ปลายเสาเข็มดังรูปที่ 15 และเมื่อวิเคราะห์เปรียบเทียบผลการวิเคราะห์กำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มโดยวิธีการประเมินจากสูตรของ Hiley's กับผลการทดสอบ Dynamic Pile Load Test พบว่ามีความแตกต่างกัน (รูปที่ 16 และ 17 และรูปกราฟที่ 18) ทำให้สรุปได้ว่าการใช้ผลจากสมการ Hiley's ควรใช้ประเมินเพื่อการควบคุมการก่อสร้างเป็นหลัก ไม่ควรนำมาใช้เป็นเกณฑ์ตัดสินกำลังรับน้ำหนัก นอกจากนี้หากทำการประเมินตำแหน่งเสาเข็มที่เกิดการเอียงตัวจากการตอกพบว่าบริเวณรอยต่อระหว่างส่วนดินถมกับส่วนที่ใกล้กับลาดงานตัดเขาที่หินฐานรากอยู่ตื้น เสาเข็มมีการเอียงตัวมากและพบปัญหาการเกิดรอยแตกภายในเสาเข็ม ทั้งนี้เนื่องจากเสาเข็มสั้นและตอกลงในบริเวณที่หินฐานรากมีการเอียงตัว ดังแสดงในรูปที่ 19



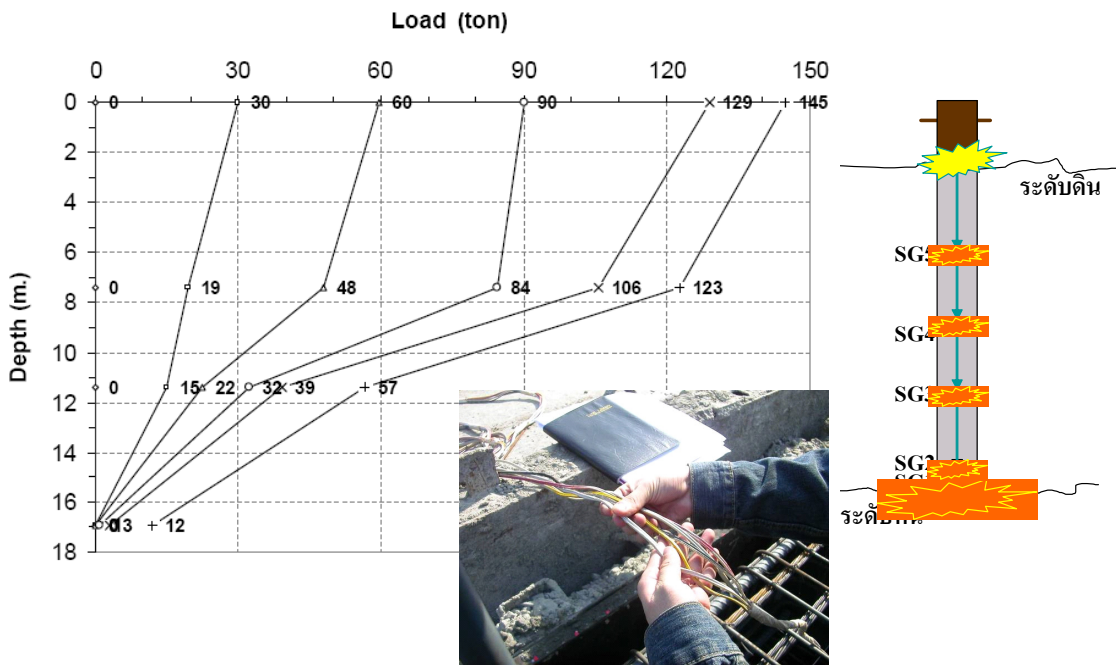
รูปที่ 11 ผลการทดสอบ Static Pile Load Test เสาเข็มยาว 11 เมตร



รูปที่ 12 ผลการทดสอบ Static Pile Load Test เสาเข็มยาว 18 เมตร

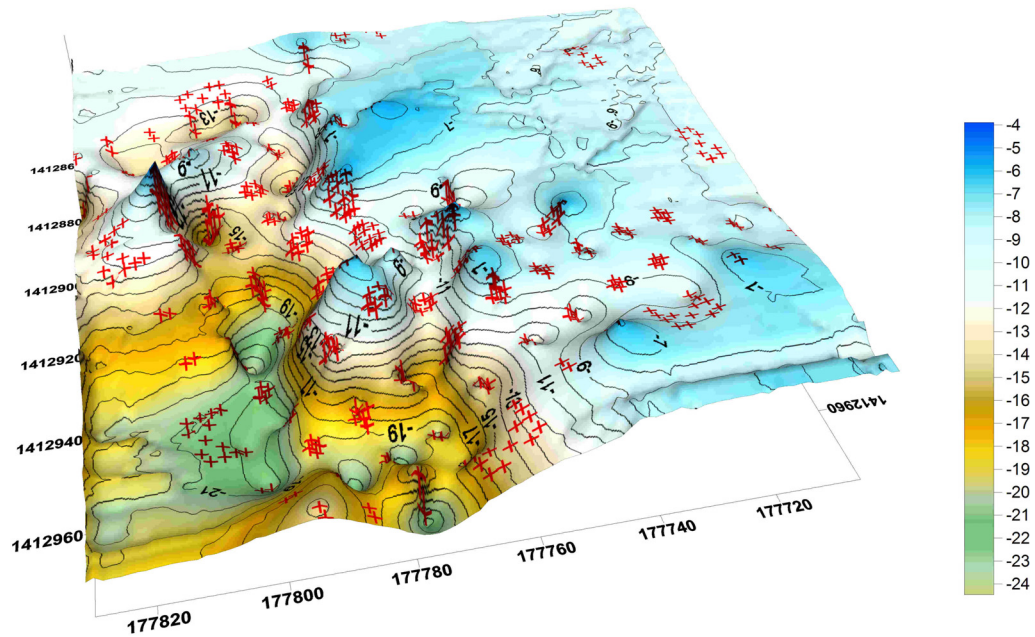


รูปที่ 13 ผลการทดสอบ Static Pile Load Test เสาเข็มยาว 21 เมตร



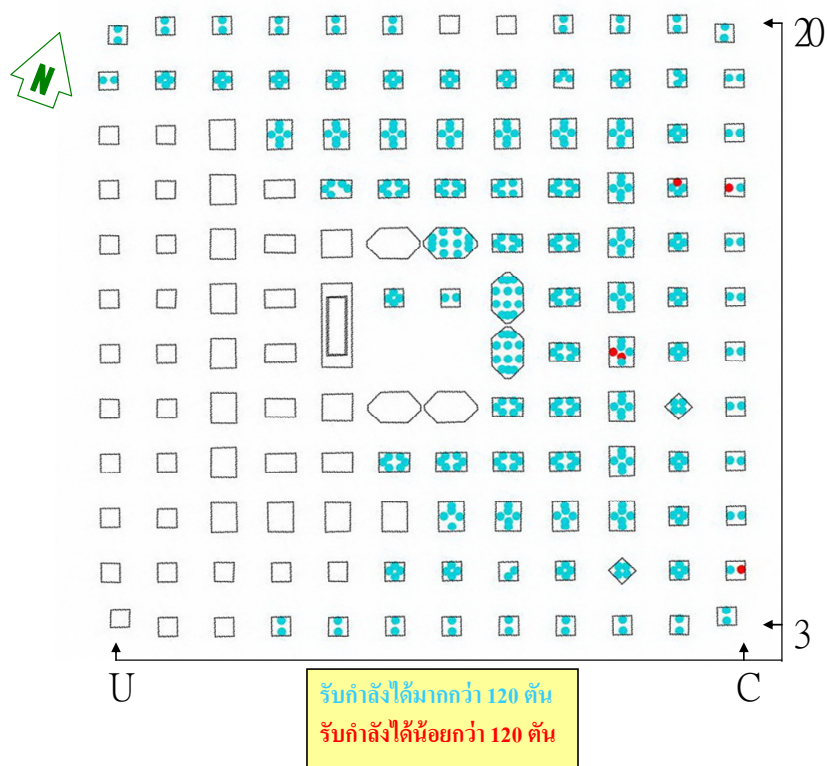
รูปที่ 14 การติด Strain Gauge ในเสาเข็มตอกและผลการถ่ายแรงจากการทดสอบ Static Load Test

ที่มา: วีรพงศ์และคณะ (2551)



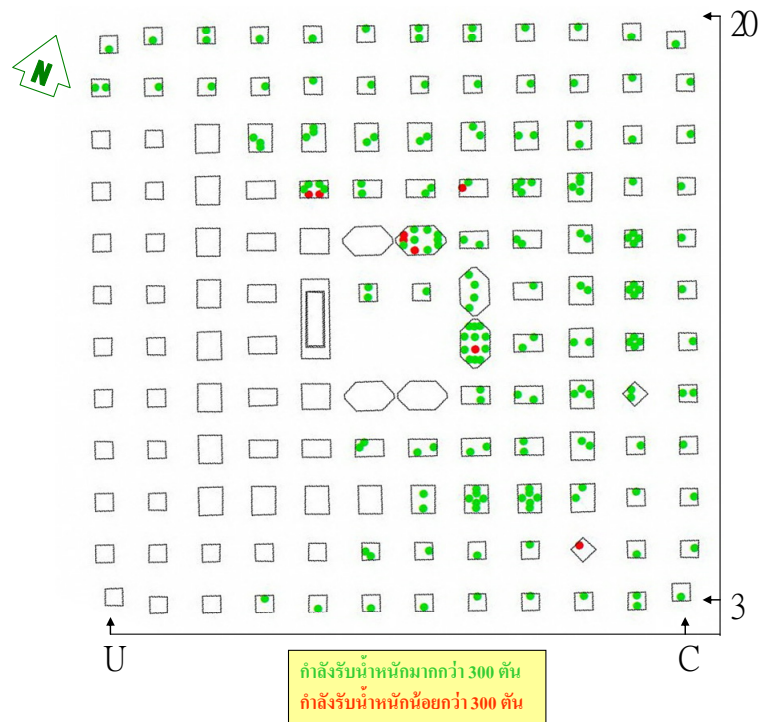
รูปที่ 15 ลักษณะของหินฐานรากแสดงจากข้อมูลปลายเข็มตอก

ที่มา: สุทธิศักดิ์และคณะ (2551)



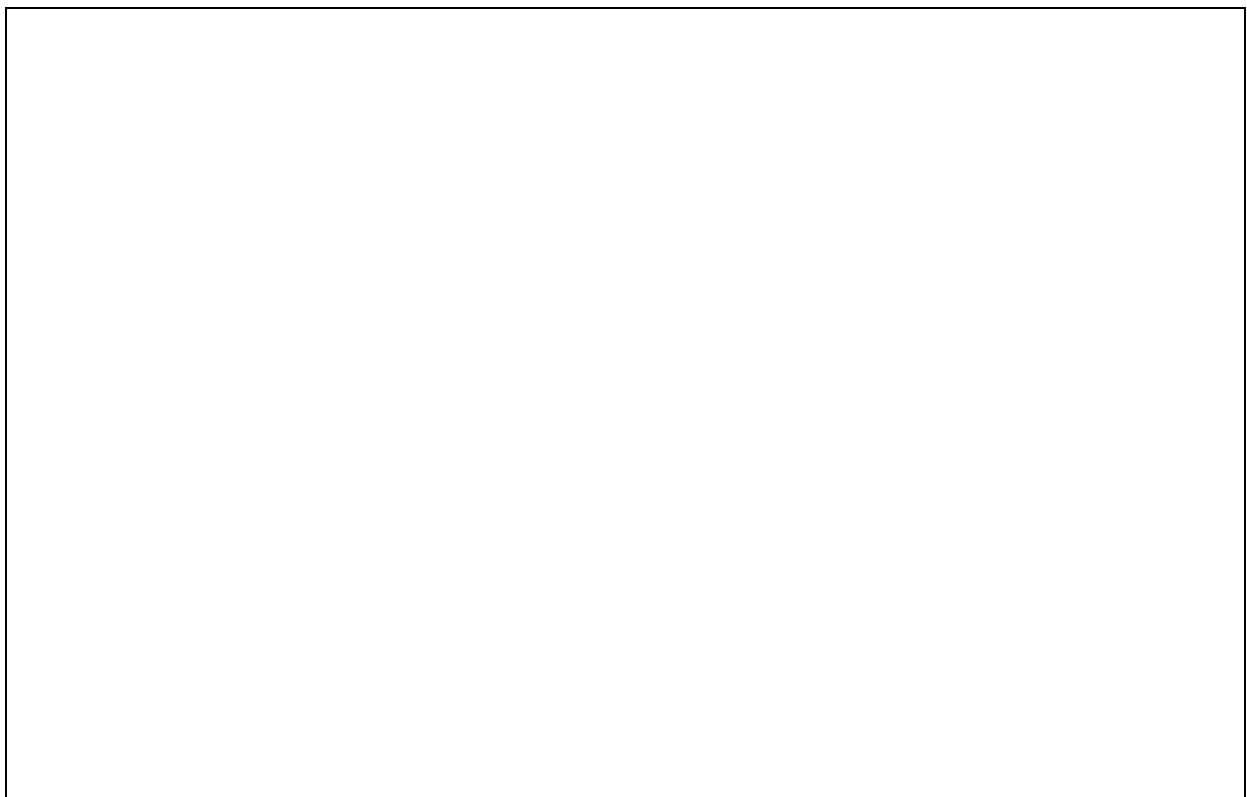
รูปที่ 16 ตำแหน่งเสาเข็มที่ไม่ผ่านเกณฑ์การรับน้ำหนักจากสมการ Hiley's

ที่มา: สุทธิศักดิ์และคณะ (2551)

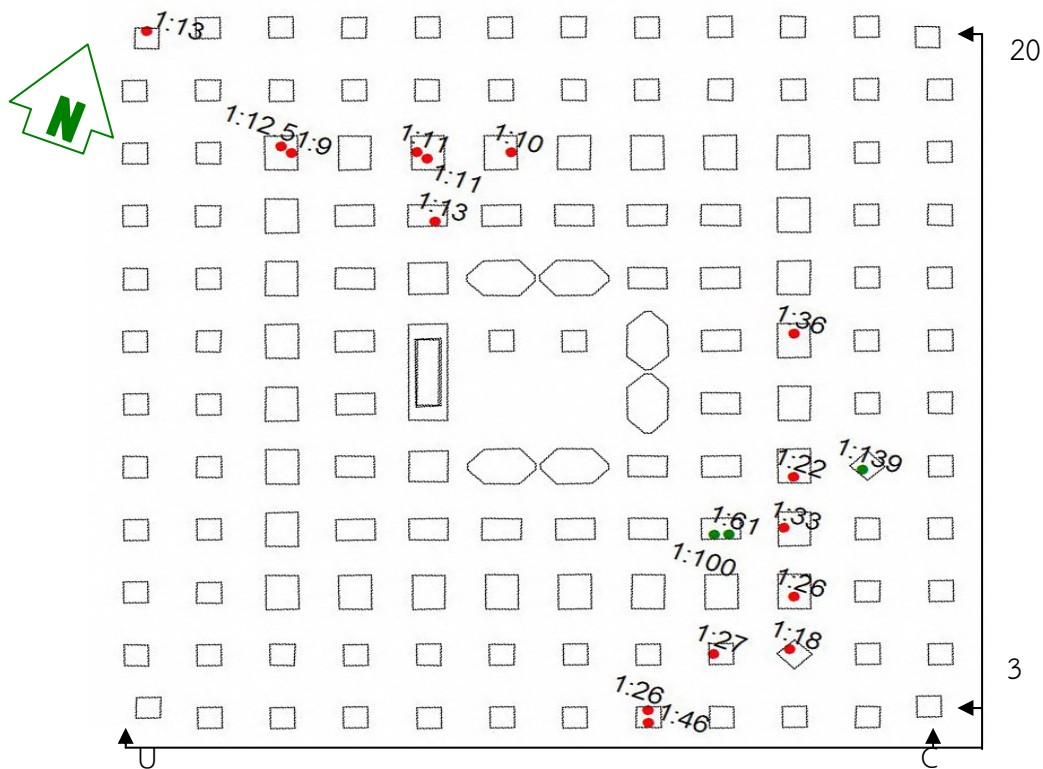
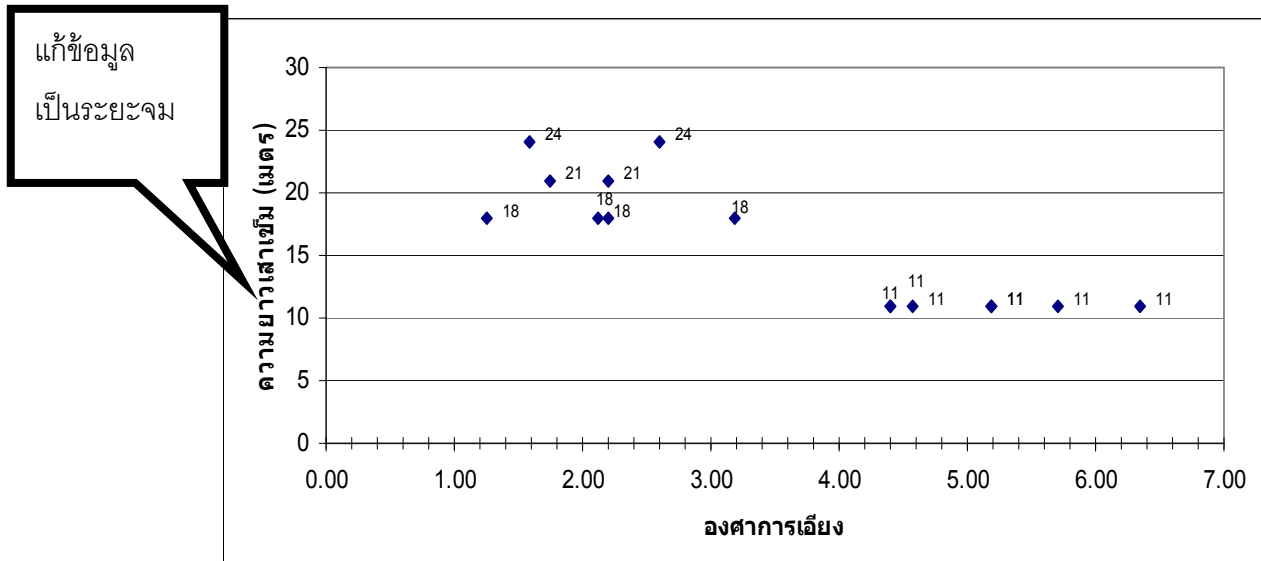


รูปที่ 17 ตำแหน่งเสาเข็มที่ไม่ผ่านเกณฑ์รับน้ำหนักจากการทดสอบ Dynamic Pile Load Test

ที่มา: สุทธิศักดิ์และคณะ (2551)



รูปที่ 18 ความแตกต่างกันของผลการวิเคราะห์กำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มโดยวิธีการประเมินจากสูตรของ Hiley's กับผลการทดสอบ Dynamic Pile Load Test

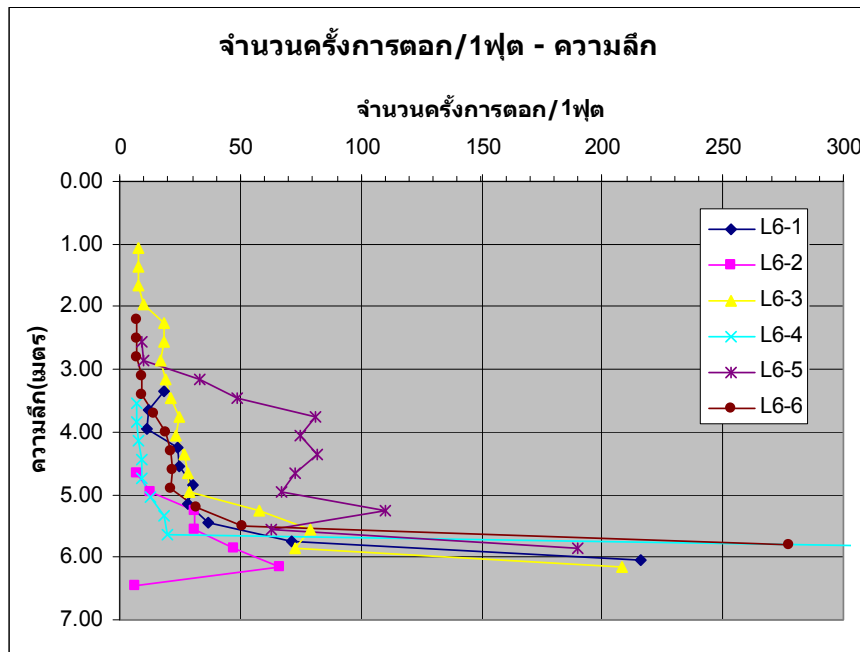


รูปที่ 19 ตำแหน่งเสาเข็มที่เกิดการเอียงและความสัมพันธ์เทียบกับความยาวเสาเข็ม

ที่มา: สุทธิศักดิ์และคณะ (2551)

พฤติกรรมและปัญหาการตอกเสาเข็ม

เนื่องจากการตอกเสาเข็มเป็นการตอกลงสู่ฐานหินแกรนิต ดังนั้นจึงประสบปัญหาที่เกิดจากสภาพหิน ลอยหรือความไม่สม่ำเสมอของหน้าหินแกรนิต ทั้งนี้พฤติกรรมของการตอกเสาเข็มแสดงได้ดังพฤติกรรมของ จำนวนครั้งการตอกต่อ 1 ฟุต ดังแสดงในรูปที่ 20 โดยจะเห็นว่าพฤติกรรมมี 3 รูปแบบได้แก่ เสาเข็มที่ตอกแล้ว ปลายวางอยู่บนชั้นหิน (L6-1, L6-3, L6-4, L6-6), เสาเข็มที่ตอกผ่านหินลอยขนาดเล็กหรือกรวดลงสู่ชั้นหินพีด (L6-5) และเสาเข็มที่ไถลหรือหัก (L6-2) ทั้งนี้ปัญหาและอุปสรรคที่พบมากในการก่อสร้างได้แก่



รูปที่ 20 จำนวนการตอกเสาเข็มต่อ 1 ฟุต ตามความลึก

1) เสาเข็มเอียงและหนีศูนย์ เกิดจากปลายเสาเข็มเกิดการลื่นไถลกับหินลอยหรือตอกลงสู่หินพีดที่ ขรุขระ (รูปที่ 21) ทำให้การตอกเสาเข็มเอียง พฤติกรรมนี้ทำให้เกิดการเอียงศูนย์ของเสาเข็มและเสียงต่อการ แตะร้าวของเสาเข็ม (รูปที่ 22) เมื่อเสาเข็มเอียงมากจนปั่นจั่นไม่สามารถโน้มตัวตอกได้อาจทำให้ต้องตอกแซม เพิ่มเติม ทั้งนี้เกณฑ์กำหนดการเอียงศูนย์ที่ไม่ต้องตรวจสอบการเสริมเหล็กใหม่ในฐานราก คือ การเอียงศูนย์แต่ ละต้นไม่เกิน 7 ซม. ในกรณีเข็มฐานรากเข็มเดี่ยวและเข็มคู่และหากเป็นฐานรากเข็มกลุ่มแต่ละต้นต้องเอียงไม่ เกิน 10 ซม. ในโครงการนี้ฐานรากทุกฐานต้องทำการวิเคราะห์ห่ออกแบบแก้ไขการเสริมเหล็กรวมถึงตอกแซม เนื่องจากปัญหาการเอียงศูนย์และเอียงดังกล่าว (ภาคผนวก จ)



รูปที่ 21 ลักษณะความไม่เรียบของหน้าหินที่มีการเอียงตัวตามชุดรอยแตกของหินจากรูปจะเห็นเสาเข็มตอกใหม่และเสาเข็มเจาะระบบแห้งเดิม

รูปจำลองการเอียงของเข็ม



รูปที่ 22 การเอียงและหนีศูนย์ของเสาเข็ม

2) การตอกเสาเข็มในกลุ่มเดียวกันแต่ได้ความลึกต่างกันอย่างมาก แม้จะมีระยะห่างกันไม่มาก เสาเข็มต้นที่ตอกไม่ลงเนื่องจากปลายเสาเข็มวางอยู่บนชั้นหินหรือหินลอยขนาดใหญ่ ไม่สามารถตอกทะลุลงไป ได้ ส่วนเสาเข็มที่ตอกแล้วมีการจมลงมากเกินไปเนื่องจากปลายเสาเข็มวางอยู่บนช่องว่างระหว่างหินหรือซอกหิน (รูปที่ 23)



รูปจำลองการตอกต่างระดับ

รูปที่ 23 ปลายเสาเข็มต่างระดับกันแม้จะอยู่ห่างกันไม่มาก

3) เสาเข็มจมลงไปในดินมากหรือความยาวเสาเข็มไม่เพียงพอ จากสภาพชั้นหินด้านล่างนั้น แปรปรวนมากตามธรรมชาติของหินแกรนิตทำให้ยากมากที่จะกำหนดความยาวของเสาเข็มได้พอดี ทั้งนี้ผู้เขียนใช้หลักในการกำหนดความยาวเสาเข็มหลังการทดลองตอกว่าตอกให้ความยาวเสาเข็มเหลือดีกว่าตอกแล้วเสาเข็มจม เนื่องจากการต่อเข็มที่จมนั้นมีความยุ่งยาก เสียเวลาและค่าใช้จ่ายมากกว่า อย่างไรก็ตาม เนื่องมีการเจาะสำรวจถึง 16 หลุมซึ่งถือว่ามากสำหรับพื้นที่ขนาดนี้ ทำให้พบปัญหาเสาเข็มจมอยู่ในปริมาณที่ไม่มาก การแก้ไขดำเนินการโดยใช้เหล็กส่งตอกส่งลงไปอีกแต่กำหนดให้ส่งได้ไม่เกิน 2 เมตร และตั้งแบบหล่อปลายเสาเข็มขึ้นมา (รูปที่ 24) ในทางกลับกันปัญหาที่เกิดขึ้น คือความไม่เข้าใจของเจ้าของงานอันได้แก่ผู้มีจิตศรัทธาและพุทธศาสนิกชนที่เห็นเสาเข็มที่ตอกไม่ลงแล้วเกิดความเสียหาย ในกรณีนี้เมื่อได้ทำความเข้าใจโดยตรงปัญหาดังกล่าวจึงหมดไป



รูปที่ 24 การทำแบบหล่อเพื่อต่อเสาเข็มที่จม

เสาเข็มเจาะในชั้นหิน

เมื่อทำการก่อสร้างถึงบริเวณฐานรากที่เป็นรอยต่อระหว่างดินถมและฐานรากหินตัด การก่อสร้างพบความยากลำบากเนื่องจากไม่สามารถใช้เสาเข็มตอกได้ตั้งปัญหาการเอียงของเสาเข็มที่ได้กล่าวก่อน และหากใช้ฐานรากแผ่ จำเป็นต้องขุดลึกลงไปมาก ซึ่งอาจเกิดปัญหาการเคลื่อนตัวของฐานรากเสาเข็มใกล้เคียงได้ หรือฐานแผ่ดังกล่าวอาจต้องวางอยู่บนหินฐานรากที่เอียง ทำให้เสี่ยงต่อการไหลขณะรับแรงดั่งที่เคยก่อสร้างมาก่อน (รูปที่ 25) ประกอบกับการก่อสร้างเดิมได้ทิ้งฐานรากแผ่ที่ขาดความปลอดภัยเนื่องจากมีการเสริมคอนกรีตรองฐานที่ไม่ได้เสริมเหล็กไว้ (รูปที่ 26) ทำให้หากต้องรื้อทิ้งฐานรากเดิมและคอนกรีตรองฐานออกเพื่อก่อสร้างฐานรากแผ่วางไว้บนชั้นหินที่มั่นคงจะเป็นไปได้ยาก ดังนั้นหลังจากได้พิจารณาความเป็นไปได้เรื่องค่าใช้จ่ายและเวลาอย่างละเอียดแล้ว คณะกรรมการวัดเขาสุกิมและที่ปรึกษาจึงตัดสินใจทำการก่อสร้างฐานรากเสาเข็มเจาะในหินระบบเปียก ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 0.80 เมตร จำนวน ____ ต้น ดังแสดงตำแหน่งในรูปที่ 27 และสภาพขณะการก่อสร้างในรูปที่ 28 โดยทำการรื้อฐานรากคอนกรีตเสริมเหล็กออกและเจาะทะลุคอนกรีตรองฐานลงสู่ชั้นดินและชั้นหิน โดยให้ปลายเสาเข็มวางอยู่บนหินสด (fresh rock) มี RQD มากกว่าร้อยละ 80 และมีความหนาไม่น้อยกว่า 3 เมตร เนื่องจากบริเวณรอยต่อของไหล่เขาดังกล่าวมีความแปรปรวนของชั้นดิน/หินมาก ประกอบกับราคาเสาเข็มเจาะในหินมีราคาค่อนข้างสูง จึงจำเป็นต้องเจาะสำรวจนำทุกต้นเพื่อคำนวณกำลังรับน้ำหนักและระบุปลายเสาเข็มที่เหมาะสม รูปที่ 29 แสดงความเสี่ยงต่อการวางปลายเสาเข็มลงบนชั้นหินผุหรือบาง ทั้งนี้เพื่อไม่ให้เกิดแรงฝืดระหว่างเสาเข็มกับฐานคอนกรีตรองฐานรากเดิม จึงได้มีการติดตั้งแผ่นสังกะสีเคลือบยางมะตอยในช่วงที่เข็มเจาะผ่านบริเวณดังกล่าว (รูปที่ 30) เพื่อป้องกันการดึงและบิดของฐานคอนกรีตซึ่งอาจส่งผลต่อเสาเข็มโดยตรง รูปที่ 31 แสดงการเจาะเสาเข็มในหิน



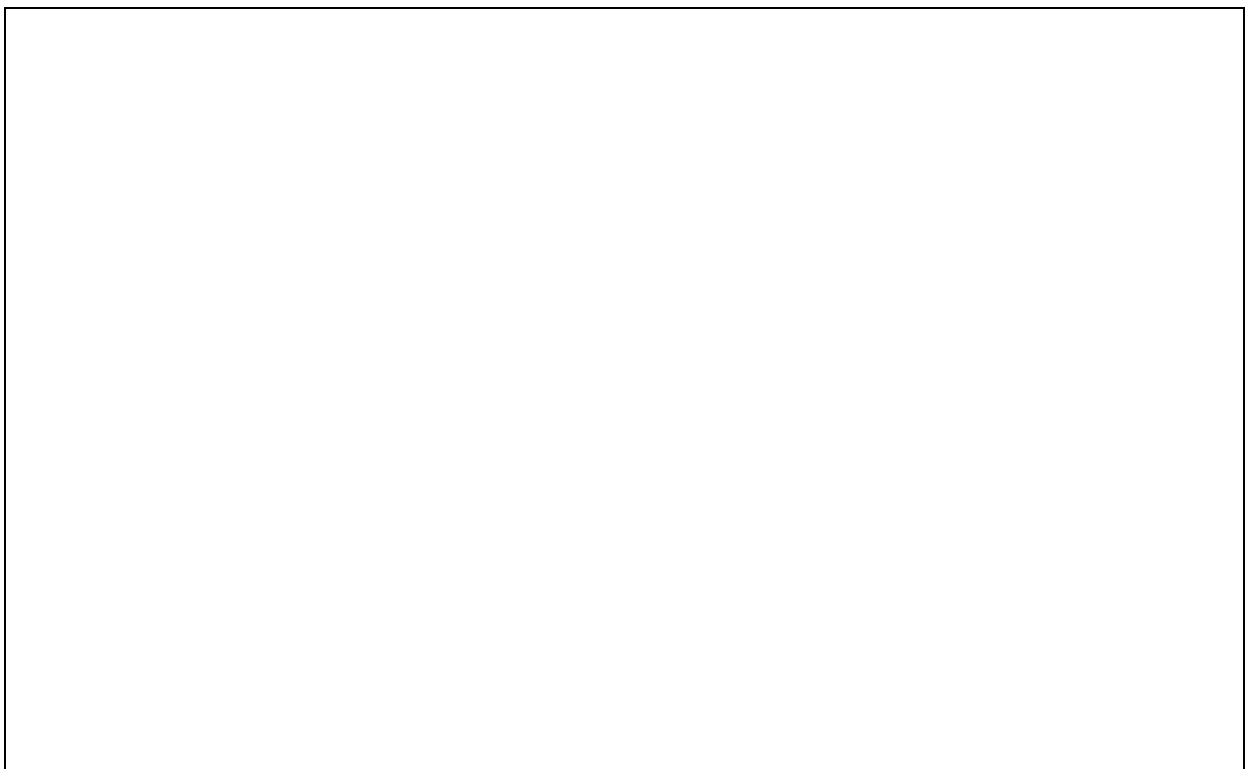
รูปที่ 25 ฐานแผ้ววางอยู่บนหินฐานรากที่เอียง ทำให้เสี่ยงต่อการไถลขณะรับแรง



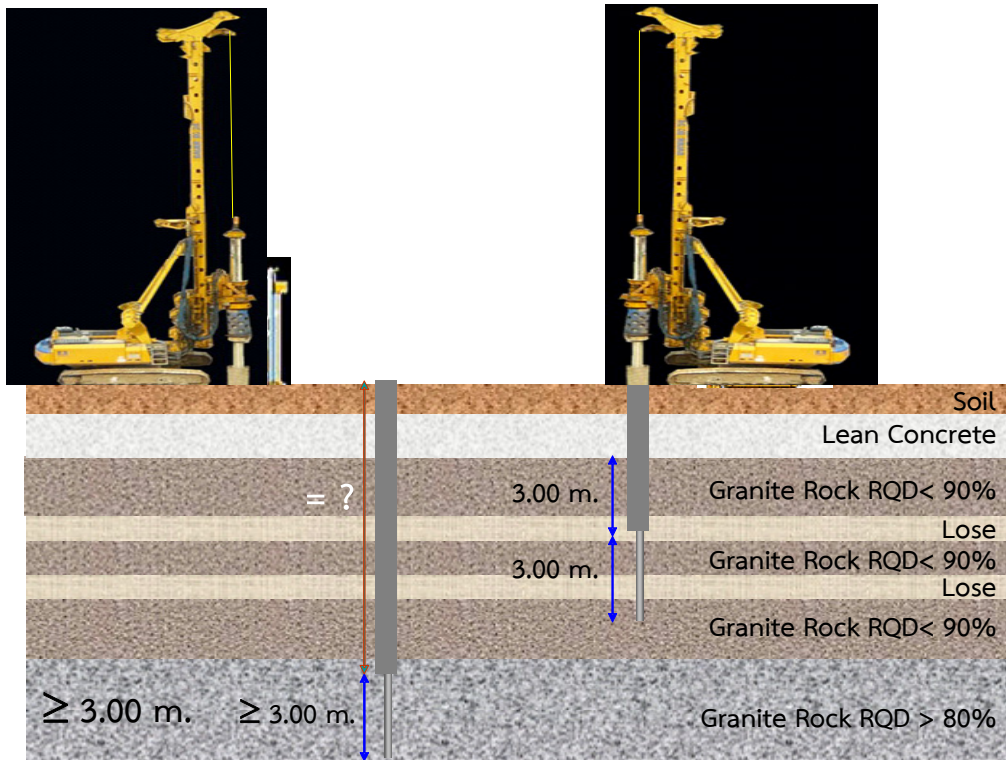
รูปที่ 26 ฐานคอนกรีตปรับระดับที่ไม่เสริมเหล็กและมีความหนาต่างกัน



รูปที่ 27 การก่อสร้างฐานรากเสาเข็มเจาะในหินระบบเปียก



รูปที่ 28 สภาพขณะการก่อสร้าง



รูปที่ 29 ลักษณะหินฐานรากที่ปรากฏชั้นหินผุสลับชั้นหินดี



รูปที่ 30 แผ่นสังกะสีเพื่อลดแรงเสียดระหว่างเสาเข็มเจาะกับฐานรองคอนกรีตเดิม



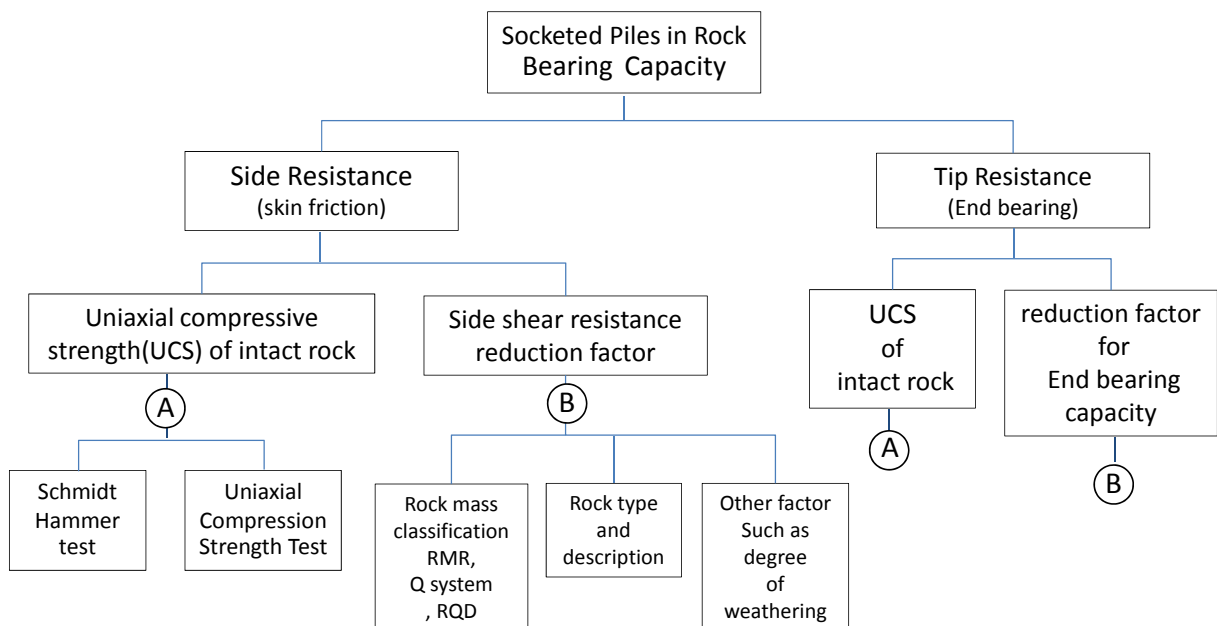
รูปที่ 31 การก่อสร้างเสาเข็มเจาะในหิน

การคำนวณกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มเจาะในหิน

ความสามารถในการรับน้ำหนักของเสาเข็มในหิน โดยมากจะขึ้นอยู่กับคุณสมบัติของมวลในพื้นที่ก่อสร้าง ซึ่งหากเป็นหินที่มีกำลังสูง มีสภาพความผุพังต่ำ ก็จะก่อให้เกิดแรงต้านทานระหว่างมวลหินกับเสาเข็มได้มาก การคำนวณกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มเจาะในชั้นหิน(Socket pile) โดยทั่วไปจะพิจารณาความสามารถในการรับน้ำหนักของเสาเข็มจาก 2 ส่วนคือ แรงต้านทานผิวข้าง(Side Resistance) หรือแรงเสียดทานผิวข้าง ซึ่งพิจารณากำลังรับแรงเฉือนระหว่างคอนกรีตกับหิน และแรงต้านทานส่วนปลาย(Tip Resistance) ซึ่งพิจารณาการรับกำลังอัดระหว่างคอนกรีตกับหิน ขั้นตอนในการคำนวณกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มในชั้นหินแสดงตามรูปที่ 32

แต่การพิจารณาความสามารถในการรับน้ำหนักของเสาเข็มเจาะในชั้นหินยังต้องคำนึงถึงขีดจำกัดในการรับน้ำหนักของเสาเข็ม(limitation) เนื่องจากความสามารถในการรับแรงเฉือนและแรงอัดของคอนกรีตซึ่งเป็นวัสดุหลักที่ใช้ในการก่อสร้างเสาเข็มเจาะอาจมีความสามารถในการรับแรงเฉือนและแรงอัดได้ต่ำกว่ามวลหิน เช่นในบางกรณี มีการก่อสร้างเสาเข็มเจาะในชั้นหินที่มีความสามารถในการรับแรงเฉือนและกำลังอัดที่สูง แต่คอนกรีตที่ใช้ในการก่อสร้างตัวเสาเข็มกลับมีคุณสมบัติในการรับกำลังที่ต่ำกว่ามวลหินมาก หากนำค่ากำลังรับน้ำหนักที่คำนวณได้จากมวลหินมาใช้ การพิบัติของเสาเข็มก็จะเกิดขึ้นที่เนื้อคอนกรีตของตัวเสาเข็มเนื่องจากคอนกรีตที่ใช้มีคุณสมบัติในการรับน้ำหนักที่ต่ำกว่า

Socketed Piles in Rock



รูปที่ 32 ขั้นตอนการคำนวณกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มในหิน

ทฤษฎีที่ใช้ในการคำนวณกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มเจาะ ทั้งในส่วนของแรงต้านทานผิวข้างและแรงต้านทานส่วนปลาย มีรายละเอียดดังนี้

1. แรงต้านทานผิวข้าง การคำนวณค่าแรงต้านทานผิวข้างของเสาเข็มเจาะในหินอาศัยคุณสมบัติทางกายภาพของมวลหินในการแปลงค่ากำลังอัดของ intact rock เป็นค่ากำลังอัดของมวลหิน (rock mass) ซึ่งนำไปใช้ในการคำนวณค่ากำลังรับแรงเฉือนของมวลหิน สมการที่ใช้ในการคำนวณค่าได้ถูกนำเสนอไว้ค่อนข้างมาก ซึ่งในแต่ละสมการจะมีความเหมาะสมกับสภาพจริงของมวลหินที่แตกต่างกัน อาทิเช่น Reese and Neill (1988), Gardner (1987), Williams et al. (1980)

ก. สมการการคำนวณแรงต้านทานผิวข้างของเสาเข็มเจาะในหิน ที่นำเสนอโดย Reese and Neill (1988), Gardner (1987) ซึ่งใช้ค่า RQD% ในตัวแปรในการแปลงค่ากำลังอัดของ intact rock เป็นค่ากำลังอัดของมวลหิน แล้วประมาณค่าเป็นค่าหน่วยแรงต้านทานผิวข้างโดยวิธีการตามรูปที่ 33

$$Q_{SR} = \pi B_r D_r (0.144 q_{SR}) \quad (1)$$

Q_{SR} : Ultimate side resistance of rock socket (k)

B_r : Diameter of rock socket (ft)

D_r : Length of rock socket (ft)

q_{SR} : Ultimate unit shear resistance along shaft/rock interface (psi) (รูปที่ 32)

$$C_m = \alpha_E C_o \quad (2)$$

$$\alpha_E = 0.0231(RQD) - 1.32 \geq 0.15 \quad (3)$$

α_c : Unconfined compressive strength of rock mass, concrete, whichever is weaker

C_m : Uniaxial compressive strength of rock mass (ksf)

C_o : Uniaxial compressive strength of intact rock (ksf)

α_E : Reduction factor

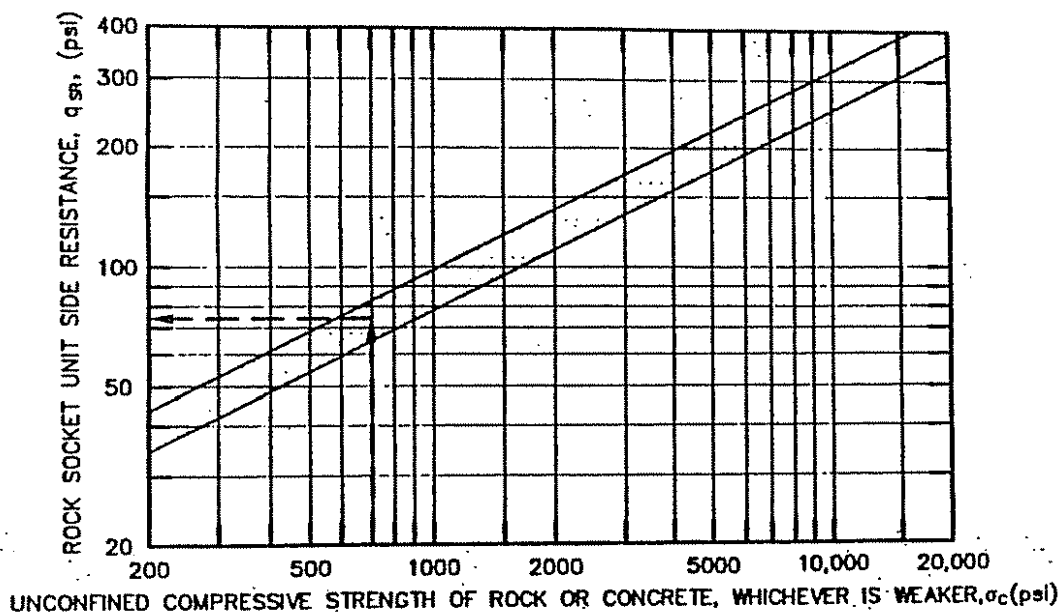


FIGURE 4.6.5.3.1A Procedure for Estimating Average Unit Shear for Smooth Wall Rock-Socketed Shafts Horvath, et al. (1983)

รูปที่ 33 กราฟที่ใช้ในการประมาณค่าหน่วยแรงต้านทานด้านข้างโดยใช้ค่ากำลังอัดของมวลหิน(C_m)

การพิจารณาขีดจำกัดในการรับน้ำหนักของเสาเข็ม ตามวิธีการคำนวณในสมการที่ 1-3 ให้ทำการการคำนวณเช่นเดียวกับการคำนวณแรงต้านทานผิวข้างของมวลหิน แต่ให้ใช้ค่ากำลังอัดของคอนกรีตที่ทดสอบได้(โดยทั่วไปเสาเข็มเจาะจะออกแบบให้มีกำลังอัด 280-350 ksc) เป็นตัวแปร C_m แล้วประมาณค่าหน่วยแรงต้านทานด้านข้าง(q_{SR}) จากกราฟในรูปที่ 33 ซึ่งหากค่า q_{SR} ของคอนกรีตมีค่าน้อยกว่าค่า q_{SR} ของมวลหิน ให้เลือกเอาค่า q_{SR} ของคอนกรีตแทนค่าลงในสมการที่ 1 เพื่อคำนวณหาค่าแรงต้านทานผิวข้าง Q_{SR}

ค่าความยาวของเสาเข็มส่วนที่ฝังในหิน(D_r) ใช้เป็นตัวแปรในสมการที่ 1 เพื่อคำนวณค่าแรงต้านทานผิวข้าง Q_{SR} อาจเลือกใช้แค่ 5/6 หรือ 2/3 ของค่า D_r เพื่อลดความเสี่ยงจากความแปรปรวนของหิน

ข. สมการการคำนวณแรงต้านทานผิวข้างของเสาเข็มเจาะในหิน(Skin friction, f_s) ที่นำเสนอโดย Williams et al.(1980) ซึ่งถูกพัฒนาจากสมการเชิงประสบการณ์งานเสาเข็มในหินที่มีความไม่ต่อเนื่องหลักการในการคำนวณค่าแรงต้านทานผิวข้างในหัวข้อนี้มีความคล้ายกับ หลักการคำนวณของ Reese and Neill (1988) , Gardner (1987) โดยใช้คุณสมบัติทางกายภาพของมวลหินในการประมาณค่าตัวแปรลดกำลังเพื่อแปลงค่ากำลังอัดของ intact rock เป็นค่ากำลังรับแรงเฉือนของมวลหิน

$$f_s = \alpha_w \beta_w \sigma_c$$

(4)

α_w = Side shear resistance reduction factor (รูปที่ 34)

β_w = Side shear resistance reduction factor (รูปที่ 35)

σ_c = Unconfined compressive strength(UCS) of intact rock

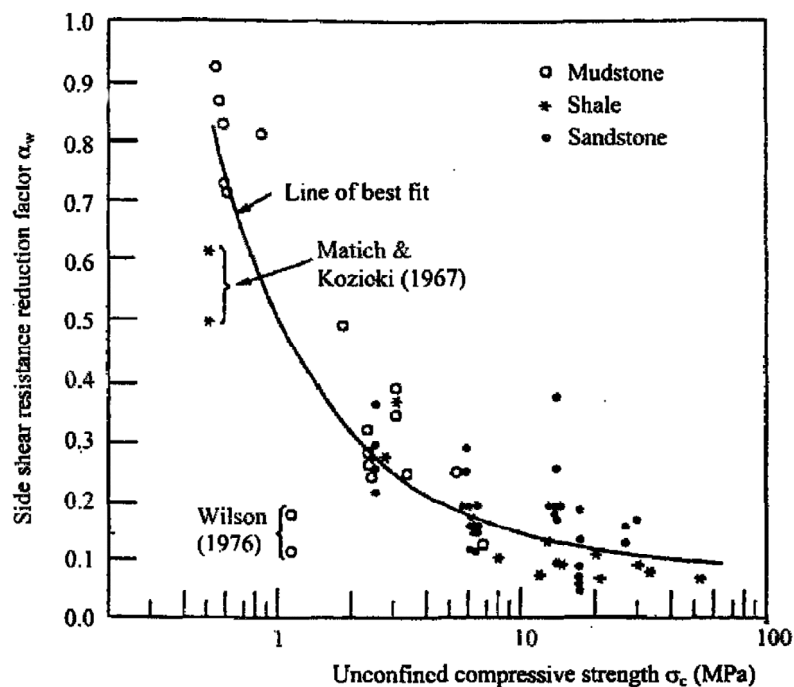
หากพิจารณารายละเอียดของสมการที่ 4 จะพบว่าที่มาของตัวแปรที่เป็นตัวคูณลดค่ากำลังของหิน intact rock คือ α_w ตัวแปรคูณลดค่าที่ที่ผลเป็นมาจากกำลังของหิน intact rock ส่วนตัวแปร β_w นั้นคืออัตราส่วนระหว่างของแรงต้านทางการเฉือนที่พื้นผิว ของ rock mass เทียบกับ intact rock ซึ่งค่า β_w เป็นฟังก์ชันของค่าโมดูลัสของ rock mass และ intact rock ตามที่แสดงในสมการที่ 5

$$\beta_w = f(j) , j = \frac{E_m}{E_r} \tag{5}$$

E_m = elastic modulus of rock mass , E_r = elastic modulus of intact rock

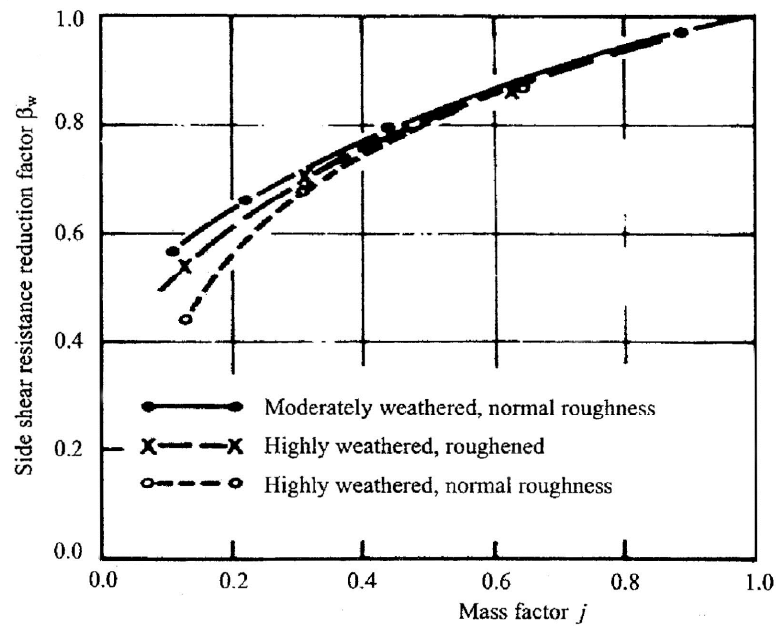
ค่า j ตามสมการที่ 2 มีความสัมพันธ์กับค่า RQD ซึ่งสามารถหาได้จากสมการที่ 6 หรืออาจจะหาได้จากความสัมพันธ์ตามรูปที่ 36 และความสัมพันธ์ระหว่างค่า j กับค่า β_w สามารถหาได้จากความสัมพันธ์ในรูปที่ 36

$$E_m/E_r = j , j = 10^{0.0186(RQD) - 1.91} \tag{6}$$



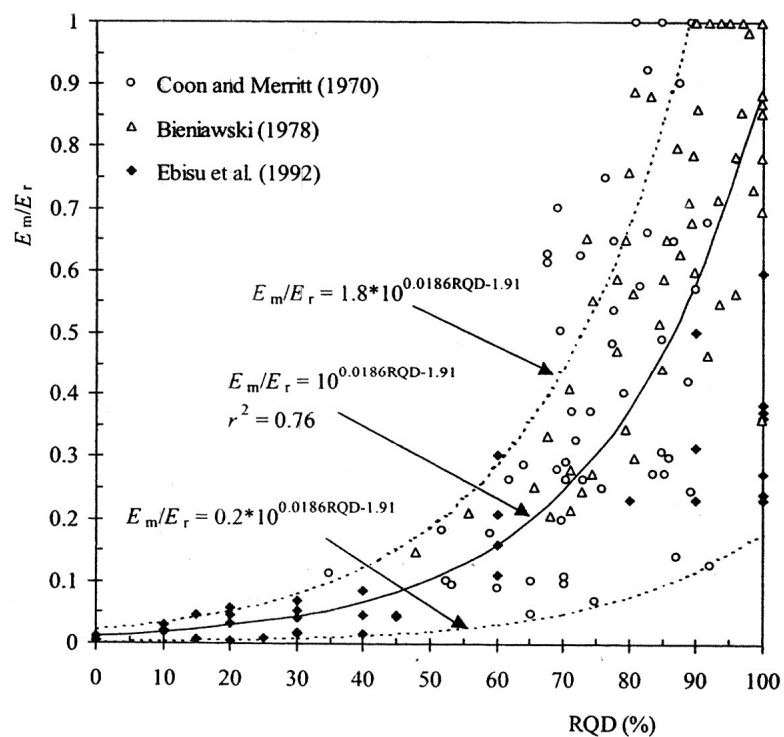
รูปที่ 34 Side shear resistance reduction factor(α_w)

ที่มา : after Williams and Pells(1981)



รูปที่ 35 Side shear resistance reduction factor(β_w)

ที่มา : after Williams and Pells(1981)



รูปที่ 36 ความสัมพันธ์ของค่า RQD กับค่า j (E_m/E_r)

ที่มา : after Zhang and Einstein(2000)

ค. ชีตจำกัดของการรับน้ำหนักของเสาเข็มเจาะ การคำนวณแรงต้านทานผิวข้างของเสาเข็มเจาะ นอกจากจะพิจารณาถึงความสามารถในการรับแรงเฉือนของมวลหินเทียบกับความสามารถในการรับแรงเฉือนของคอนกรีตที่ใช้เป็นวัสดุในการก่อสร้างแล้ว ในบางกรณียังวิศวกรผู้ออกแบบยังคงต้องพิจารณาขีดจำกัดของความสามารถในการรับแรงเฉือนของมวลหินเทียบกับคุณสมบัติทางกายภาพอื่นๆของมวลหิน(รูปที่ 37) โดยขอบเขตสูงสุดในการออกแบบจะพิจารณาจากการแบ่งชั้นคุณภาพของหิน(Class) ตามตารางที่ 1 ซึ่งใช้ผลการทดสอบ Unconfined compressive strength (UCS)หรือ ความถี่ของรอยต่อในมวลหินของหิน sandstone ในรายการคำนวณนี้พิจารณาจากการทดสอบค่ากำลังอัดของหิน (UCS)

ตารางที่ 1 การจำแนกชั้นคุณภาพของหิน Sandstone จากการทดสอบการรับกำลังอัด

Class	Unconfined compressive strength q_u (MPa)	Defect spacing	Allowable seams
I	>24	>600mm	<1.5%
II	>12	>600mm	<3%
III	>7	>200mm	<5%
IV	>2	>60mm	<10%
V	>1	N.A.	N.A

ที่มา : P.J.N. Pells et al (1998)

หลังจากกำหนดชั้นคุณภาพของหิน จากผลการทดสอบการรับกำลังอัด(UCS) จากตารางที่1 ค่าขอบเขตมากที่สุดของ แรงเสียดทานที่เกิดขึ้นที่ผิวผนังหินหลุมเจาะ skin friction resistance พิจารณาตามชั้นคุณภาพตามที่แสดงในตารางที่ 2

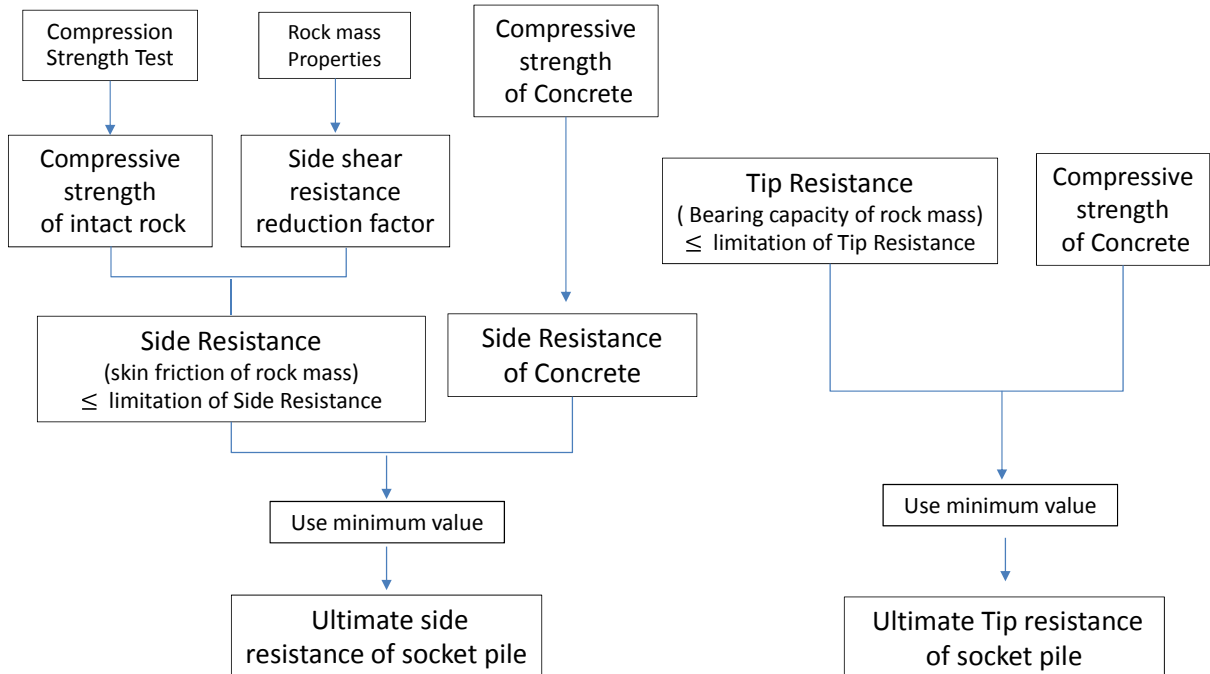
ตารางที่ 2 การกำหนดค่าขอบเขตมากที่สุดของ skin friction resistance จากชั้นคุณภาพของหิน

Class	Ultimate end bearing ¹ MPa	Serviceability end bearing pressure ² MPa	Ultimate shaft adhesion ³ kPa	Typical E_{field} MPa
I	>120	12	3000	>2000
II	60 to 120	0.5 q_u Max. 12	1500 to 3000	900 to 2000
III	20 to 40	0.5 q_u Max. 6	800 to 1500	350 to 1200
IV	4 to 15	0.5 q_u Max. 3.5	250 to 800	100 to 700
V	> 3	1.0	150	50 to 100

¹Ultimate values occur at large settlements (> 5% of minimum footing dimensions).
²End bearing pressure to cause settlement of <1% of minimum footing dimension.
³Clean socket of roughness category R2 or better.

ที่มา : P.J.N. Pells et al (1998)

Load Capacity of Socketed Piles Vs Concrete limitation



รูปที่ 37 ขั้นตอนการพิจารณาขีดจำกัดการรับน้ำหนักของเสาเข็มเจาะในหิน

2. แรงต้านทานส่วนปลาย การคำนวณแรงต้านทานส่วนปลายของเสาเข็มเจาะในหินมีหลักและวิธีการเช่นเดียวกับการออกแบบฐานรากแผ่นบนหิน โดยใช้คุณสมบัติทางกายภาพของมวลหินเป็นตัวคูณลดค่ากำลังเพื่อแปลงค่ากำลังอัดของ intact rock ให้เป็นค่ากำลังอัดของมวลหิน (rock mass) แล้วแทนค่าในสมการคำนวณค่ากำลังแบกทาน

ก. สมการการคำนวณแรงต้านทานส่วนปลาย (Tip resistance) ที่นำเสนอโดย AASHTO (1989) ความสามารถในการรับกำลังแบกทานที่ปลายเสาเข็มเจาะซึ่งวางอยู่บนชั้นหินจะขึ้นอยู่กับกำลังของมวลหิน (rock mass) นั้นๆ ซึ่งโดยธรรมชาติ rock mass จะเต็มไปด้วยความไม่ต่อเนื่องและความไม่สม่ำเสมอของคุณสมบัติในทางกลศาสตร์ ซึ่งส่งผลโดยตรงการลดทอนกำลังของมวลหินนั้น ดังนั้นการพิจารณาความสามารถในการรับกำลังแบกทานของเสาเข็มเจาะจึงจำเป็นต้องคำนึงถึงความไม่ต่อเนื่องของมวลหิน (rock mass) การคำนวณกำลังแบกทานที่ปลายเสาเข็มเลือกใช้จากสมการที่ (7) แนะนำโดย

$$q_{max} = N_{ms} * \sigma_c \tag{7}$$

q_{max} = กำลังแบกทาน (แรงต้านทาน) ที่ปลายเข็ม

N_{ms} = ค่าสัมประสิทธิ์ลดทอนกำลังของ rock mass (รูปที่ 4-5)

σ_c = Unconfined compressive strength(UCS) of intact rock

ค่า N_{ms} เป็นค่าฟังก์ชันของคุณภาพและชนิดของหิน คุณภาพของหินจะพิจารณาถึงระดับของการผุพัง สภาพของรอยแตก ความถี่ของรอยแตก ซึ่งล้วนแต่ส่งผลต่อการลดทอนกำลังของหิน ในส่วนของโครงการนี้ใช้ผลการจำแนกชนิดหิน จากการเจาะสำรวจ มาพิจารณาร่วมกับค่า UCS of intact rock ที่ได้จากการทดสอบ เพื่อหาลำดับชั้นคุณภาพของหิน, rock category (รูปที่ 4) และใช้ค่า RQD พิจารณาร่วมกับค่าลำดับชั้นคุณภาพของหิน ในการหาค่า N_{ms} (รูปที่ 38 - 39)

Rock category	General description	Rock	Unconfined compressive strength, σ_c ⁽¹⁾ (MPa)
A	Carbonate rocks with well-developed crystal cleavage	Dolostone	33 – 310
		Limestone	24 – 290
		Carbonatite	38 – 69
		Marble	38 – 241
		Tactite-Skarn	131 – 338
B	Lithified argillaceous rock	Argillite	29 – 145
		Claystone	1 – 8
		Marlstone	52 – 193
		Phyllite	24 – 241
		Siltstone	10 – 117
		Shale ⁽²⁾	7 – 35
		Slate	145 – 207
C	Arenaceous rocks with strong crystals and poor cleavage	Conglomerate	33 – 221
		Sandstone	67 – 172
		Quartzite	62 – 379
D	Fine-grained igneous crystalline rock	Andesite	97 – 179
		Diabase	21 – 572
E	Coarse-grained igneous and metamorphic crystalline rock	Amphibolite	117 – 276
		Gabbro	124 – 310
		Gneiss	24 – 310
		Granite	14 – 338
		Quartz diorite	10 – 97
		Quartz monozonite	131 – 159
		Schist	10 – 145
		Syenite	179 – 427

⁽¹⁾Range of unconfined compressive strength reported by various investigations.

⁽²⁾Not including oil shale.

รูปที่ 38 การประมาณค่า ช่วงของการรับกำลังอัด (UCS) จากชนิดของหิน

ที่มา : AASHTO(1989)

Rock Mass Quality	General Description	RMR ⁽¹⁾ Rating	Q ⁽²⁾ Rating	RQD ⁽³⁾ Rating	N _{ms} ⁽⁴⁾				
					A	B	C	D	E
Excellent	Intact rock with joints spaced > 10 feet apart	100	500	95-100	3.8	4.3	5.0	5.2	6.1
Very Good	Tightly interlocking, undisturbed rock with rough unweathered discontinuities spaced 3 to 10 feet apart	85	100	90-95	1.4	1.6	1.9	2.0	2.3
Good	Fresh to slightly weathered rock, slightly disturbed with discontinuities spaced 3 to 10 feet apart	65	10	75-90	0.28	0.32	0.38	0.40	0.46
Fair	Rock with several sets of moderately weathered discontinuities spaced 1 to 3 feet apart	44	1	50-75	0.049	0.056	0.066	0.069	0.081
Poor	Rock with numerous weathered discontinuities spaced 1 to 20 inches apart with some gouge	23	0.1	25-50	0.015	0.016	0.019	0.020	0.024
Very Poor	Rock with numerous highly weathered discontinuities spaced < 2 inches apart	3	0.01	<25	Use q _{ult} for an equivalent soil				

(1) Geomechanics rock mass rating (RMR) system (Bieniawski, 1988) – See Chapter 2

(2) Rock mass quality (Q) system (Barton et al., 1974) – See Chapter 2

(3) Range of RQD values provided for general guidance only; actual determination of rock mass quality should be based on RMR or Q rating systems

(4) Value of N_{ms} as function of rock type; refer to Table 2.8 for typical range of values of σ_c for different rocks in each category

รูปที่ 39 ค่า N_{ms} ที่ใช้ในการประมาณค่ากำลังแบกทานที่ปลายเสาเข็มเจาะ

ที่มา : after AASHTO(1989)

ข. ข้อจำกัดของแรงต้านทานส่วนปลายของเสาเข็มเจาะ (limitation of end bearing) พิจารณาจากการเทียบ ค่ากำลังแบกทานที่ปลายเสาเข็มซึ่งคำนวณได้ตามสมการที่ 7. เทียบกับค่าความสามารถในการรับกำลังอัดของคอนกรีต เลือกใช้ค่าที่น้อยที่สุดจากการเทียบมากำหนดเป็นค่า ขอบเขตมากสุดในการออกแบบ แต่ในบางกรณีวิศวกรผู้ออกแบบอาจจะค่าขอบเขตมากสุดที่เลือกจากค่ากำลังแบกทานที่น้อยสุดระหว่างคอนกรีตกับมวลหินไปเทียบกับข้อแนะนำในการเลือกใช้ขอบเขตมากสุดของค่าของค่ากำลังแบกทานที่ปลายเสาเข็มตามคุณสมบัติทางกลศาสตร์ของหิน(ตารางที่ 2)

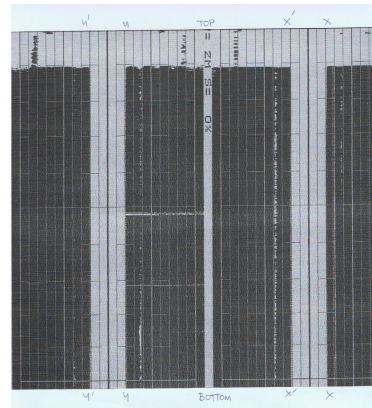
3. ความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกรวมของเสาเข็มเจาะในหิน

โดยทั่วไปน้ำหนักบรรทุกรวมของเสาเข็มจะประกอบด้วย ความสามารถในการรับแรงต้านทานด้านข้าง และ ความสามารถในการรับแรงต้านทานที่ปลายเข็ม แต่เนื่องจากความเครียดที่เกิดขึ้นบริเวณปลายเสาเข็มเจาะในชั้นหินมีน้อยมาก(เนื่องจากหินมีการทรุดตัวต่ำมากเมื่อเทียบกับดิน) วิศวกรผู้ออกแบบมักจะคิดแรงต้านทานส่วนปลายแค่ 10% - 30% ของแรงต้านทานที่เกิดขึ้นที่ปลายเสาเข็ม หรือในบางกรณีการวางตัวของชั้นหินมีความแปรปรวนมาก ตัวอย่างเช่นพื้นที่ที่มีความลาดชัน การประมาณคุณสมบัติที่ปลายเสาเข็มก็มีความคลาดเคลื่อนสูง วิศวกรผู้ออกแบบจึงมักจะตัดค่ากำลังแบกทานที่ปลายเสาเข็มทิ้งไป

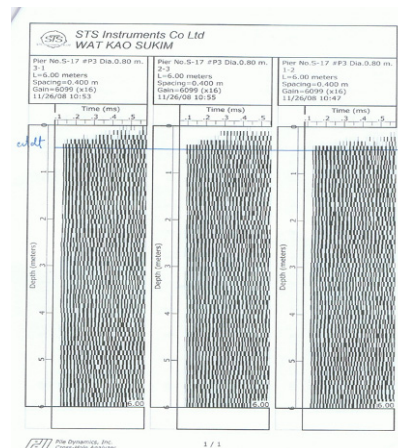
ค่าอัตราส่วนความปลอดภัย(FS) ที่ใช้ในการออกแบบเสาเข็มเจาะในชั้นหินอยู่ในช่วง 2.5-3.0

การควบคุมคุณภาพเสาเข็มเจาะในหิน

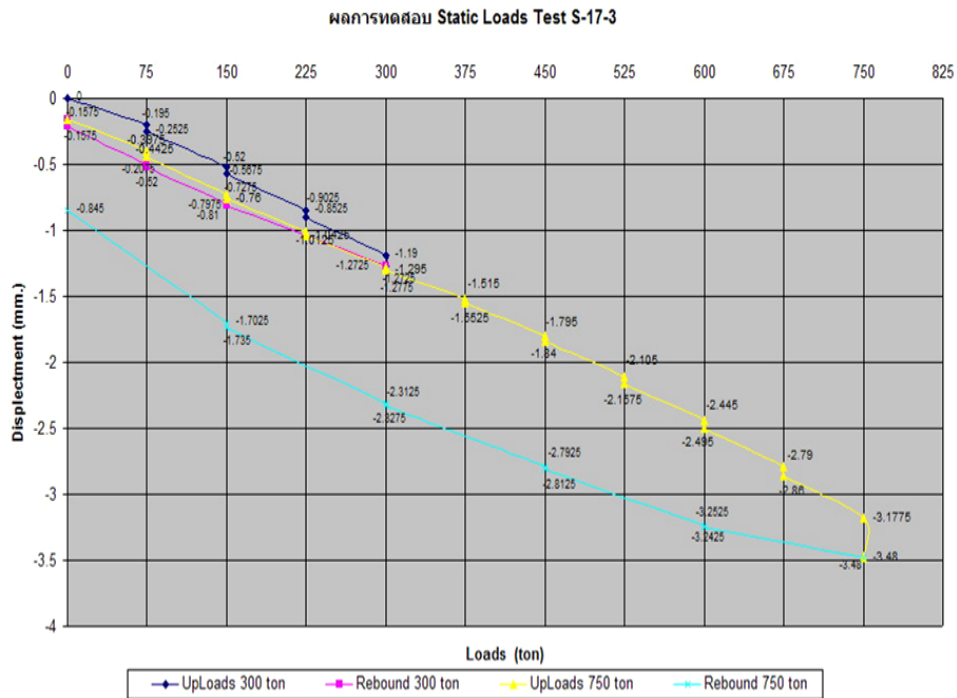
การควบคุมคุณภาพเสาเข็มประกอบด้วย การทดสอบ Drilling Monitor เพื่อตรวจสอบขนาดของหลุมเจาะ (รูปที่ 40) Sonic Logging Test เพื่อตรวจสอบความสม่ำเสมอของเนื้อคอนกรีตหลังจากเท (รูปที่ 41) Dynamic Load Test, Seismic Test และ Static Pile Load Test ดังแสดงผลใน รูปที่ 42 ซึ่งจากผล Static Pile Load Test จะเห็นว่าเสาเข็มมีความเป็นอิลาสติกสูง มีค่าการทรุดตัวถาวรน้อย



รูปที่ 40 การทดสอบความสมบูรณ์ของหลุมเจาะเสาเข็ม (Drilling Monitor)



รูปที่ 41 การทดสอบ Sonic Logging เพื่อตรวจสอบความสมบูรณ์ของเสาเข็มหลังการเทและแข็งตัว



รูปที่ 42 ผลการทดสอบ Static Pile Load Test ของเสาเข็มเจาะในหิน

ฐานรากแผ่

งานก่อสร้างฐานรากส่วนสุดท้ายได้แก่การก่อสร้างฐานรากแผ่ซึ่งแต่เดิมได้มีการก่อสร้างไว้แต่เมื่อทำการตรวจสอบความมั่นคงพบว่า อาจมีความเสี่ยงสูงที่จะนำฐานรากเดิมมาใช้ ดังแสดงปัญหาต่างๆ ที่พบในรูปที่ 43 ถึง 44 ดังนั้นจึงได้ตัดสินใจรื้อฐานรากเดิมออกและตัดปรับหินฐานรากที่มีความขรุขระมาก โดยการตัดให้เรียบ ดังรูปที่ 45 โดยมีข้อกำหนดการปรับหน้าหินดังรูปที่ 46 การตัดหินเพื่อทำฐานรากเป็นไปด้วยความยากลำบาก เนื่องจากหินมีความแข็งแต่เปราะ ทำให้ควบคุมขนาดและความเรียบยาก โดยในการปรับความเรียบต้องอาศัย ผู้รับเหมาที่ชำนาญในการสกัดหินสร้างพระมาดำเนินการ ทั้งนี้การก่อสร้างฐานรากแผ่ ได้ดำเนินการโดยความระมัดระวังอย่างยิ่ง เนื่องจากปรากฏแนวรอยแตกของหินหลายรูปแบบ ดังแสดงในรูปที่ 47 และ รูปที่ 48 แสดง Stereonet ที่ระบุถึงรูปแบบของรอยแตกที่ตัดกันให้ลักษณะการพิบัติแบบลิ้มระนาบ 327/51°



(ก). ฐานรากเก่าพบการเซาะร่องเพื่อวางคานทำให้ Effective Depth ของฐานรากเปลี่ยนไป



(ข). คอนกรีตรองฐานรากมีความหนาเกินไป, ไม่สม่ำเสมอ รวมถึงไม่มีการเสริมเหล็ก

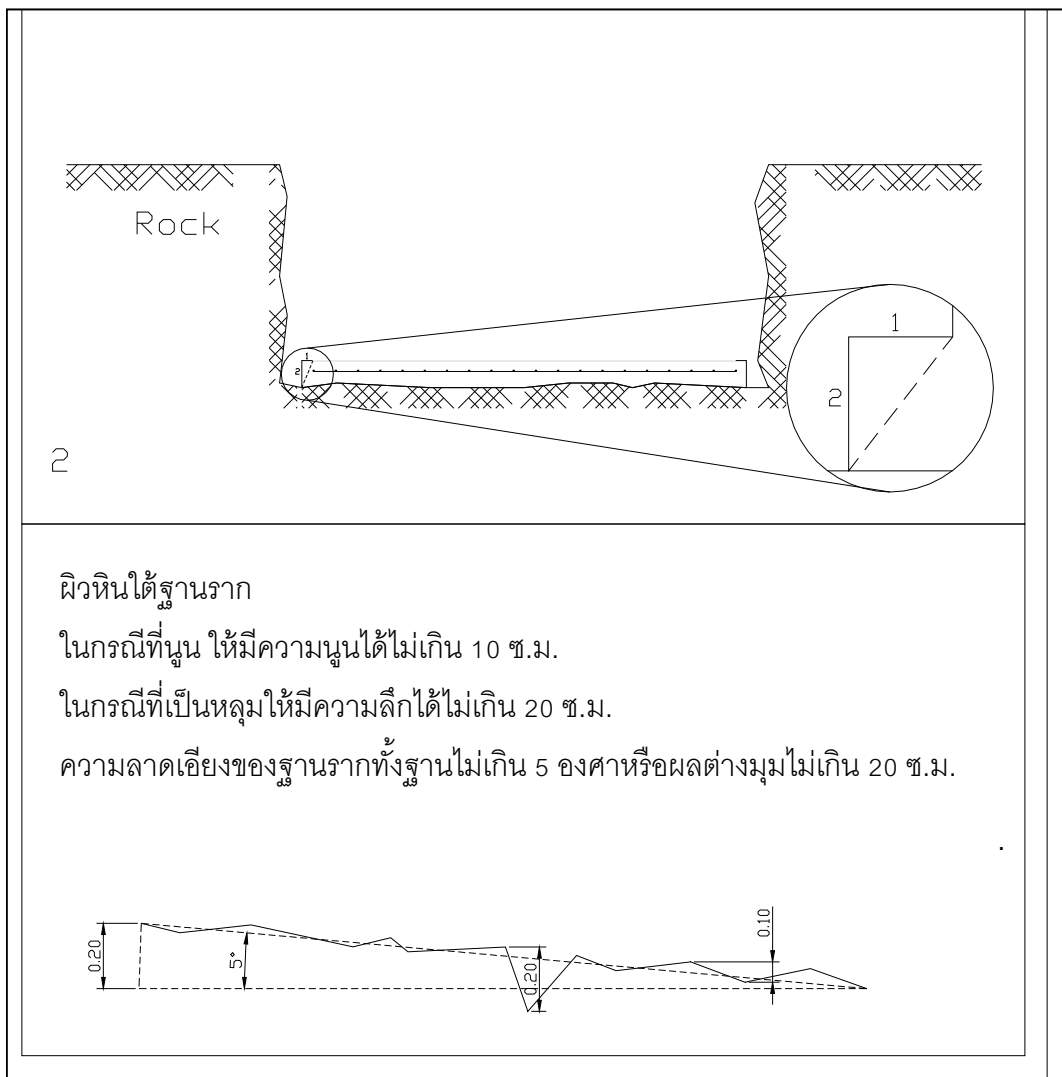
รูปที่ 43 ฐานรากเก่าจากโครงการก่อสร้างในอดีต



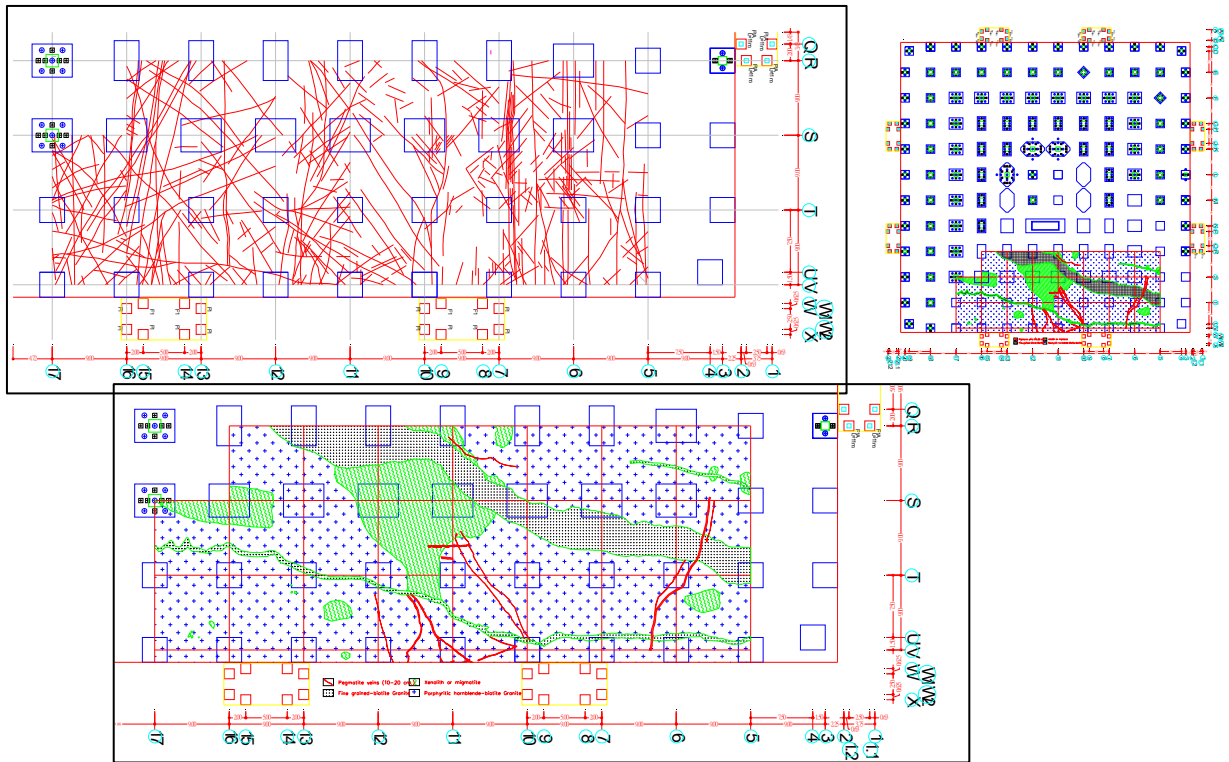
รูปที่ 44 ฐานรากบางฐานวางอยู่บนหินฟืดส่วนหนึ่งและวางบนดินถมส่วนหนึ่งอาจทำให้เกิดการบิดตัวของฐานรากจากการทรุดตัวไม่เท่ากัน



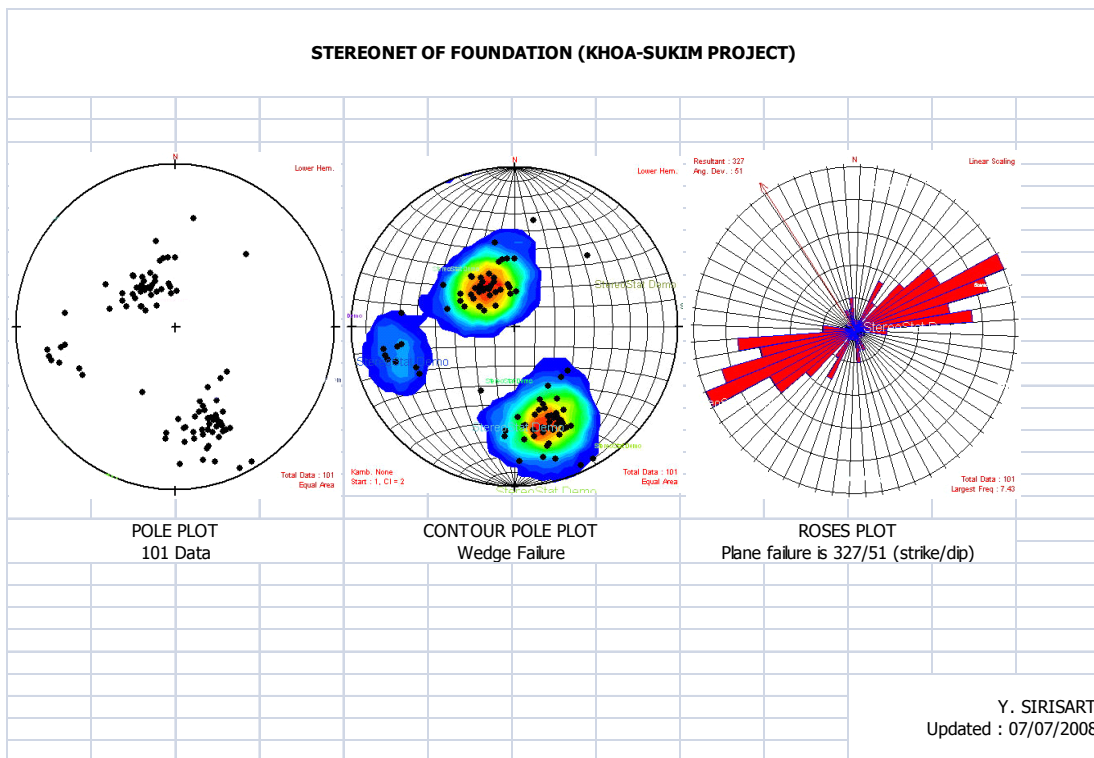
รูปที่ 45 การตัดหินเพื่อทำฐานรากแผ่



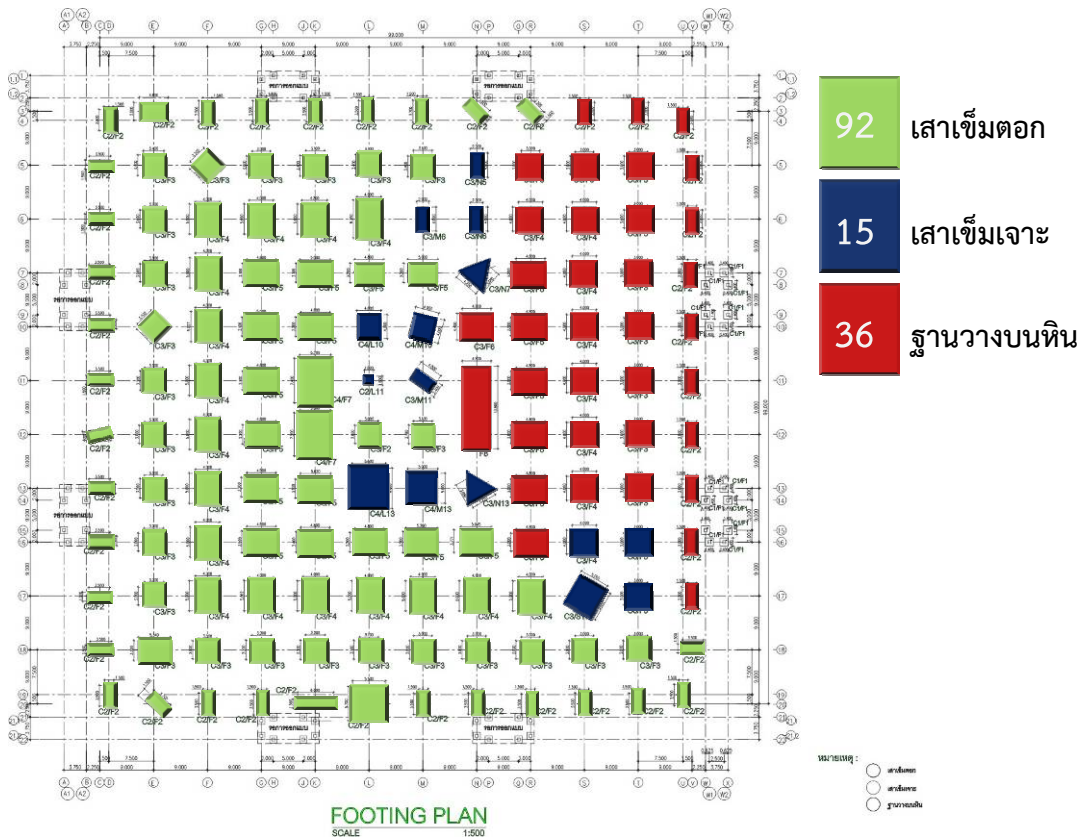
รูปที่ 46 ข้อกำหนดความเรียบของหินฐานราก และการเสริมเหล็กในคอนกรีตรองฐานเพื่อรับแรง Tension จากความไม่เรียบของหน้าหิน



รูปที่ 47 แผนที่รอยแตกและประเภทของหินบริเวณส่วนก่อสร้างฐานรากแผ่



รูปที่ 48 Stereonet บริเวณหินฐานราก

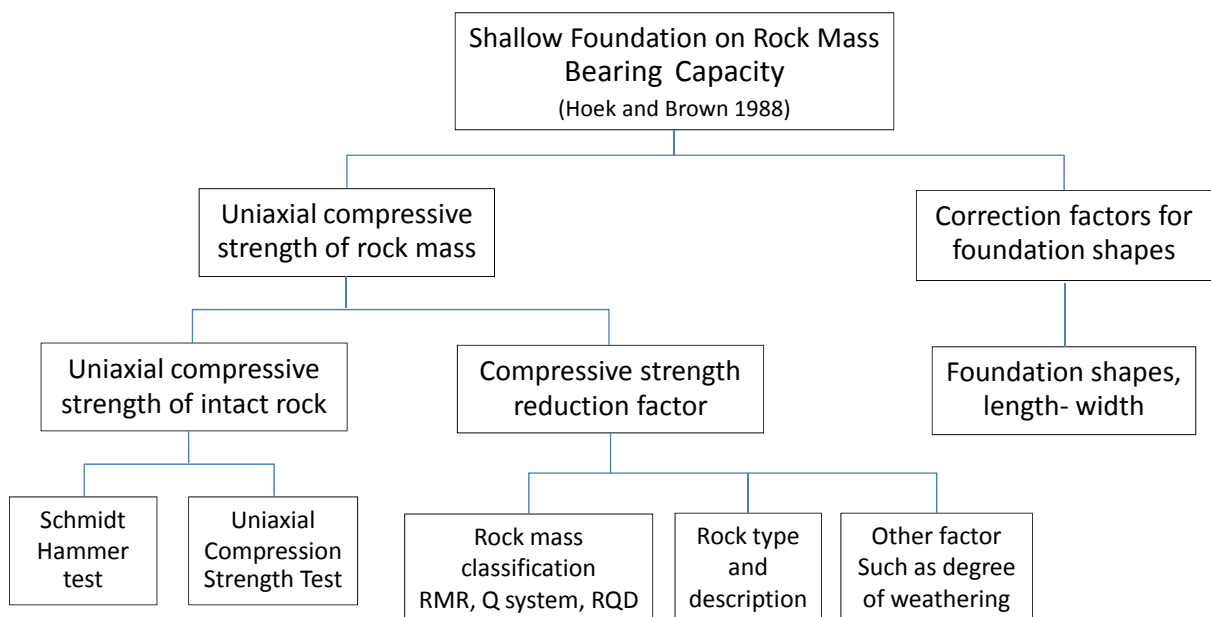


รูปที่ 49 สรุปประเภทของฐานรากที่ใช้ในโครงการฯ

การคำนวณกำลังรับน้ำหนักของฐานรากแผ่นบนหิน

ความสามารถในการรับน้ำหนักของฐานรากแผ่นบนหิน (rock mass) นั้นขึ้นอยู่กับความสามารถในการต้านทานแรงกระทำของมวลหินซึ่งเรียกว่า ความสามารถในการรับกำลังแบกทาน (Bearing Capacity) หลักการในการคำนวณหากำลังแบกทานของหินนั้นโดยรวมมีความคล้ายคลึงกับการคำนวณกำลังแบกทานของฐานรากแผ่นที่วางบนดิน แต่ในกรณีของฐานรากแผ่นบนหินนั้นต้องคำนึงถึงคุณสมบัติความไม่ต่อเนื่องของมวลหิน ค่ากำลังแบกทานที่คำนวณได้ต้องมั่นใจว่าฐานรากจะไม่เกิดการแตกหักหรือขยายตัวภายในขอบเขตการกระจายแรง การคำนวณค่ากำลังแบกทานจะต้องคำนึงถึงปัจจัยทางธรณีวิทยาเช่น รอยแยก, รอยเลื่อน, อัตราการผุพังของหิน ระบายเอียงของการวางตัวหินฐานราก ลักษณะชั้นดิน ธารน้ำใต้ดิน เพื่อประกอบการพิจารณาค่าตัวแปรที่ใช้ในการคำนวณ หลักการในการคำนวณกำลังรับน้ำหนักของฐานรากแผ่นบนหินแสดงตามรูปที่ 50 สมการในการคำนวณค่ากำลังแบกทานของฐานรากแผ่นบนหินมีรายละเอียดดังนี้

Shallow Foundation on Rock Mass



รูปที่ 50 หลักการคำนวณค่ากำลังแบกทานของฐานรากแผ่นบนหิน

1. การคำนวณกำลังรับน้ำหนักของฐานรากแผ่นบนหินตามวิธีการที่แนะนำโดย Hoek & Brown (1988) การออกแบบฐานรากตื้นบนหินชั้นหิน ตามทฤษฎีของ Hoek and Brown จะให้ความสำคัญกับการแปลงค่า Uniaxial Compressive Strength of Intact Rock ที่ทดสอบได้เป็นค่า Uniaxial Compressive Strength of Rock mass โดยใช้ปัจจัยต่างๆในการวิเคราะห์ถึง 6 ปัจจัย มีความละเอียดกว่าทฤษฎีอื่นที่ใช้เพียงค่า RQD เท่านั้นเป็นเกณฑ์ใช้ในการแปลงค่า จึงเพิ่มความเชื่อมั่นให้กับผู้ออกแบบได้มาก หลักการในการคำนวณค่ากำลังแบกทานตามวิธีการนี้ประกอบด้วย การประมาณค่าตัวคูณลดค่ากำลังอัดของหิน (intact rock)

เพื่อแปลงค่าให้เป็นกำลังอัดของมวลหิน และคำนวณค่ากำลังแบกทานตามสมการที่ 8 โดยคำนึงถึงค่าตัวแปรของสัดส่วนและรูปทรงของฐานราก

$$q_u = C_{f1} \cdot s^{1/2} \cdot \sigma_{u(r)} [1 + (ms^{-1/2} + 1)^{1/2}] \quad (8)$$

C_{f1} = Correction factors for foundation shapes (Length, :width) ตารางที่ 3
 m, s = ค่าตัวแปรลดกำลัง จากการจำแนกชั้นคุณภาพหินของ Hock and Brown (รูปที่ 51)

$\sigma_{u(r)}$ = uniaxial compressive strength of the intact rock

ตารางที่ 3 Correction factors for foundation shapes (L=Length, B=width)

Foundation Shape	C_{f1}	C_{f2}
Strip (L/B>6)	1.0	1.0
Rectangular		
L/B = 2	1.12	0.9
L/B = 5	1.05	0.95
Square	1.25	0.85
Circular	1.2	0.7

ที่มา: Sowers (1970)

Table 3.7 Approximate relationship between rock mass quality and material constants (Hoek and Brown, 1988)

Empirical failure criterion:
 $\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sqrt{m\sigma_{u(r)}\sigma'_3 + s\sigma_{u(r)}^2}$
 σ'_1 = major principal effective stress
 σ'_3 = minor principal effective stress
 $\sigma_{u(r)}$ = uniaxial compressive strength of intact rock, and
m and *s* are empirical constants.

		CARBONATE ROCKS WITH WELL DEVELOPED CRYSTAL CLEAVAGE <i>dolomite, limestone and marble</i>	LITHIFIED ARGILLACEOUS ROCKS <i>mudstone, siltstone, shale and slate (normal to cleavage)</i>	ARENACEOUS ROCKS WITH STRONG CRYSTALS AND POORLY DEVELOPED CRYSTAL CLEAVAGE <i>sandstone and quartzite</i>	FINE GRAINED POLYMINERALIC IGNEOUS CRYSTALLINE ROCKS <i>andesite, dolerite, diabase and rhyolite</i>	COARSE GRAINED POLYMINERALIC IGNEOUS & METAMORPHIC CRYSTALLINE ROCKS <i>amphibolite, gabbro gneiss, granite, norite, quartz-diorite</i>
INTACT ROCK SAMPLES						
<i>Laboratory size specimens free from discontinuities</i>	<i>m</i>	7.00	10.00	15.00	17.00	25.00
	<i>s</i>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
*CSIR rating: RMR = 100 [†] NGI rating: Q = 500						
VERY GOOD QUALITY ROCK MASS						
<i>Tightly interlocking undisturbed rock with unweathered joints at 1–3 m</i>	<i>m</i>	2.40	3.43	5.14	5.82	8.56
	<i>s</i>	0.082	0.082	0.082	0.082	0.082
CSIR rating: RMR = 85 NGI rating: Q = 100						
GOOD QUALITY ROCK MASS						
<i>Fresh to slightly weathered rock, slightly disturbed with joints at 1–3 m</i>	<i>m</i>	0.575	0.821	1.231	1.395	2.052
	<i>s</i>	0.00293	0.00293	0.00293	0.00293	0.00293
CSIR rating: RMR = 65 NGI rating: Q = 10						
FAIR QUALITY ROCK MASS						
<i>Several sets of moderately weathered joints spaced at 0.3–1 m</i>	<i>m</i>	0.128	0.183	0.275	0.311	0.458
	<i>s</i>	0.00009	0.00009	0.00009	0.00009	0.00009
CSIR rating: RMR = 44 NGI rating: Q = 1						
POOR QUALITY ROCK MASS						
<i>Numerous weathered joints at 30–500 mm, some gouge. Clean compacted waste rock</i>	<i>m</i>	0.029	0.041	0.061	0.069	0.102
	<i>s</i>	0.000003	0.000003	0.000003	0.000003	0.000003
CSIR rating: RMR = 23 NGI rating: Q = 0.1						
VERY POOR QUALITY ROCK MASS						
<i>Numerous heavily weathered joints spaced <50 mm with gouge. Waste rock with fines</i>	<i>m</i>	0.007	0.010	0.015	0.017	0.025
	<i>s</i>	0.0000001	0.0000001	0.0000001	0.0000001	0.0000001
CSIR rating: RMR = 3 NGI rating: Q = 0.01						

*CSIR Council of Scientific and Industrial Research (Bieniawski, 1974).
[†]NGI Norwegian Geotechnical Institute (Barton *et al.*, 1974).

หมายเหตุ : RMR and Q = rock mass classification

รูปที่ 51 ความสัมพันธ์ของชั้นคุณภาพของมวลหินและค่าตัวแปร *m*, *s*

สรุป



การก่อสร้างอาคารขนาดใหญ่บนไหล่เขาจำเป็นต้องใช้ความใส่ใจมากเป็นพิเศษโดยเฉพาะอย่างยิ่งหากหินฐานรากเป็นแกรนิต จากการดำเนินงานที่เสนอมາทำให้สรุปได้ว่าถึงแม้ฐานรากเสาเข็มตอกจะมีความประหยัดแต่ได้ประสบปัญหาระหว่างการก่อสร้างมาก ทำให้ต้องติดตามแก้ไขฐานรากเกือบทุกฐาน อย่างไรก็ตามเมื่อแก้ปัญหาเป็นที่เรียบร้อยแล้วคุณภาพการรับน้ำหนักและการทรุดตัวอยู่ในเกณฑ์ที่ดี สำหรับเสาเข็มเจาะในหินพบว่ามีประสิทธิภาพดีทั้งด้านคุณสมบัติทางวิศวกรรมและการก่อสร้างแต่เนื่องจากมีราคาแพงกว่าเสาเข็มตอกมากจึงกำหนดให้ก่อสร้างเฉพาะในพื้นที่ที่จำเป็น อันได้แก่พื้นที่ที่มีความลาดเทของหินฐานรากมากที่สุดท้ายการก่อสร้างฐานรากแผ่นบนหินแกรนิตที่มีแนวรอยแตกที่มีการเอียงตัวและตัดกันเป็นลิ่มพบว่าประสบปัญหาในการตัดและทำให้ฐานรากเรียบ รูปที่ 42 แสดงสรุปประเภทฐานรากทั้งหมดที่ได้ดำเนินการในโครงการนี้

เอกสารอ้างอิง

1. วีรพงศ์ ขวัญแข็ง, ก่อโชค จันทรวงูร และ **สุทธิศักดิ์ ศรีลัมภ์**, 2551 “การควบคุมงานตอกเสาเข็มตามหลักสมดุลพลังงาน” การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 13
2. **สุทธิศักดิ์ ศรีลัมภ์**, ศิริชัย แก้วกิติคุณ และ เสวก จินโต, 2551 “การประยุกต์ใช้ระบบ GIS ในการวิเคราะห์ข้อมูลการก่อสร้างฐานรากเสาเข็มเจดีย์บูรพาฐิตวิริยาประชาสามัคคี วัดเขาสุกิม จังหวัดจันทบุรี” การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 13.