กระทรวงเกษตรและสหกรณ์

เอกสารเผยแพร่

เรื่อง

การปรับปรุงการจัดการน้ำใต้ดินเพื่อเพิ่มประสิทธิภาพงานก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำด้วยวิธีขุดระเบิด (Drill and Blast, D&B) โครงการเพิ่มปริมาณน้ำในอ่างเก็บน้ำเขื่อนแม่กวงอุดมธารา จังหวัดเชียงใหม่



สำนักงานก่อสร้างชลประทานขนาดใหญ่ที่ 1
สำนักพัฒนาแหล่งน้ำขนาดใหญ่

มีนาคม 2563

คำนำ

โครงการเพิ่มปริมาณน้ำในอ่างเก็บน้ำเขื่อนแม่กวงอุดมธารา จังหวัดเชียงใหม่ เป็นโครงการที่สร้างเสถียรภาพปริมาณน้ำในอ่างเก็บน้ำเขื่อนแม่งัดสมบูรณ์ชลและอ่างเก็บน้ำเขื่อนแม่กวงอุดมธารา ให้มีการบริหารจัดการน้ำในลุ่มน้ำแม่แตง – แม่งัด – แม่กวง อย่างมีประสิทธิภาพเพื่อตอบสนองความต้องการใช้น้ำเพื่อการเกษตรทั้งในฤดูฝนและฤดูแล้ง การอุปโภค – บริโภค และอุตสาหกรรมในพื้นที่จังหวัดเชียงใหม่และจังหวัดลำพูน รวมถึงการบรรเทาปัญหาอุทกภัยในเมืองเชียงใหม่ โดยคณะรัฐมนตรีได้มีมติเมื่อวันที่ 26 เมษายน 2554 อนุมัติให้กระทรวงเกษตรและสหกรณ์โดยกรมชลประทานเริ่มดำเนินโครงการ โดยมีระยะเวลาโครงการ 6 ปี (ปีงบประมาณ พ.ศ. 2555 – 2560) วงเงิน 15,000 ล้านบาท และเมื่อวันที่ 14 พฤศจิกายน 2560 คณะรัฐมนตรีมีมติขยายระยะเวลาโครงการเป็น 11 ปี (ปีงบประมาณ พ.ศ. 2555 – 2565) ภายใต้กรอบวงเงินเดิม เมื่อก่อสร้างโครงการแล้วเสร็จจะเพิ่มพื้นที่เพาะปลูกช่วงฤดูแล้งของพื้นที่ชลประทานโครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาเขื่อนแม่กวงอุดมธารา จากจำนวน 17,060 ไร่ เป็น 76,129 ไร่ ช่วยเหลือพื้นที่การเกษตรในโครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาแม่แตงในฤดูแล้ง จำนวน 14,500 ไร่ สนับสนุนน้ำเพื่อการบริโภค – อุปโภค การท่องเที่ยว และภาคอุตสาหกรรมในเขตพื้นที่จังหวัดเชียงใหม่และจังหวัดลำพูนปีละ 49.99 ล้านลูกบาศก์เมตร เพิ่มขีดความสามารถและประสิทธิภาพในการจัดการน้ำในลุ่มน้ำปิงตอนบน ด้วยระบบเตือนภัยน้ำท่วมและน้ำหลากที่เกิดขึ้นล่วงหน้า

การปรับปรุงการจัดการน้ำใต้ดินเพื่อเพิ่มประสิทธิภาพ งานก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำด้วยวิธีขุดระเบิด (Drill and Blast, D&B) เป็นการปรับปรุงการปฏิบัติงานอัดฉีดน้ำปูนล่วงหน้า (Advance Grouting) ของผู้รับจ้าง และการแก้ไขปัญหาการเลือกวิธีปฏิบัติงานอัดฉีดของผสม และปัญหาปริมาณงานการเบิกจ่ายเงินของงานอัดฉีดน้ำปูนล่วงหน้า ได้ศึกษาและใช้ความรู้ทางวิชาการและการบริหารสัญญารวมถึงหลักการบริหารงานหรือโครงการในการแก้ไขปัญหาที่เกิดขึ้น เพื่อวางแผนและกำหนดวิธีการแก้ไขปัญหาให้มีความถูกต้อง สามารถควบคุมปริมาณน้ำใต้ดินให้อยู่ในเกณฑ์ที่จะสามารถก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำได้อย่างต่อเนื่อง การเลือกใช้วิธีการการจัดการน้ำใต้ดินเป็นไปอย่างเหมาะสมตามสภาพของหินและน้ำใต้ดิน สร้างความเป็นธรรมและพิจารณาถึงประโยชน์ของทางราชการ ทำให้ช่วยประหยัดงบประมาณรวมถึงเมื่อแก้ไขปัญหาแล้วเสร็จงานก่อสร้างมีคุณภาพ มีความมั่นคงแข็งแรง ปลอดภัย และช่วยลดระยะเวลาก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำ เมื่อก่อสร้างโครงการแล้วเสร็จจะเป็นประโยชน์ตามวัตถุประสงค์ของโครงการต่อไป

เอกสารฉบับนี้จัดทำขึ้นเพื่อเป็นส่วนหนึ่งในเอกสารเผยแพร่แก่นักศึกษา และบุคคลทั่วไปที่สนใจเกี่ยวกับการแก้ไขปัญหางานก่อสร้าง ผู้จัดทำได้ศึกษา รวบรวม และจัดทำเอกสารเพื่อเป็นการปรับปรุงการจัดการน้ำใต้ดินเพื่อเพิ่มประสิทธิภาพ งานก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำด้วยวิธีขุดระเบิด (Drill and Blast, D&B) ดังกล่าว ซึ่งผู้จัดทำหวังว่าเอกสารเผยแพร่นี้จะเป็นประโยชน์ต่อการศึกษาและเพิ่มพูนทักษะความรู้สำหรับนักศึกษาตลอดจนผู้ที่สนใจเพื่อปรับใช้ให้เกิดประโยชน์และผลสำเร็จแก่งานก่อสร้างต่อไป

จิตะพล รอดพลอย

มีนาคม 2563

สารบัญ

บทที่ 1 บทนำ **หน้า**

1.1 ความเป็นมาของโครงการ 1-1

1.2 สภาพปัญหาและเหตุผลความจำเป็น 1-2

1.3 วัตถุประสงค์ของโครงการ 1-4

1.4 ที่ตั้งโครงการ 1-4

1.5 องค์ประกอบของโครงการ 1-6

1.5.1 อุโมงค์ส่งน้ำช่วงแม่แตง – แม่งัด 1-6

1.5.2 อุโมงค์ส่งน้ำช่วงแม่งัด – แม่กวง 1-13

1.5.3 ระบบท่อส่งน้ำแม่งัด – แม่แตง พร้อมอาคารประกอบ 1-17

1.5.4 งานปรับปรุงโครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาเขื่อนแม่กวงอุดมธารา 1-18

1.6 ผลประโยชน์ของโครงการ 1-18

1.7 ระยะเวลาดำเนินการโครงการ 1-20

บทที่ 2 วิธีก่อสร้างและความก้าวหน้าการดำเนินงาน

2.1 วิธีก่อสร้างและความก้าวหน้าการดำเนินงาน 2-1

2.2 ขั้นตอนและรายละเอียดการทำงาน 2-3

2.3 ความก้าวหน้างานก่อสร้างโครงการ 2-16

2.3.1 งานจ้างก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำและอาคารประกอบ พร้อมส่วนประกอบอื่น อุโมงค์ส่งน้ำช่วงแม่งัด – แม่กวง 2-16

2.3.2 งานจ้างที่ปรึกษาควบคุมงานก่อสร้าง 2-17

2.3.3 งานจ้างก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำและอาคารประกอบ พร้อมส่วนประกอบอื่น อุโมงค์ส่งน้ำช่วงแม่แตง – แม่งัด 2-18

2.3.4 งานจ้างที่ปรึกษาควบคุมงานก่อสร้าง 2-19

2.4 ความก้าวหน้าการขออนุญาตใช้พื้นที่ 2-20

2.4.1 พื้นที่ในเขตพื้นที่ป่าสงวนแห่งชาติ 2-20

2.4.2 พื้นที่ในเขตอุทยานแห่งชาติศรีลานนา 2-21

2.5 ความก้าวหน้าด้านการจัดหาที่ดิน 2-23

2.5.1 ที่ดินมีเอกสารสิทธิ 2-23

2.5.2 ที่ดินไม่มีเอกสารสิทธิ 2-26

สารบัญ (ต่อ)

หน้า

บทที่ 3 ความรู้ทางวิชาการหรือแนวคิดที่ใช้ในการดำเนินการ

3.1 ความรู้ทางวิชาการของงานอัดฉีดน้ำปูน 3-1

3.2 หลักเกณฑ์พิจารณาการปฏิบัติงานอัดฉีดน้ำปูน 3-1

3.3 การปฏิบัติงานอัดฉีดน้ำปูน 3-2

3.3.1 การเจาะ (Drilling) 3-2

3.3.2 การอัดฉีดด้วยน้ำปูน 3-7

3.3.3 การอัดฉีดด้วยสารเคมี 3-16

บทที่ 4 ความสำคัญของปัญหาและการดำเนินงานที่ผ่านมา

4.1 ความสำคัญของปัญหา 4-1

4.2 การดำเนินงานที่ผ่านมา 4-7

4.2.1 ปัญหาการขุดระเบิดอุโมงค์ส่งน้ำผ่านโพรงหินปูนของอุโมงค์ส่งน้ำ ช่วงแม่แตง - แม่งัด สัญญาที่ 1 4-8

บทที่ 5 ปัญหาอุปสรรคและแนวทางการแก้ไขปัญหา

5.1 ปัญหาการขุดระเบิดอุโมงค์ส่งน้ำลอดอ่างเก็บน้ำห้วยแม่ประจุ๋ม งานอุโมงค์ส่งน้ำช่วงแม่งัด - แม่กวง และอาคารประกอบ สัญญาที่ 1 5-1

5.1.1 สภาพปัญหา 5-2

5.1.2 การศึกษา วิเคราะห์ข้อมูลเพื่อแก้ไขปัญหา 5-4

5.1.3 การแก้ไขปัญหา 5-29

บทที่ 6 ผลสำเร็จ จุดเด่นของผลงานและการศึกษางานตามแผนงานต่อไป

6.1 ผลสำเร็จของผลงาน 6-1

6.2 จุดเด่นของผลงาน 6-4

6.2.1 การปรับปรุงการปฏิบัติงาน Advance Grouting 6-4

6.2.2 การปรับปรุงการปฏิบัติงานดีขึ้น Advance Grouting 6-4

6.2.3 สร้างความชัดเจนในแนวทางหรือวิธีปฏิบัติงานอัดฉีดน้ำปูนเพิ่มคุณภาพมวลหิน 6-4

6.2.4 สามารถประหยัดงบประมาณในการเบิกจ่าย Sodium Silicate และค่าสูบน้ำตามสัญญา 6-4

6.3 การศึกษางานที่อยู่ระหว่างดำเนินการ หรืองานตามแผนงานต่อไป 6-5

6.3.1 การขุดระเบิดอุโมงค์ส่งน้ำลอดผ่านแม่น้ำปิงของอุโมงค์ส่งน้ำ ช่วงแม่แตง – แม่งัด สัญญาที่ 2 ช่วง กม.13+668.465 ถึง กม.15+717.652 6-5

สารบัญ (ต่อ)

ภาคผนวก

ภาคผนวก ก. ตารางรายละเอียดการคำนวณปริมาณงาน Advance และ Consolidation Grouting

ภาคผนวก ข. Mae – Ngad Mae – Kung Tunnel Project Detailed Design Stage

ภาคผนวก ค. เอกสารการทำงาน (Method statement) งานอัดฉีดน้ำปูนล่วงหน้า (Advance Grouting) บริเวณช่องลอดผ่านอ่างเก็บน้ำห้วยแม่ประจุ๋ม ช่วง กม.6+480 ถึง กม.6+260

ภาคผนวก ง. การฝึกอบรมเชิงปฏิบัติการ เพื่อการปรับปรุงการปฏิบัติงานอัดฉีดของผสม (Grouting)

สารบัญรูป

		หน้า
รูปที่ 1 - 1	แผนภาพการไหลของน้ำในลุ่มน้ำปิงตอนบนกรณีมีโครงการ	1-3
รูปที่ 1 - 2	แผนที่แสดงที่ตั้งโครงการ	1-5
รูปที่ 1 - 3	แนวอุโมงค์ส่งน้ำช่วงแม่แตง - แม่งัด	1-6
รูปที่ 1 - 4	ภาพจำลองประตูระบายน้ำแม่ตะมานและอาคารประกอบ	1-7
รูปที่ 1 - 5	ภาพจำลองอุโมงค์ลอดแม่น้ำปิงและอาคารสูบน้ำ	1-10
รูปที่ 1 - 6	ภาพจำลองอาคารระบายน้ำท้ายอุโมงค์ส่งน้ำแม่แตง - แม่งัด	1-11
รูปที่ 1 - 7	ภาพจำลองการจัดภูมิทัศน์บริเวณพื้นที่จัดการวัสดุขุดจากอุโมงค์ฝั่งแม่แตง - แม่งัด	1-12
รูปที่ 1 - 8	ภาพจำลองแนวอุโมงค์ส่งน้ำแม่งัด - แม่กวง	1-13
รูปที่ 1 - 9	ภาพจำลองอาคารรับน้ำ	1-15
รูปที่ 1 - 10	ภาพจำลองอาคารจ่ายน้ำ	1-16
รูปที่ 1 - 11	ภาพจำลองการจัดภูมิทัศน์บริเวณพื้นที่จัดการวัสดุขุดจากอุโมงค์ฝั่งแม่งัด - แม่กวง	1-17
รูปที่ 1 - 12	แผนที่แสดงแนวระบบท่อส่งน้ำแม่งัด - แม่แตง	1-17
รูปที่ 1 - 13	แผนที่แสดงเขตโครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาเขื่อนแม่กวงอุดมธารา	1-18
รูปที่ 1 - 14	แผนที่แสดงโครงการเพิ่มปริมาณน้ำในอ่างเก็บน้ำเขื่อนแม่กวงอุดมธารา	1-19
รูปที่ 2 - 1	แผนที่ทางธรณีวิทยา	2-3
รูปที่ 2 - 2	การสำรวจรังวัดแนวอุโมงค์	2-4
รูปที่ 2 - 3	แสดงรายละเอียดการเจาะระเบิด Support Class A-D	2-4
รูปที่ 2 - 4	แสดงลำดับการจุดระเบิด และปริมาณระเบิดที่ใช้แต่ละช่วงเวลาหน่วงของการจุดระเบิด Support Class A-D	2-5
รูปที่ 2 - 5	จำนวนหลุมและปริมาณวัตถุระเบิดแยกตามส่วนของรูปอุโมงค์	2-5
รูปที่ 2 - 6	การเจาะรูระเบิด	2-6
รูปที่ 2 - 7	การระเบิด	2-6
รูปที่ 2 - 8	ระบบระบายอากาศภายในอุโมงค์	2-7
รูปที่ 2 - 9	Nomogram ประกอบการคำนวณขนาดกำลังของพัดลมและท่อลม สำหรับระบายอากาศในอุโมงค์	2-8
รูปที่ 2 - 10	รายการคำนวณระบบระบายอากาศในอุโมงค์	2-9

สารบัญรูป (ต่อ)

		หน้า
รูปที่ 2 - 11	การเคลียร์หินหลวมหลังการระเบิด	2-10
รูปที่ 2 - 12	เครื่องจักรเครื่องมือที่ใช้ขนหินออกจากอุโมงค์	2-10
รูปที่ 2 - 13	การติดตั้งค้ำยันงานเหล็กโค้ง (Steel Arch)	2-11
รูปที่ 2 - 14	ภาพหน้าตัดค้ำยัน ระยะขุดระเบิด และปริมาณค้ำยันประเภท A-D	2-12
รูปที่ 2 - 15	ขั้นตอนการขุดระเบิดอุโมงค์ D&B (Drill and Blast)	2-12
รูปที่ 2 - 16	การติดตั้งระบบตรวจวัดพฤติกรรมอุโมงค์	2-13
รูปที่ 2 - 17	อัตราการทำงานในอุโมงค์โดยเฉลี่ย	2-14
รูปที่ 2 - 18	Cycle Time Support Class A-D (กรณีใช้ตะแกรงเหล็ก)	2-15
รูปที่ 2 - 19	แสดง % Cycle Time Support Class A-D (กรณีใช้ตะแกรงเหล็ก)	2-15
รูปที่ 2 - 20	ลักษณะงานและรายละเอียดสัญญาอุโมงค์ส่งน้ำช่วงแม่งัด - แม่กวง	2-17
รูปที่ 2 - 21	ลักษณะงานและรายละเอียดสัญญาอุโมงค์ส่งน้ำช่วงแม่แตง-แม่งัด	2-19
รูปที่ 2 - 22	ขอบเขตพื้นที่ป่าไม้ประเภทต่างๆ ในบริเวณโครงการ	2-20
รูปที่ 3 - 1	เครื่องเจาะหิน Crilling Jumbo Altas Copco Rocket Boomer	3-2
รูปที่ 3 - 2	หัวเจาะเพชรแบบหมุน	3-5
รูปที่ 3 - 3	หัวเจาะกระแทก Button Type	3-6
รูปที่ 3 - 4	ปั๊มแบบ Piston และแบบ Plunger	3-9
รูปที่ 3 - 5	หลักการของ Packer	3-10
รูปที่ 3 - 6	การทำงานของ Expansion Packer	3-11
รูปที่ 3 - 7	Hydraulic Packer	3-11
รูปที่ 3 - 8	วิธีการอัดฉีดแบบ Single Stage	3-13
รูปที่ 3 - 9	วิธีการอัดฉีดแบบ Downstage Grouting	3-14
รูปที่ 3 - 10	วิธีการอัดฉีดแบบ Upstage Grouting	3-14
รูปที่ 4 - 1	แสดงงานขุดระเบิดอุโมงค์ D&B งานก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำ ช่วงแม่แตง - แม่งัด สัญญาที่ 1	4-8
รูปที่ 4 - 2	แบบก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำและอาคารประกอบ พร้อมส่วนประกอบอื่น อุโมงค์ส่งน้ำช่วงแตง - แม่งัด กม.0+000 ถึง กม.6+500	4-9
รูปที่ 4 - 3	น้ำใต้ดินที่มีแรงดันสูงพุ่งออกมาที่ กม.3+016.500 วันที่ 5 ถึง 6 กันยายน 2561	4-10
รูปที่ 4 - 4	น้ำใต้ดินพุ่งออกมาขณะเจาะสำรวจล่วงหน้ากม.3+016.500 วันที่ 5-6 ก.ย.2561	4-11

สารบัญรูป (ต่อ)

		หน้า
รูปที่ 4 - 5	สภาพน้ำท่วมภายในอุโมงค์เข้า - ออก หมายเลข 1 เนื่องมาจากน้ำใต้ดินแรงดันสูง	4-11
รูปที่ 4 - 6	สภาพน้ำท่วมภายในอุโมงค์เข้า - ออก หมายเลข 1 เนื่องมาจากน้ำใต้ดินแรงดันสูง (ต่อ)	4-12
รูปที่ 4 - 7	สภาพน้ำท่วมภายในอุโมงค์เข้า - ออก หมายเลข 1 เนื่องมาจากน้ำใต้ดินแรงดันสูง (ต่อ)	4-12
รูปที่ 4 - 8	การสำรวจล่วงหน้าและตรวจสอบปริมาณการไหลและแรงดันของน้ำใต้ดิน	4-13
รูปที่ 4 - 9	รูปตัดขวางและรูปตัดตามแนวอุโมงค์ของหลุมเจาะสำรวจล่วงหน้า	4-14
รูปที่ 4 - 10	รูปตัดขวางหลุมอัดฉีดและรูปตัดตามแนวอุโมงค์การเจาะและอัดฉีดของผสมล่วงหน้า ความลึก 3 เมตร ทำมุม 15 องศา กับแนวอุโมงค์	4-14
รูปที่ 4 - 11	รูปตัดขวางหลุมอัดฉีดและรูปตัดตามแนวอุโมงค์การเจาะและอัดฉีดของผสมล่วงหน้า ความลึก 6 เมตร ทำมุม 11.3 องศา กับแนวอุโมงค์	4-15
รูปที่ 4 - 12	อุปกรณ์ลดแรงดันน้ำ (Blow Out Prevention: BOP)	4-16
รูปที่ 4 - 13	การอัดฉีดของผสมผ่านอุปกรณ์ลดแรงดันน้ำ	4-16
รูปที่ 4 - 14	การระบายน้ำใต้ดินเพื่อลดแรงดันน้ำผ่านอุปกรณ์ลดแรงดันน้ำ	4-17
รูปที่ 4 - 15	การติดตั้งอุปกรณ์ลดแรงดันน้ำ โดยใช้รถเจาะช่วยดัน	4-17
รูปที่ 4 - 16	การอัดฉีดของผสมผ่านอุปกรณ์สำเร็จ	4-18
รูปที่ 4 - 17	รูปตัดขวางหลุมอัดฉีดและรูปตัดตามแนวอุโมงค์การเจาะและอัดฉีดของผสมล่วงหน้า ความลึก 9 เมตร ทำมุม 10.1 องศา กับแนวอุโมงค์	4-18
รูปที่ 4 - 18	รูปตัดตามแนวอุโมงค์เมื่อขุดระเบิดและติดตั้งค้ำยันระยะทาง 3 เมตร	4-19
รูปที่ 4 - 19	การติดตั้งค้ำยันชนิด R-E ในช่วงที่ใกล้จะถึงและช่วงของโพรงหินปูน	4-19
รูปที่ 4 - 20	รูปตัดขวางแนวอุโมงค์ที่ได้ทำการอัดฉีดของผสมล่วงหน้า	4-20
รูปที่ 4 - 21	รูปตัดตามแนวอุโมงค์ที่ได้ทำการอัดฉีดของผสมล่วงหน้า	4-20
รูปที่ 5 - 1	แสดงตำแหน่งรอยเลื่อนที่พาดผ่านบริเวณอ่างเก็บน้ำห้วยแม่ประจุ๋ม	5-1
รูปที่ 5 - 2	ปริมาณน้ำที่ไหลเข้ามาในอุโมงค์ปริมาณที่สูง กม.6+475	5-3
รูปที่ 5 - 3	ปริมาณน้ำที่ไหลเข้ามาในอุโมงค์ปริมาณที่สูง กม.6+467.50	5-3
รูปที่ 5 - 4	แผนที่รูปตัดทางธรณีวิทยาตามแนวอุโมงค์ส่งน้ำช่วงแม่งัด - แม่กวง กม.0+000 ถึง กม.12+000	5-6
รูปที่ 5 - 5	แบบก่อสร้างตามสัญญางานอุโมงค์ส่งน้ำ ช่วงแม่งัด - แม่กวง กม.0+000 ถึง กม.12+000	5-7
รูปที่ 5 - 6	เกณฑ์กำหนดในการคำนวณปริมาณงานอัดฉีดน้ำปูนเพิ่มคุณภาพมวลหิน	5-9

สารบัญรูป (ต่อ)

		หน้า
รูปที่ 5 - 7	เกณฑ์กำหนดในการคำนวณปริมาณงานอัดฉีดของผสมล่วงหน้า	5-10
รูปที่ 5 - 8	รายการรายละเอียดด้านวิศวกรรม ข้อกำหนดงาน Consolidation Grouting และงาน Advance Grouting	5-11
รูปที่ 5 - 9	ข้อความสำคัญงาน Consolidation Grouting และงาน Advance Grouting	5-12
รูปที่ 5 - 10	การวัดปริมาณงานและการจ่ายงาน Consolidation Grouting และงาน Advance Grouting ที่ระบุในรายการรายละเอียดด้านวิศวกรรม ตามสัญญา	5-13
รูปที่ 5 - 11	การวัดปริมาณงานและการจ่ายงาน Consolidation Grouting	5-14
รูปที่ 5 - 12	เวลาการแข็งตัวของการผสม Cement และ Sodium Silicate	5-16
รูปที่ 5 - 13	ตัวอย่าง ใบรับรองสินค้าของผู้ผลิตและจำหน่ายในประเทศไทย	5-17
รูปที่ 5 - 14	ปริมาณงาน Consolidation Grouting (หน่วย : เมตร) และงานอื่นๆ ตามรายงาน Tender Design	5-18
รูปที่ 5 - 15	Method Statement งานอัดฉีดน้ำปูนล่วงหน้าของผู้รับจ้าง	5-20
รูปที่ 5 - 16	วิธีอัดฉีดของผสม Multi-Stage Grouting แบบ Upstage Grouting	5-21
รูปที่ 5 - 17	วิธีอัดฉีดของผสม Multi-Stage Grouting แบบ Downstage Grouting	5-21
รูปที่ 5 - 18	การใช้ Stand Pipe กรณีหินไม่ดีหลุมเจาะไม่แข็งแรง	5-22
รูปที่ 5 - 19	งานอัดฉีดน้ำปูนล่วงหน้าบริเวณช่วง กม.6+434.5 ถึง กม.6+431.5	5-23
รูปที่ 5 - 20	งานอัดฉีดน้ำปูนล่วงหน้าบริเวณช่วง กม.6+430	5-23
รูปที่ 5 - 21	งานอัดฉีดน้ำปูนล่วงหน้าช่วง กม.6+232 , กม.6+230.5,กม.6+229 และ กม.6+226	5-24
รูปที่ 5 - 22	งานอัดฉีดน้ำปูนล่วงหน้าบริเวณช่วง กม.6+416.5 ถึง กม. 6+412	5-24
รูปที่ 5 - 23	Modified Stages Grouting ของผู้รับจ้าง	5-26
รูปที่ 5 - 24	แสดงวิธีการอัดฉีดของผสม Modified-Stages	5-26
รูปที่ 5 - 25	การต่อท่ออัดฉีดของผสมที่ปฏิบัติงานจริงของผู้รับจ้าง	5-27
รูปที่ 5 - 26	การอุดตันของสารผสมภายในหลุมอัดฉีดของผสม	5-27
รูปที่ 5 - 27	ของผสมที่อัดฉีดไหลย้อนออกมาบริเวณ กม.6+059	5-28
รูปที่ 5 - 28	ปริมาณน้ำใต้ดินเมื่อผู้รับจ้างอัดฉีดน้ำปูนล่วงหน้า กม.6+059	5-29
รูปที่ 5 - 29	การปรับปรุงวิธีปฏิบัติงาน Advance Grouting กม.6+059	5-31
รูปที่ 5 - 30	ผลการปรับปรุง Advance Grouting ครั้งที่ 2 (Secondary Stage) กม.6+059	5-32
รูปที่ 5 - 31	การบรรยายทางทฤษฎีการอบรมเชิงปฏิบัติการงานอัดฉีดของผสม	5-33
รูปที่ 5 - 32	การบรรยายทางทฤษฎีการอบรมเชิงปฏิบัติการงานอัดฉีดของผสม (ต่อ)	5-33
รูปที่ 5 - 33	การอบรมเชิงปฏิบัติการภาคสนาม	5-34

สารบัญรูป (ต่อ)

		หน้า
รูปที่ 5 - 34	การอบรมเชิงปฏิบัติการภาคสนาม (ต่อ)	5-34
รูปที่ 5 - 35	Modified Grout Pipe Method	5-36
รูปที่ 5 - 36	แผนงาน Advance Grouting กม.5+960	5-37
รูปที่ 5 - 37	Casing, Mechanic Packer and Grout Pipe Method	5-37
รูปที่ 5 - 38	Casing, Mechanic Packer and Grout Pipe Method (ต่อ)	5-38
รูปที่ 5 - 39	ใบรับรองสินค้าของผู้ผลิตและจำหน่าย Sodium Silicate	5-46
รูปที่ 5 - 40	แสดงการใช้อัตราส่วนผสม งานอัดฉีดของผสม (Grouting)	5-50
รูปที่ 5 - 41	การประชุมหารือแก้ไขปัญหาการเลือกวิธีปฏิบัติงาน Grouting และปัญหาปริมาณงานรายการงาน Advance Grouting	5-53
รูปที่ 6 - 1	การเจาะสำรวจล่วงหน้า (Probe Ahead Drilling)	6-6
รูปที่ 6 - 2	สภาพธรณีทั่วไปของที่ตั้งโครงการ	6-7
รูปที่ 6 - 3	วิธีบรรจุระเบิดแบบรูเว้นรู บริเวณหลังคาอุโมงค์	6-8
รูปที่ 6 - 4	การระเบิดแบบตัดหน้าเรียบ (Smooth Blasting) บริเวณหลังคาอุโมงค์	6-9
รูปที่ 6 - 5	ตัวอย่างแผนผังการวางลำดับการระเบิดอุโมงค์	6-10
รูปที่ 6 - 6	แบบก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำและอาคารประกอบ พร้อมส่วนประกอบอื่น อุโมงค์ช่วงลอดแม่น้ำปิง	6-12
รูปที่ 6 - 7	แสดงลักษณะงานอัดฉีดน้ำปูนระหว่างดาดคอนกรีตและหิน (Contact Grouting)	6-13
รูปที่ 6 - 8	แสดงลักษณะงานอัดฉีดน้ำปูนเพิ่มคุณภาพมวลหิน (Consolidation Grouting) และงานอัดฉีดน้ำปูนล่วงหน้า (Advance Grouting) และลักษณะรูปแบบงานอัดฉีดของผสม	6-14

สารบัญตาราง

		หน้า
ตารางที่ 2 - 1	แสดงรายการวัสดุ อุปกรณ์ในการทำงานอุโมงค์	2-1
ตารางที่ 2 - 2	แสดงรายการเครื่องมือ เครื่องจักรในการทำงานอุโมงค์	2-1
ตารางที่ 2 - 3	แสดงรายการเจ้าหน้าที่ และบุคลากรในการทำงานอุโมงค์	2-2
ตารางที่ 4 - 1	ราคาค่างานอัดฉีดของผสม (Grouting) เทียบกับราคาค่าก่อสร้าง งานก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำ และอาคารประกอบ ช่วงแม่แตง - แม่งัด สัญญาที่ 1	4-3
ตารางที่ 4 - 2	ราคาค่างานอัดฉีดของผสม (Grouting) เทียบกับราคาค่าก่อสร้าง งานก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำ และอาคารประกอบ ช่วงแม่แตง - แม่งัด สัญญาที่ 2	4-4
ตารางที่ 4 - 3	ราคาค่างานอัดฉีดของผสม (Grouting) เทียบกับราคาค่าก่อสร้าง งานก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำ และอาคารประกอบ ช่วงแม่งัด - แม่กวง สัญญาที่ 1	4-5
ตารางที่ 4 - 4	ราคาค่างานอัดฉีดของผสม (Grouting) เทียบกับราคาค่าก่อสร้าง งานก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำ และอาคารประกอบ ช่วงแม่งัด - แม่กวง สัญญาที่ 2	4-6
ตารางที่ 5 - 1	แสดงปริมาณวัสดุของผสมตามรายงานความก้าวหน้าประจำเดือน (กบ.1)	5-25
ตารางที่ 5 - 2	ปริมาณวัสดุของผสมงาน Advance Grouting ก่อนและหลังปรับปรุงการปฏิบัติงาน	5-43
ตารางที่ 5 - 3	แสดงปริมาณงานการใช้ Sodium Silicate ตามรายงานสำรวจ - ออกแบบ และบริเวณที่ผู้รับจ้างใช้ปฏิบัติงานจริง งาน Advance Grouting และ Consolidation Grouting	5-44
ตารางที่ 5 - 4	แสดงตัวอย่างวิธีคิดการปรับลดตามรายงานความก้าวหน้าประจำเดือน (กบ.1) ครั้งที่ 38	5-48
ตารางที่ 5 - 5	ปริมาณ Sodium Silicate ที่ปรับค่าตามรายงาน กบ.1 ครั้งที่ 36 ถึง 52	5-52
ตารางที่ 6 - 1	ตารางสรุปรายการและปริมาณงานตามรายงานความก้าวหน้าประจำเดือน (กบ.1) ครั้งที่ 52	6-3

สารบัญกราฟ

		หน้า
กราฟที่ 5 - 1	แสดงความก้าวหน้างานขุดระเบิดอุโมงค์ส่งน้ำฝั่งเหนือน้ำ ตามรายงานความก้าวหน้าประจำเดือน (กบ.1) ครั้งที่ 50 - 52	5-39
กราฟที่ 5 - 2	แสดงความก้าวหน้างานขุดระเบิดอุโมงค์ส่งน้ำฝั่งท้ายน้ำ ตามรายงานความก้าวหน้าประจำเดือน (กบ.1) ครั้งที่ 50 – 52	5-40
กราฟที่ 6 - 1	ปริมาณการใช้วัสดุของผสมตามที่ปฏิบัติงานจริงภายในช่วงความก้าวหน้าประจำเดือน (กบ.1) ครั้งที่ 36 ถึง 52	6-1

บทที่ 1

บทนำ

1.1 ความเป็นมาของโครงการ

กระทรวงเกษตรและสหกรณ์ โดยกรมชลประทานได้พัฒนาแหล่งน้ำขนาดใหญ่ในลุ่มน้ำแม่ปิง ซึ่งเป็น 1 ใน 25 ลุ่มน้ำหลักของประเทศไทยมาอย่างต่อเนื่อง โดยในการดำเนินการที่ผ่านมาได้มีการก่อสร้างโครงการชลประทานในลำน้ำสาขาของลุ่มน้ำปิง บริเวณจังหวัดเชียงใหม่ เพื่อใช้เป็นแหล่งน้ำต้นทุนสนับสนุนพื้นที่การเกษตรในเขตจังหวัดเชียงใหม่และพื้นที่ใกล้เคียง จำนวน 3 โครงการ ได้แก่

(1.1) ฝายแม่แตงและระบบส่งน้ำ ก่อสร้างแล้วเสร็จในปี พ.ศ. 2516 ปริมาณน้ำไหลผ่านฝายสูงสุด 700 ลูกบาศก์เมตรต่อวินาที สามารถส่งน้ำให้พื้นที่ชลประทานรวม 148,000 ไร่

(1.2) เขื่อนแม่งัดสมบูรณ์ชลและระบบส่งน้ำ ก่อสร้างแล้วเสร็จในปี พ.ศ. 2528 มีความจุอ่างเก็บน้ำ 265 ล้านลูกบาศก์เมตร สามารถส่งน้ำให้พื้นที่ชลประทานรวม 188,000 ไร่

(1.3) เขื่อนแม่กวงอุดมธาราและระบบส่งน้ำ ก่อสร้างแล้วเสร็จในปี พ.ศ. 2536 มีความจุอ่างเก็บน้ำ 263 ล้านลูกบาศก์เมตร สามารถส่งน้ำให้พื้นที่ชลประทานรวม 175,000 ไร่

แต่เนื่องจากในปัจจุบัน การเติบโตด้านการท่องเที่ยว ภาคอุตสาหกรรม และการขยายตัวของชุมชนในพื้นที่อำเภอเมือง จังหวัดเชียงใหม่ และจังหวัดลำพูน เป็นไปอย่างรวดเร็ว รวมทั้งมีการเปลี่ยนแปลงการใช้ที่ดินในพื้นที่ชลประทานโครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาเขื่อนแม่กวงอุดมธารา และพื้นที่โดยรอบส่งผลให้มีความต้องการใช้น้ำในปริมาณที่สูงกว่าปริมาณน้ำต้นทุนในอ่างเก็บน้ำเขื่อนแม่กวงอุดมธารา ทำให้เกิดปัญหาการขาดแคลนน้ำและมีแนวโน้มว่าจะรุนแรงยิ่งขึ้นในอนาคต

กรมชลประทานจึงได้พิจารณาแนวทางการแก้ไขปัญหาที่เกิดขึ้น โดยได้ศึกษาความเหมาะสมและผลกระทบสิ่งแวดล้อม โครงการเพิ่มปริมาณน้ำในอ่างเก็บน้ำเขื่อนแม่กวงอุดมธารา ซึ่งมีแนวทางการดำเนินการโดยผันน้ำจากลำน้ำแม่แตงและอ่างเก็บน้ำเขื่อนแม่งัดสมบูรณ์ชลไปยังอ่างเก็บน้ำเขื่อนแม่กวงอุดมธารา โดยการก่อสร้างประตูระบายน้ำปิดกั้นลำน้ำแม่แตงที่บ้านแม่ตะมาน ตำบลกื้ดช้าง อำเภอแม่แตง จังหวัดเชียงใหม่ และก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำจากลำน้ำแม่แตงมาเขื่อนแม่งัดสมบูรณ์ชล เพื่อที่จะผันน้ำส่วนที่เกินความต้องการใช้น้ำในช่วงฤดูฝนของทุกปี เฉลี่ย 113 ล้านลูกบาศก์เมตรต่อปี จากนั้นทำการก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำเชื่อมต่อระหว่างอ่างเก็บน้ำเขื่อนแม่งัดสมบูรณ์ชลและอ่างเก็บน้ำเขื่อนแม่กวงอุดมธาราเพื่อผันน้ำจากอ่างเก็บน้ำเขื่อนแม่งัดสมบูรณ์ชลในช่วงฤดูฝนซึ่งมีปริมาณน้ำเกินความต้องการเฉลี่ย 47 ล้านลูกบาศก์เมตรต่อปี รวมเป็นปริมาณน้ำ 160 ล้านลูกบาศก์เมตรต่อปี ไปยังอ่างเก็บน้ำเขื่อนแม่กวงอุดมธารา

เขื่อนแม่กวงอุดมธารา มีขนาดพื้นที่รับน้ำฝนครอบคลุม 569 ตารางกิโลเมตร มีปริมาณน้ำท่าไหลลงอ่างเก็บน้ำเฉลี่ยปีละ 202 ล้านลูกบาศก์เมตร มีความจุ 263 ล้านลูกบาศก์เมตร เพื่อส่งน้ำให้พื้นที่ชลประทาน 175,000 ไร่ ตลอดจนเป็นแหล่งน้ำต้นทุนเพื่อการอุปโภค - บริโภค อุตสาหกรรม และการท่องเที่ยวในเขตท้องที่จังหวัดเชียงใหม่และจังหวัดลำพูน ซึ่งจากการขยายตัวของชุมชนการท่องเที่ยว การขยายตัวทางเศรษฐกิจ รวมถึงการเติบโตของภาคอุตสาหกรรม ทำให้มีการเปลี่ยนแปลงการใช้ที่ดิน

เพื่อการเกษตรและการใช้น้ำในกิจกรรมต่างๆเป็นอย่างมาก เป็นเหตุให้มีความต้องการใช้น้ำสูงกว่าปริมาณน้ำต้นทุนในอ่างเก็บน้ำ ประกอบกับปริมาณน้ำท่าไหลเข้าอ่างเก็บน้ำในแต่ละปีมีความผันแปรเป็นอย่างมาก อยู่ระหว่าง 97 - 265 ล้านลูกบาศก์เมตร ซึ่งสาเหตุหนึ่งมาจากการใช้น้ำในพื้นที่ต้นน้ำเพิ่มมากขึ้นและมีการบุกรุกทำลายพื้นที่ป่าต้นน้ำลำธาร ทำให้ปัจจุบันเกิดปัญหาการขาดแคลนน้ำและมีแนวโน้มว่าจะทวีความรุนแรงยิ่งขึ้นในอนาคต

เพื่อเป็นการแก้ไขปัญหาดังกล่าว กรมชลประทาน จึงได้จ้างบริษัทที่ปรึกษาทำการศึกษาความเหมาะสมและผลกระทบสิ่งแวดล้อม โครงการเพิ่มปริมาณน้ำในอ่างเก็บน้ำเขื่อนแม่กวงอุดมธารา ได้ดำเนินการแล้วเสร็จเมื่อวันที่ 12 กรกฎาคม 2545 ซึ่งผลจากการศึกษาพบว่า โครงการมีความเหมาะสมที่จะดำเนินการต่อไป

ทั้งนี้ การผันน้ำระหว่างอ่างเก็บน้ำทั้งสองช่วงเป็นการผันน้ำโดยใช้หลักการแรงโน้มถ่วง (Gravity) ซึ่งพื้นที่ก่อสร้างประตูระบายน้ำแม่ตะมาน อาคารรับน้ำเข้าอุโมงค์ส่งน้ำและอาคารประกอบตลอดจนถนนบำรุงรักษาประตูระบายน้ำแม่ตะมาน อยู่ในพื้นที่ลุ่มน้ำชั้นที่ 1 และแนวอุโมงค์ส่งน้ำบางส่วนลอดใต้พื้นที่ลุ่มน้ำชั้นที่ 1 ซึ่งคณะกรรมการสิ่งแวดล้อมแห่งชาติ ได้มีมติในการประชุมครั้งที่ 1/2554 เมื่อวันที่ 17 กุมภาพันธ์ 2554 เห็นชอบรายงานการวิเคราะห์ผลกระทบสิ่งแวดล้อม โครงการเพิ่มปริมาณน้ำในอ่างเก็บน้ำเขื่อนแม่กวงอุดมธารา จังหวัดเชียงใหม่ แล้วทำให้โครงการมีความเหมาะสมและความพร้อมที่จะเริ่มดำเนินการก่อสร้าง

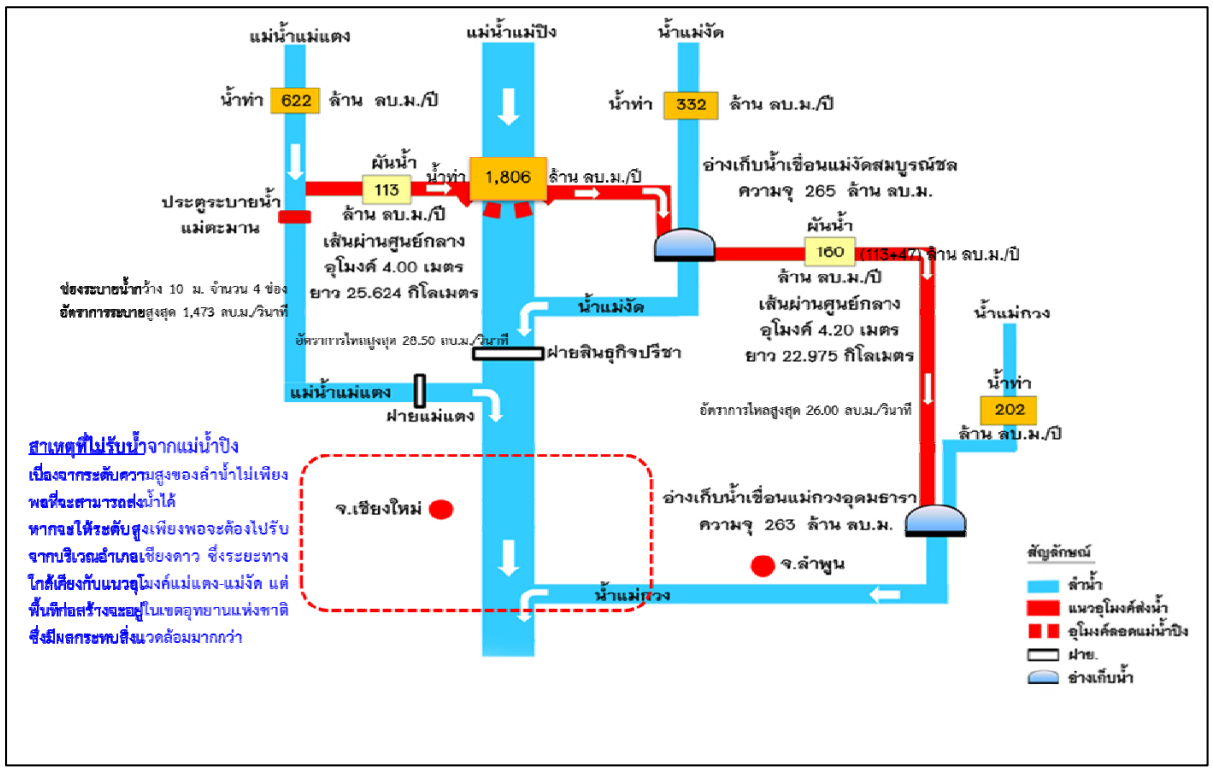
คณะรัฐมนตรีได้มีมติเมื่อวันที่ 26 เมษายน 2554 อนุมัติในหลักการตามที่กระทรวงเกษตรและสหกรณ์เสนอ และให้กระทรวงเกษตรและสหกรณ์ (กรมชลประทาน) และหน่วยงานที่เกี่ยวข้องดำเนินการให้ถูกต้องตามข้อกฎหมายและระเบียบหลักเกณฑ์ที่เกี่ยวข้อง โดยกรมชลประทานสามารถเริ่มดำเนินการโครงการเพิ่มปริมาณน้ำในอ่างเก็บน้ำเขื่อนแม่กวงอุดมธารา จังหวัดเชียงใหม่ ในปีงบประมาณ พ.ศ. 2555 ใช้ระยะเวลาดำเนินงานโครงการ 6 ปี ในกรอบวงเงินทั้งสิ้น 15,000 ล้านบาท และดำเนินการเตรียมความพร้อมโครงการด้านการจัดหาที่ดินและก่อสร้างส่วนประกอบอื่น ในปีงบประมาณ พ.ศ. 2554 รายละเอียดตามหนังสือสำนักเลขาธิการคณะรัฐมนตรี ด่วนที่สุด ที่ นร 0506/11382 ลงวันที่ 3 พฤษภาคม 2554

1.2 สภาพปัญหาและเหตุผลความจำเป็น

ลุ่มน้ำปิงตอนบนตั้งอยู่ทางทิศเหนือของประเทศไทย ครอบคลุมพื้นที่ในเขต 2 จังหวัด ได้แก่ เชียงใหม่และลำพูน มีพื้นที่ลุ่มน้ำทั้งสิ้น 24,393 ตารางกิโลเมตร ประกอบด้วย ลำน้ำสาขาย่อยต่างๆ อาทิเช่น แม่น้ำปิงตอนบน ลำน้ำแม่แตง ลำน้ำแม่งัด ลำน้ำแม่กวง ลำน้ำแม่ริม ซึ่งในบางพื้นที่ประสบปัญหาขาดแคลนน้ำโดยเฉพาะอย่างยิ่งในลุ่มน้ำแม่กวง ถึงแม้ว่าเขื่อนแม่กวงอุดมธาราซึ่งปิดกั้นลำน้ำแม่กวงที่อำเภอดอยสะเก็ด จะมีความสามารถในการเก็บกักน้ำได้ถึง 263 ล้านลูกบาศก์เมตร เพื่อส่งน้ำสำหรับการเกษตรกรรม อุปโภค - บริโภค การท่องเที่ยว อุตสาหกรรม และการรักษาสมดุลนิเวศท้ายน้ำ

แต่จากข้อมูลปริมาณน้ำท่าไหลเข้าอ่างเก็บน้ำเขื่อนแม่กวงอุดมธารา พบว่าในแต่ละปีมีความแตกต่างผันแปรกันมาก จนก่อให้เกิดปัญหาด้านการบริหารทรัพยากรน้ำเพื่อสนองความต้องการใช้น้ำที่มีมากขึ้น อันเนื่องจากสาเหตุต่างๆ อาทิเช่น การขยายตัวของพื้นที่เกษตรกรรมโดยเฉพาะการใช้น้ำด้านการเกษตรในช่วงฤดูแล้ง การขยายตัวของชุมชนทำให้มีความต้องการใช้น้ำในการอุปโภค - บริโภคมากขึ้น รวมถึงเพื่อ

การท่องเที่ยว ตลอดจนการขยายตัวของภาคอุตสาหกรรม ในเขตจังหวัดเชียงใหม่และในเขตจังหวัดลำพูน ซึ่งมีการขยายตัวทางเศรษฐกิจที่ค่อนข้างสูงมากจนก่อให้เกิดปัญหาการขาดแคลนน้ำอย่างรุนแรง โดยในปัจจุบันมีการขาดแคลนน้ำเป็นปริมาณปีละ 137 ล้านลูกบาศก์เมตร และคาดว่าในอนาคต (20 ปีข้างหน้า) เมื่อความต้องการใช้น้ำเพิ่มขึ้นจะมีปัญหาการขาดแคลนน้ำสูงมากถึงปีละ 173 ล้านลูกบาศก์เมตร



รูปที่ 1-1 แผนภาพการไหลของน้ำในลุ่มน้ำปิงตอนบนกรณีมีโครงการ

ทั้งนี้ ราษฎรในเขตจังหวัดเชียงใหม่และจังหวัดลำพูนได้ร้องขอให้กรมชลประทานดำเนินการแก้ไขปัญหาการขาดแคลนน้ำอย่างเร่งด่วน ดังนั้น กรมชลประทานจึงมีความจำเป็นต้องพัฒนาและบริหารจัดการทรัพยากรน้ำร่วมกันของลุ่มน้ำบริเวณใกล้เคียงกัน ประกอบด้วย ลุ่มน้ำแม่แตง ลุ่มน้ำแม่งัด และลุ่มน้ำแม่กวงให้เกิดประสิทธิภาพและยั่งยืนตลอดไป โดยการส่งน้ำผ่านอุโมงค์ส่งน้ำจากลำน้ำแม่แตงไปสู่อ่างเก็บน้ำเขื่อนแม่งัดสมบูรณ์ชลจะสามารถเพิ่มปริมาณน้ำต้นทุนได้เฉลี่ยปีละประมาณ 113 ล้านลูกบาศก์เมตร ซึ่งดำเนินการในช่วงฤดูฝนระหว่างเดือนกรกฎาคมถึงเดือนพฤศจิกายน และการส่งน้ำผ่านอุโมงค์ส่งน้ำจากอ่างเก็บน้ำเขื่อนแม่งัดสมบูรณ์ชลไปสู่อ่างเก็บน้ำเขื่อนแม่กวงอุดมธารา ซึ่งจะดำเนินการในช่วงฤดูฝนและมีระดับน้ำในอ่างเก็บน้ำเขื่อนแม่งัดสมบูรณ์ชลสูงกว่าระดับ +385.00 เมตร. (ร.ท.ก.) จะสามารถเพิ่มปริมาณน้ำต้นทุนได้อีกเฉลี่ยปีละประมาณ 47 ล้านลูกบาศก์เมตร รวมปริมาณน้ำที่ส่งทั้งสิ้นเฉลี่ยปีละ 160 ล้านลูกบาศก์เมตร ทั้งนี้เพื่อให้การแก้ไขปัญหาการขาดแคลนน้ำ ในลุ่มน้ำแม่กวงและการบรรเทาอุทกภัยในเขตอำเภอเมืองเชียงใหม่ได้อย่างมีประสิทธิภาพ

1.3 วัตถุประสงค์ของโครงการ

1.3.1 เพื่อให้มีการบริหารจัดการน้ำในลุ่มน้ำแม่แตง - แม่งัด - แม่กวง อย่างมีประสิทธิภาพ

1.3.2 เพื่อสร้างเสถียรภาพของปริมาณน้ำในอ่างเก็บน้ำเขื่อนแม่งัดสมบูรณ์ชลและอ่างเก็บน้ำเขื่อนแม่กวงอุดมธารา

1.3.3 เพื่อตอบสนองความต้องการใช้น้ำเพื่อการเกษตรทั้งในฤดูฝนและฤดูแล้ง โดยเพิ่มพื้นที่การเพาะปลูกในฤดูแล้ง

1.3.4 ช่วยลดปัญหาด้านอุทกภัยของลุ่มน้ำในเมืองเชียงใหม่

1.3.5 เพื่อสนองความต้องการในการใช้น้ำ ด้านอุปโภค - บริโภค และอุตสาหกรรมในพื้นที่อำเภอสันกำแพง อำเภอดอยสะเก็ด อำเภอสันทราย และอำเภอเมืองจังหวัดเชียงใหม่และจังหวัดลำพูน

1.3.6 เพื่อรักษาสมดุลนิเวศท้ายน้ำ

1.4 ที่ตั้งโครงการ

โครงการเพิ่มปริมาณน้ำในอ่างเก็บน้ำเขื่อนแม่กวงอุดมธารา จังหวัดเชียงใหม่ ประกอบด้วย

1.4.1 อุโมงค์ส่งน้ำช่วงแม่แตง - แม่งัด ความยาวอุโมงค์ 25.624 กิโลเมตร มีที่ตั้งหัวงานดังนี้

1) ประตูระบายน้ำแม่ตะมาน ปิดกั้นลำน้ำแม่แตงที่บ้านแม่ตะมาน ตำบลบ้านกื๊ดช้าง อำเภอแม่แตง จังหวัดเชียงใหม่ แผนที่ 1:50,000 ชุดที่ L7018 ระวาง 4747 II พิกัด 47 QMB 865236 (N 2,123,645 , E 486,502)

2) อาคารระบายน้ำท้ายอุโมงค์ส่งน้ำที่เขื่อนแม่งัดสมบูรณ์ชล ตั้งอยู่ที่บ้านช่อแล ตำบลช่อแล อำเภอแม่แตง จังหวัดเชียงใหม่ แผนที่ 1:50,000 ชุดที่ L7018 ระวาง 4847 III พิกัด 47QNB035218 (N 2,121,803 , E 503,569)

1.4.2 อุโมงค์ส่งน้ำช่วงแม่งัด - แม่กวง ความยาวอุโมงค์ 22.975 กิโลเมตร มีที่ตั้งหัวงานดังนี้

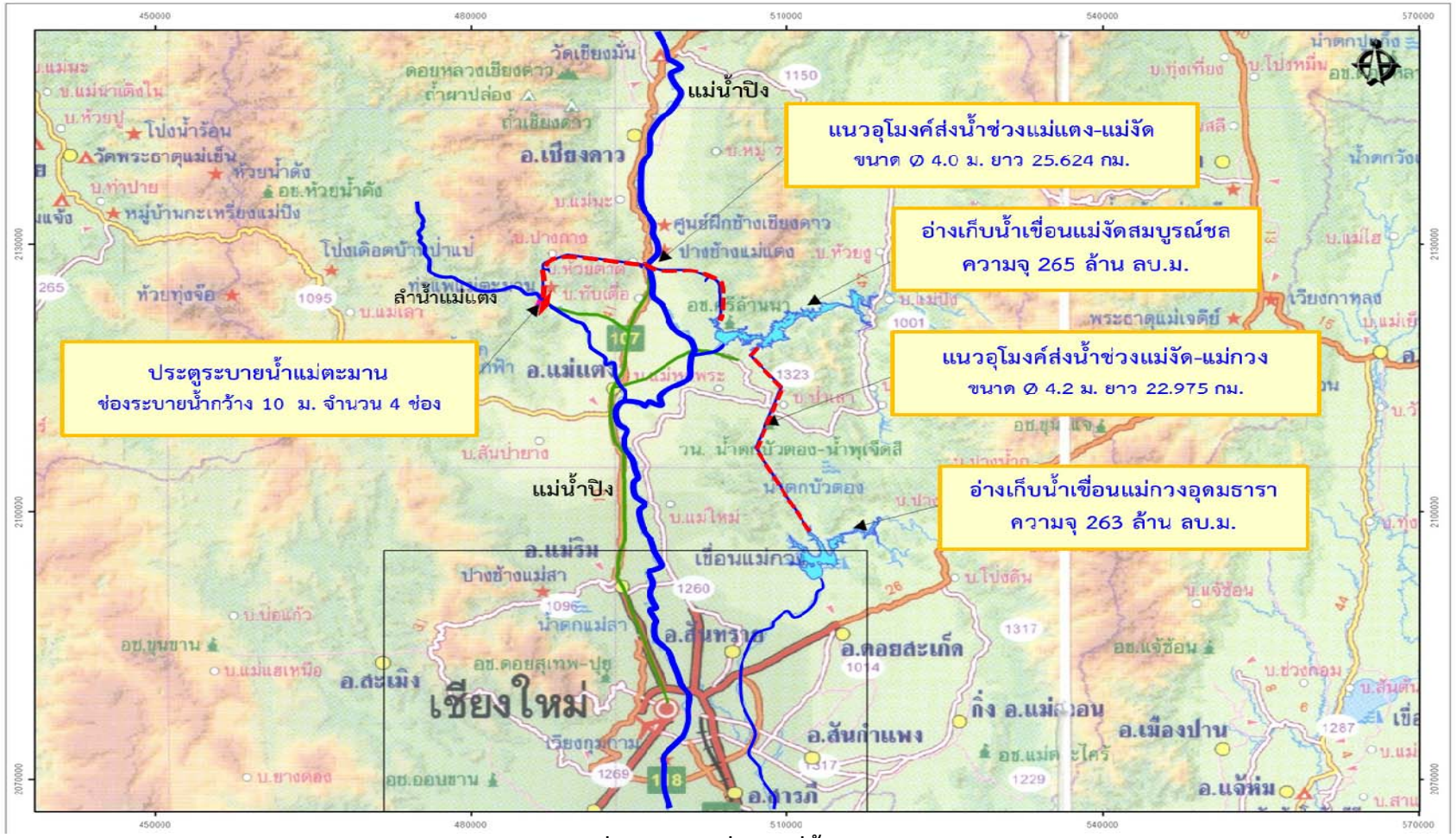
1) อาคารรับน้ำที่เขื่อนแม่งัดสมบูรณ์ชล ตั้งอยู่ที่ตำบลช่อแล อำเภอแม่แตง จังหวัดเชียงใหม่ แผนที่ 1:50,000 ชุดที่ L7017 ระวาง 4847 III พิกัด 47 QNB 074179 (N 2,117,974 , E 507,432)

2) อาคารจ่ายน้ำที่เขื่อนแม่กวงอุดมธารา ตั้งอยู่ที่บ้านป่าสักงาม ตำบลลวงเหนือ อำเภอดอยสะเก็ด จังหวัดเชียงใหม่ แผนที่ 1:50,000 ชุดที่ L7017 ระวาง 4846 IV พิกัด 47 QNA 124975 (N 2,097,537 , E 512,443)

1.4.3 ระบบท่อส่งน้ำแม่งัด - แม่แตง

จุดเริ่มต้น เขื่อนแม่งัดสมบูรณ์ชล ตั้งอยู่ที่บ้านช่อแล ตำบลช่อแล อำเภอแม่แตง จังหวัดเชียงใหม่

จุดสิ้นสุด คลองสายใหญ่ฝั่งขวา กม. 6+800 ของโครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาแม่แตง



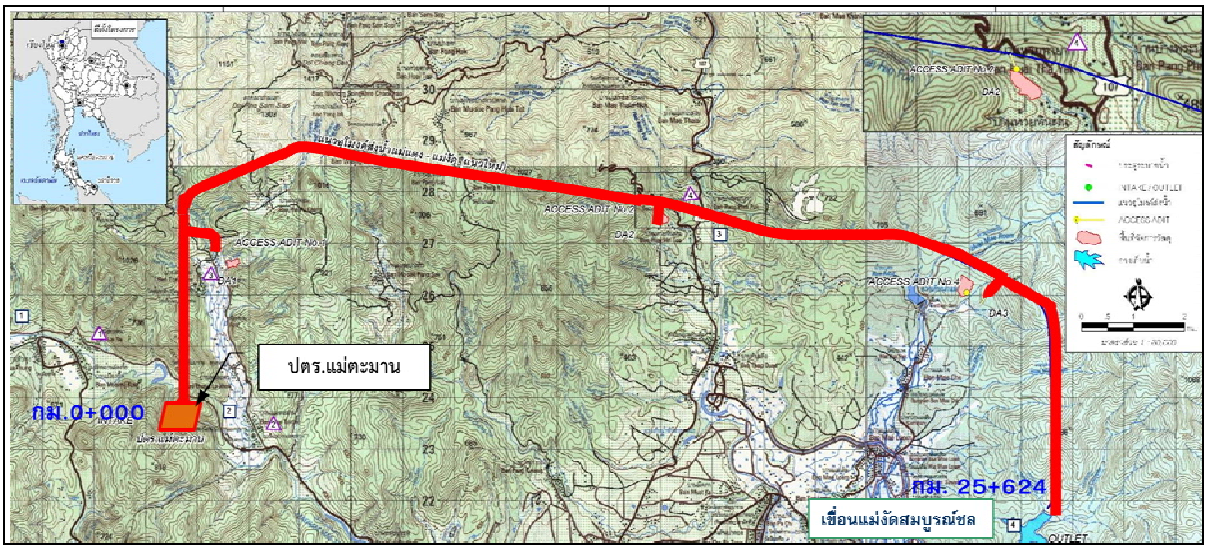
รูปที่ 1-2 แผนที่แสดงที่ตั้งโครงการ

ที่มา : กรมชลประทาน บริษัท วายพี คอนซัลแตนท์ จำกัด และบริษัท ไทยเอ็นไวรอนเม้นท์ จำกัด รายงานการศึกษาความเหมาะสมโครงการปรับปรุงโครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาแม่กวง จังหวัดเชียงใหม่

1.5. องค์ประกอบของโครงการ

ประกอบด้วยการก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำ 2 ช่วง สามารถเพิ่มปริมาณน้ำในอ่างเก็บน้ำเขื่อนแม่กวงอุดมธาราได้เฉลี่ยปีละประมาณ 160 ล้านลูกบาศก์เมตร โดยมีรายละเอียดโครงการ ดังนี้

1.5.1 อุโมงค์ส่งน้ำช่วงแม่แตง - แม่งัด



รูปที่ 1-3 แนวอุโมงค์ส่งน้ำช่วงแม่แตง - แม่งัด

เป็นอุโมงค์ส่งน้ำขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 4 เมตร ความยาว 25.624 กิโลเมตร ปริมาณน้ำผ่านอุโมงค์สูงสุด 28.50 ลูกบาศก์เมตรต่อวินาที ผันน้ำส่วนที่เกินความต้องการในช่วงฤดูฝนระหว่างเดือนกรกฎาคมถึงเดือนพฤศจิกายน จากลำน้ำแม่แตงลงอ่างเก็บน้ำเขื่อนแม่งัดสมบูรณ์ชล ประมาณ 113 ล้านลูกบาศก์เมตรต่อปี โดยมีรายละเอียดของงานประกอบด้วย



รูปที่ 1-4 ภาพจำลองประตูระบายน้ำแม่ตะมานและอาคารประกอบ

1.5.1.1 ประตูระบายน้ำแม่ตะมานและอาคารประกอบ

1) สภาพอุทกวิทยา

- ปริมาณน้ำท่าเฉลี่ยต่อปี	622.11	ล้านลูกบาศก์เมตร
- ปริมาณน้ำท่าสูงสุด	1,335.50	ล้านลูกบาศก์เมตร
- ปริมาณน้ำท่าต่ำสุด	312.24	ล้านลูกบาศก์เมตร
- ปริมาณน้ำส่งเฉลี่ยปีละ	113.63	ล้านลูกบาศก์เมตร

2) ฝายดักตะกอนทรายหยาบ

- ระดับสันฝายดักตะกอนทราย	+436.00	เมตร (ร.ท.ก.)
- ระดับท้องคลอง	+430.00	เมตร (ร.ท.ก.)

3) อาคารประตูระบายน้ำ

- จำนวนช่องระบายน้ำ ขนาดกว้าง 10 เมตร		จำนวน 4 ช่อง
- ช่องระบายน้ำที่ไม่มีบานควบคุม		จำนวน 2 ช่อง
- ช่องระบายน้ำที่มีบานควบคุม		จำนวน 2 ช่อง
- ระดับน้ำเก็บกัก	+440.00	เมตร (ร.ท.ก.)
- ระดับน้ำสูงสุดรอบ 100 ปี	+445.45	เมตร (ร.ท.ก.)
- ชนิดบานระบายบานระบายแบบพับได้ (Flap Gate)		
- ขนาดของบานระบาย	2-10.00 x 3.50 เมตร	
- ขนาดของช่องระบายทรายละเอียด	10 ช่อง ขนาด 0.80 x 1.00 เมตร	

- อัตราการไหลสูงสุด รอบ 100 ปี	1,473.34	ลูกบาศก์เมตร/วินาที
4) อุโมงค์ผันน้ำระหว่างก่อสร้าง		
- ลักษณะของอุโมงค์ผันน้ำ	รูปสี่เหลี่ยมหลังคาโค้งดาดด้วยคอนกรีตพร้อม Steel Liner	
- ขนาดของอุโมงค์ผันน้ำ	กว้าง 7.50 เมตร สูง 8.00เมตร	
- ความยาวอุโมงค์	222.50	เมตร
- อัตราการไหลสูงสุด รอบ 5 ปี	527.40	ลูกบาศก์เมตร/วินาที
- ระดับธรณี	+ 430.00	เมตร (ร.ท.ก.)
- ระดับปากทางออกอุโมงค์	+ 423.00	เมตร (ร.ท.ก.)
- ชนิดบาน	Bulkhead Gate	
- จำนวนและขนาดบาน	2-7.50 x 4.00	เมตร
5) อาคารระบายทราย		
- จำนวนและขนาดของบานระบายทราย	2-2.50 x 3.60	เมตร
- ชนิดบานระบาย	บานระบายแบบโค้ง (Radial Gate)	
- ลักษณะของอุโมงค์ระบายทราย	รูปสี่เหลี่ยมหลังคาโค้งดาดด้วยคอนกรีตพร้อม Steel Liner	
- ระดับธรณี	+429.00	เมตร (ร.ท.ก.)
- ขนาดอุโมงค์ระบายทราย	กว้าง 6.00 เมตร สูง 6.00 เมตร	
- ความยาวอุโมงค์ระบายทราย	49.36 (เชื่อมต่ออุโมงค์ผันน้ำระหว่างก่อสร้าง)	เมตร
6) อาคารรับน้ำเข้าอุโมงค์ส่งน้ำ		
- จำนวนและขนาดของบานระบาย	2-4.20 x 4.20	เมตร
- ชนิดบานระบาย	บานตรง (Fixed Wheel Gate)	
- ระดับธรณี	+436.00	เมตร (ร.ท.ก.)
- อัตราการไหลสูงสุด	28.50	ลูกบาศก์เมตร/วินาที
7) ถนนบำรุงรักษาประตูระบายน้ำแม่ตะมาน		
- ถนนชนิด	ถนนลาดยาง Double Surface Treatment	
- ความกว้างถนน	8.00	เมตร
- ความยาวถนน	840	เมตร

1.5.1.2 อุโมงค์ส่งน้ำ

1) อุโมงค์ส่งน้ำ

มีวัตถุประสงค์เพื่อส่งน้ำไปเพิ่มปริมาณน้ำให้แก่อ่างเก็บน้ำแม่งัดสมบูรณ์ชล

- ระดับปากทางเข้าอุโมงค์	+436.00	เมตร (ร.ท.ก.)
- ระดับปากทางออกอุโมงค์	+396.00	เมตร (ร.ท.ก.)
- ลักษณะอุโมงค์	รูปเกือกม้าดาดด้วยคอนกรีต (เจาะด้วยวิธี Drill & Blast) รูปวงกลมติดตั้งงานคอนกรีตหล่อสำเร็จรูปแบบเซกเมนต์ (เจาะด้วยวิธี Tunnel Boring Machine)	
- เส้นผ่านศูนย์กลางภายในอุโมงค์	4.00	เมตร
- ความยาวอุโมงค์ (รวมอุโมงค์ลอดแม่น้ำปิง)	25.624	กิโลเมตร
- ปริมาณน้ำผ่านอุโมงค์สูงสุด	28.50	ลูกบาศก์เมตร/วินาที
- ความเร็วน้ำในอุโมงค์สูงสุด	4.125	เมตร/วินาที
- ปริมาณน้ำส่งเฉลี่ยต่อปี	113.63	ล้านลูกบาศก์เมตร

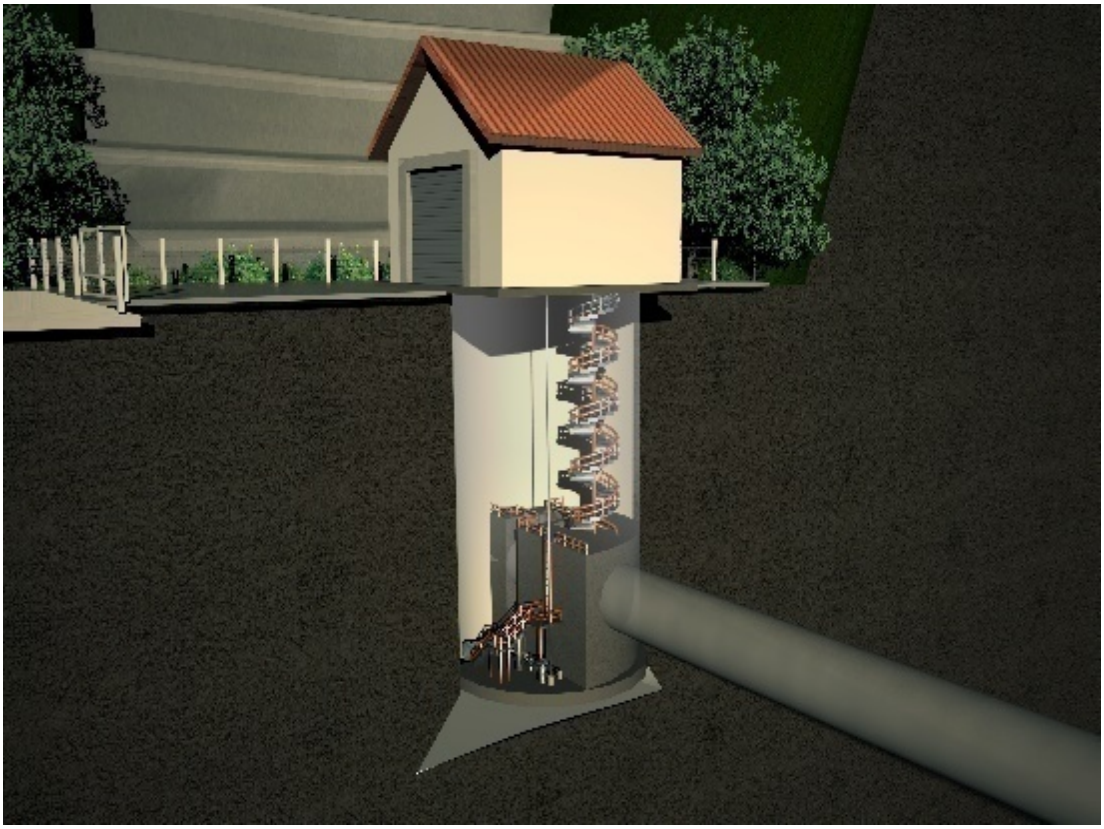
2) อุโมงค์ดักตะกอน

มีวัตถุประสงค์เพื่อดักตะกอนที่ไหลปะปนมากับน้ำไม่ให้เกิดการอุดตันภายในอุโมงค์ส่งน้ำโดยเฉพาะในอุโมงค์ลอดแม่น้ำปิง

- ชนิดของอาคาร	อุโมงค์ดาดด้วยคอนกรีต ใช้ Rockbolt และ Shotcrete ในการค้ำยัน	
- ขนาดความยาวอุโมงค์	100.00	เมตร
- ขนาดความกว้างและความสูง	12.00 x 6.90	เมตร
- การระบายตะกอน	ใช้แรงงานคนในการขุดลอก/การสูบตะกอน	
- ความเร็วน้ำในอุโมงค์โดยประมาณ	0.38	เมตร/วินาที
	(ที่อัตราการไหล 28.50 ลูกบาศก์เมตร/วินาที)	

1.5.1.3 อุโมงค์ลอดแม่น้ำปิง

มีวัตถุประสงค์เพื่อลำเลียงน้ำตามแนวอุโมงค์ส่งน้ำแม่แตง - แม่งัด ลอดใต้แม่น้ำปิงไปยังอีกฝั่งของแม่น้ำ และเมื่อลอดพ้นบริเวณแม่น้ำปิงแล้ว จะยกระดับท้องของอุโมงค์ส่งน้ำสูงขึ้น ในช่วงการลอดนี้อุโมงค์ส่งน้ำจะมีพฤติกรรมการไหลของน้ำเปลี่ยนสภาพจากการไหลจากแบบทางน้ำเปิดก่อนลอดแม่น้ำปิง เป็นการไหลภายใต้แรงดันช่วงลอดแม่น้ำปิง ดังนั้นอุโมงค์ส่งน้ำลอดแม่น้ำปิงนี้ จะมีปริมาณน้ำขังเต็มอยู่ตลอดเวลา เพราะเป็นช่วงอุโมงค์ที่มีระดับลดลงต่ำกว่าอุโมงค์ส่งน้ำช่วงอื่นๆ



รูปที่ 1-5 ภาพจำลองอุโมงค์ลอดแม่น้ำปิงและอาคารสูบน้ำ

- ลักษณะอาคารอุโมงค์ดาดด้วยคอนกรีตพร้อม Steel Liner
- ระดับปากทางเข้า +414.663 เมตร (ร.ท.ก.)
- ระดับปากทางออก +411.465 เมตร (ร.ท.ก.)
- ระดับต่ำสุดพื้นอุโมงค์ +330.00 เมตร (ร.ท.ก.)
- เส้นผ่านศูนย์กลาง 3.85 เมตร
- ความยาวอุโมงค์ 2,049 เมตร

1.5.1.4 อุโมงค์เข้า - ออก จำนวน 3 แห่ง

- อุโมงค์เข้า - ออก หมายเลข 1 ความยาว 783 เมตร เส้นผ่านศูนย์กลาง 6.00 เมตร
- อุโมงค์เข้า - ออก หมายเลข 2 ความยาว 116 เมตร เส้นผ่านศูนย์กลาง 8.60 เมตร
- อุโมงค์เข้า - ออก หมายเลข 4 ความยาว 565 เมตร เส้นผ่านศูนย์กลาง 6.00 เมตร

1.5.1.5 อาคารสูบน้ำออกจากอุโมงค์ลอดแม่น้ำปิง (Pump Shaft)

มีวัตถุประสงค์เพื่องานสูบระบายน้ำออกจากอุโมงค์ลอดแม่น้ำปิงและลงไปปฏิบัติการบำรุงรักษาหรือตรวจสอบสภาพภายในอุโมงค์ลอดแม่น้ำปิง โดยก่อนที่จะใช้งานอาคารสูบน้ำออกจากอุโมงค์ลอดแม่น้ำปิง จะต้องระบายน้ำออกจากแนวอุโมงค์ส่งน้ำแม่แตง - แม่งัด ผ่านทางอาคารระบายน้ำท้ายอุโมงค์ส่งน้ำแม่แตง - แม่งัด ลงสู่อ่างเก็บน้ำเขื่อนแม่งัดฯ ก่อน

- ชนิดของอาคาร ปล่องคอนกรีตเสริมเหล็กรูปวงกลม เส้นผ่านศูนย์กลางภายใน 10 เมตร
- ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางท่อสูบน้ำ 0.15 เมตร

- อัตราการสูบน้ำ 90 ลูกบาศก์เมตร/ชั่วโมง ที่ความสูงออกแบบอย่างน้อย 38 เมตร
- ชนิดของเครื่องสูบน้ำ Vertical in-line Pump

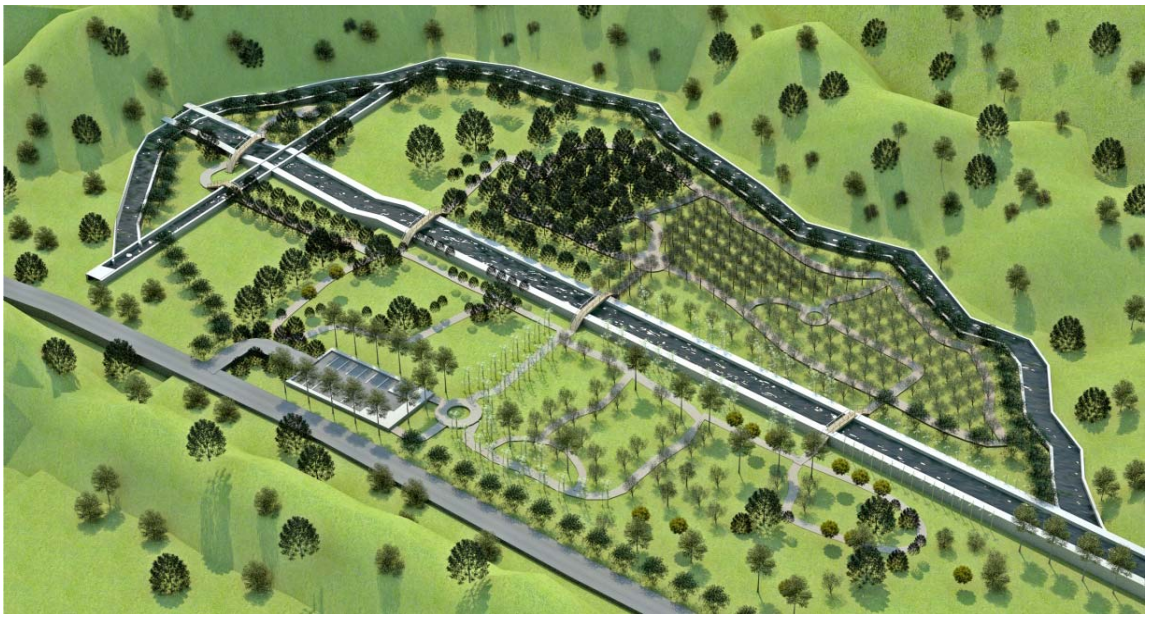
1.5.1.6 อาคารระบายน้ำท้ายอุโมงค์ส่งน้ำแม่แตง - แม่งัด

ตั้งอยู่ที่ส่วนปลายสุดของอุโมงค์ส่งน้ำแม่แตง - แม่งัด ที่ระดับ + 390.00 เมตร (ร.ท.ก.) ทำหน้าที่ระบายน้ำลงสู่อ่างเก็บน้ำเขื่อนแม่งัดสมบูรณ์ชล โดยออกแบบให้สามารถรองรับปริมาณการระบายน้ำสูงสุดในอัตรา 28.50 ลูกบาศก์เมตร/วินาที มีอาคารสลายพลังงานเพื่อป้องกันการกัดเซาะบริเวณขอบอ่างจากน้ำที่ปล่อยลงมา



รูปที่ 1-6 ภาพจำลองอาคารระบายน้ำท้ายอุโมงค์ส่งน้ำแม่แตง – แม่งัด

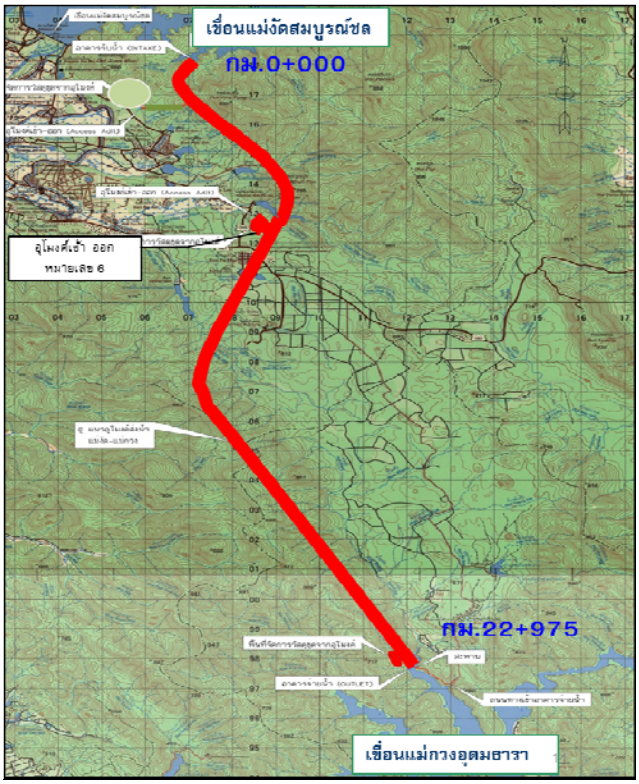
- ชนิดของอาคารอาคารสลายพลังงาน แบบ Type III ตาม USBR
- ความกว้างอาคารสลายพลังงาน 6.00 เมตร
- ความยาวอาคารสลายพลังงาน 10.00 เมตร
- ขนาดของ Stop Log กว้าง 4.00 เมตร



รูปที่ 1-7 ภาพจำลองการจัดภูมิทัศน์บริเวณพื้นที่จัดการวัสดุขุดจากอุโมงค์ฝั่งแม่แตง – แม่งัด

1.5.1.7 พื้นที่จัดการวัสดุขุดจากอุโมงค์ จำนวน 3 แห่ง

- แห่งที่ 1 (DA.1) ปริมาณวัสดุขุดจากอุโมงค์ประมาณ 300,000 ลูกบาศก์เมตร พื้นที่โดยประมาณ 32,000 ตารางเมตร
- แห่งที่ 2 (DA.2) ปริมาณวัสดุขุดจากอุโมงค์ประมาณ 300,000 ลูกบาศก์เมตร พื้นที่โดยประมาณ 48,000 ตารางเมตร
- แห่งที่ 3 (DA.3) ปริมาณวัสดุขุดจากอุโมงค์ประมาณ 300,000 ลูกบาศก์เมตร พื้นที่โดยประมาณ 88,000 ตารางเมตร



รูปที่ 1-8 ภาพจำลองแนวอุโมงค์ส่งน้ำแม่งัด - แม่กวง

1.5.2 อุโมงค์ส่งน้ำช่วงแม่งัด – แม่กวง

เป็นอุโมงค์ส่งน้ำขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 4.20 เมตร ความยาว 22.975 กิโลเมตร ปริมาณน้ำผ่านอุโมงค์สูงสุด 26.00 ลูกบาศก์เมตรต่อวินาที ผันน้ำส่วนที่เกินความต้องการในฤดูฝนระหว่างเดือนกรกฎาคมถึงเดือนพฤศจิกายน ของลำน้ำแม่แตงประมาณ 113 ล้านลูกบาศก์เมตรต่อปี และอ่างเก็บน้ำเขื่อนแม่งัดสมบูรณ์ชลประมาณ 47 ล้านลูกบาศก์เมตรต่อปี รวมเป็นปริมาณน้ำที่ผันมายังอ่างเก็บน้ำเขื่อนแม่กวงอุดมธาราทั้งสิ้นประมาณ 160 ล้านลูกบาศก์เมตรต่อปี โดยมีรายละเอียดของงานประกอบด้วย

1.5.2.1 อุโมงค์ส่งน้ำและอุโมงค์เข้า-ออก

1) อุโมงค์ส่งน้ำ

มีวัตถุประสงค์เพื่อส่งน้ำไปเพิ่มปริมาณน้ำให้แก่อ่างเก็บน้ำเขื่อนแม่กวงอุดมธารา

- ระดับปากทางเข้าอุโมงค์		+375.00	เมตร (ร.ท.ก.)
- ระดับปากทางออกอุโมงค์		+370.00	เมตร (ร.ท.ก.)
- ลักษณะอุโมงค์	รูปเกือกม้าขาดด้วยคอนกรีต (เจาะด้วยวิธี Drill & Blast) รูปวงกลมติดตั้งงานคอนกรีตหล่อสำเร็จรูปแบบเซกเมนต์ (เจาะด้วยวิธี Tunnel Boring Machine)		
- เส้นผ่านศูนย์กลางภายในอุโมงค์		4.20	เมตร
- ความยาวอุโมงค์		22.975	กิโลเมตร
- ปริมาณน้ำผ่านอุโมงค์สูงสุด		26.00	ลูกบาศก์เมตร/วินาที

- ความเร็วน้ำในอุโมงค์สูงสุด 4.125 เมตร/วินาที
- ปริมาณน้ำส่งรายปีเฉลี่ย (แม่งัด - แม่กวง) 47.53 ล้านลูกบาศก์เมตร
- ปริมาณน้ำส่งรายปีเฉลี่ย (แม่แตง – แม่งัด - แม่กวง) 161.16 ล้านลูกบาศก์เมตร

2) อุโมงค์เข้า - ออก จำนวน 1 แห่ง
- อุโมงค์เข้า - ออก หมายเลข 6 ความยาว 677 เมตร
- ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 6.00 เมตร

1.5.2.2 อาคารรับน้ำ
- รูปแบบของอาคารรับน้ำ Gated Tower
- ระดับพื้นปากทางรับน้ำ +374.00 เมตร (ร.ท.ก.)
- ระดับธรณีปากอุโมงค์ +375.00 เมตร (ร.ท.ก.)
- ระดับพื้นอาคารควบคุมการเปิด-ปิดบานระบาย +404.00 เมตร (ร.ท.ก.)
- ตะแกรงดักขยะ ขนาด กว้าง 5.00 เมตร สูง 10.00 เมตร
- Guard Gate ชนิด Bulkhead Gate
  - ขนาด กว้าง 4.20 เมตร สูง 4.20 เมตร
  - จำนวน 1 ชุด
  - อุปกรณ์ยกบาน Overhead Travelling Crane
- Operating Gate ชนิด Fixed Wheel Gate
  - ขนาด กว้าง 4.20 เมตร สูง 4.20 เมตร
  - จำนวน 1 ชุด
  - อุปกรณ์ยกบาน Hydraulic Cylinder Hoist



รูปที่ 1-9 ภาพจำลองอาคารรับน้ำ

1.5.2.3 อาคารจ่ายน้ำ

- รูปแบบของอาคารจ่ายน้ำ Gated Tower
- ระดับปากทางออกของอุโมงค์ส่งน้ำ +370.00 เมตร (ร.ท.ก.)
- ระดับปากทางออกของอาคารระบายน้ำ +370.00 เมตร (ร.ท.ก.)
- ระดับพื้นอาคารควบคุมการเปิด - ปิด บานระบาย +390.00 เมตร (ร.ท.ก.)
- Guard Gate ชนิด Bulkhead Gate
  - ขนาด กว้าง 4.20 เมตร สูง 4.20 เมตร
  - จำนวน 1 ชุด
  - อุปกรณ์ยกบาน Overhead Travelling Crane
- Operating Gate ชนิด Fixed Wheel Gate
  - ขนาด กว้าง 4.20 เมตร สูง 4.20 เมตร
  - จำนวน 1 ชุด
  - อุปกรณ์ยกบาน Hydraulic Cylinder Hoist
- ชนิดของรางเท (Chute) รางเทคอนกรีตเสริมเหล็กขนาดกว้าง 4.20 เมตร และฝายเป็น 7.00 เมตร ในระยะทางราบยาว 20.00 เมตร
- อาคารสลายพลังงาน Stilling Basin Type II กว้าง 7.00 เมตร ยาว 10.00 เมตร



รูปที่ 1-10 ภาพจำลองอาคารจ่ายน้ำ

1.5.2.4 ถนนเข้าบริเวณอาคารจ่ายน้ำ

-	ความยาวถนน	1.30	กิโลเมตร
-	ความกว้างถนน	8.00	เมตร
-	ความยาวสะพาน	170	เมตร

5) พื้นที่จัดการวัสดุขุดจากอุโมงค์ จำนวน 2 แห่ง

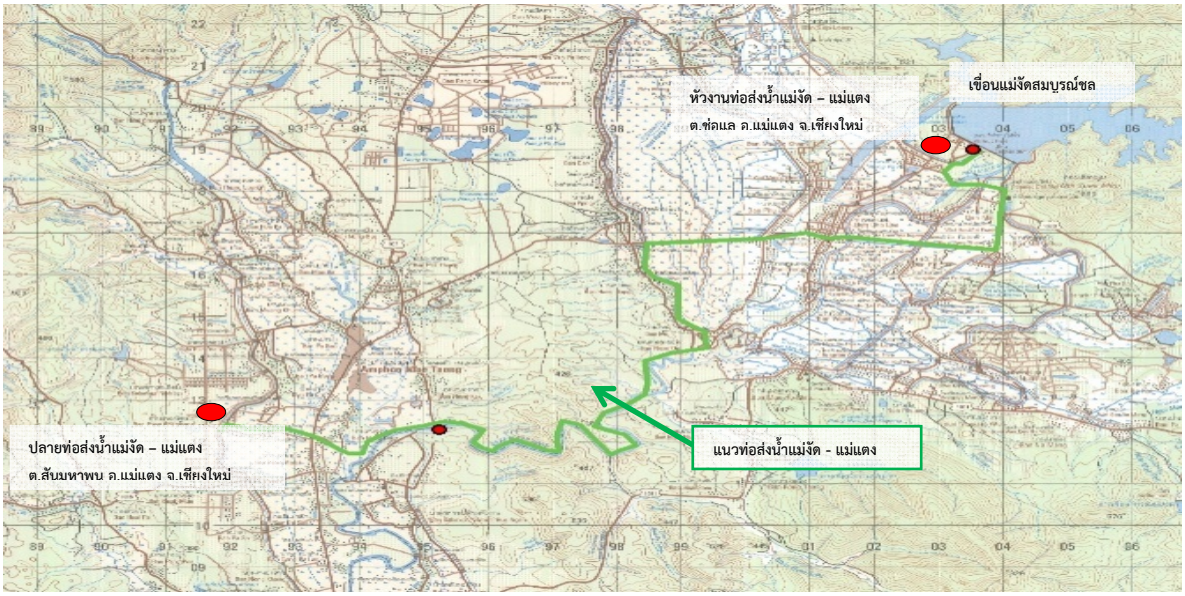
-	แห่งที่ 1 (DA.5) - ปริมาณวัสดุขุดจากอุโมงค์ประมาณ	403,750	ลูกบาศก์เมตร
	พื้นที่โดยประมาณ	52,125	ตารางเมตร
-	แห่งที่ 2 (DA.6) - ปริมาณวัสดุขุดจากอุโมงค์ประมาณ	302,700	ลูกบาศก์เมตร
	พื้นที่โดยประมาณ	26,550	ตารางเมตร



รูปที่ 1-11 ภาพจำลองการจัดภูมิทัศน์บริเวณพื้นที่จัดการวัสดุขุดจากอุโมงค์ฝั่งแม่งัด – แม่กวง

1.5.3 ระบบท่อส่งน้ำแม่งัด – แม่แตง พร้อมอาคารประกอบ

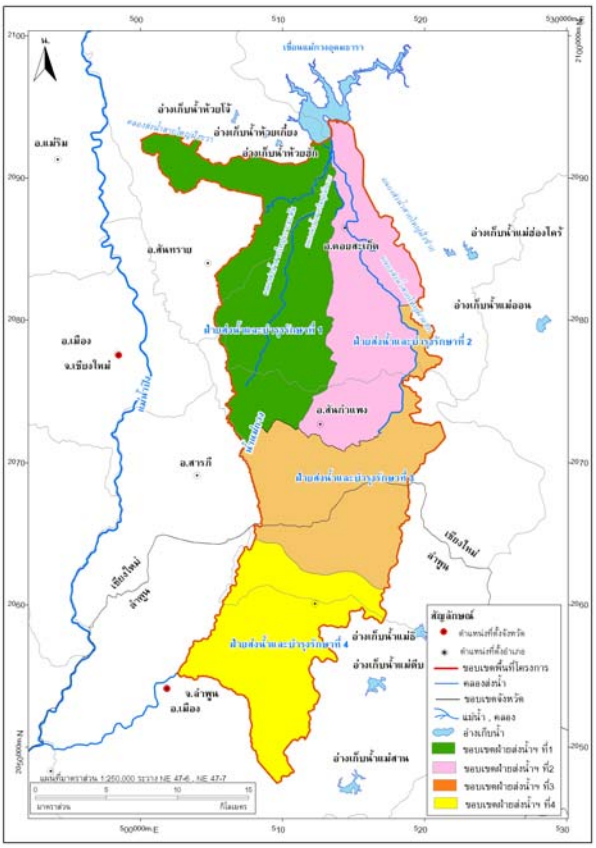
ลักษณะเป็นการส่งน้ำผ่านท่อเหล็กเหนียว ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 1.50 เมตร อัตราการไหลประมาณ 1.20 ล้านลูกบาศก์เมตรต่อวินาที ความยาวประมาณ 26 กิโลเมตร และอาคารประกอบต่างๆ ส่งน้ำมายังคลองสายใหญ่ฝั่งขวา โครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาแม่แตง ประมาณ 25 ล้านลูกบาศก์เมตรต่อปี



รูปที่ 1-12 แผนที่แสดงแนวระบบท่อส่งน้ำแม่งัด – แม่แตง

1.5.4 งานปรับปรุงโครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาเขื่อนแม่กวงอุดมธารา

ลักษณะโครงการเป็นการปรับปรุงและซ่อมแซมระบบส่งน้ำเดิมและระบบระบายน้ำ ซึ่งได้ใช้งานมาเป็นระยะเวลานานกว่า 20 ปี เพื่อเพิ่มประสิทธิภาพในการส่งน้ำ ลดการสูญเสียน้ำ และบรรเทาปัญหาน้ำท่วมขังบริเวณโครงการและชุมชนอำเภอสันกำแพง ตลอดจนเพิ่มประสิทธิภาพในการบริหารจัดการน้ำและการใช้น้ำให้เกิดประโยชน์สูงสุด



รูปที่ 1-13 แผนที่แสดงเขตโครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาเขื่อนแม่กวงอุดมธารา

ที่มา: กรมชลประทาน บริษัท วายพี คอนซัลแตนท์ จำกัด และบริษัท ไทยเอ็นไวรอนเม้นท์ จำกัด
รายงานการศึกษาความเหมาะสม โครงการปรับปรุงโครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาแม่กวง จังหวัดเชียงใหม่

1.6. ผลประโยชน์ของโครงการ

ผลประโยชน์ที่ได้รับจากการพัฒนาโครงการเพิ่มปริมาณน้ำในอ่างเก็บน้ำเขื่อนแม่กวงอุดมธารา นั้นส่งผลให้ประชาชนในพื้นที่ลุ่มน้ำแม่แตง - แม่งัด - แม่กวง ได้รับประโยชน์ในด้านการบรรเทาอุทกภัยในตัวเมืองเชียงใหม่ การเกษตร การอุปโภค - บริโภค ด้านอุตสาหกรรม และการท่องเที่ยว และที่สำคัญคือสามารถทำให้เกิดผลผลิตภาคการเกษตรในฤดูแล้งเพิ่มมากขึ้น ตลอดจนสนองตอบความต้องการในการใช้น้ำในกิจกรรมต่างๆ ในฤดูแล้งได้อย่างพอเพียง รวมทั้งการเพิ่มผลผลิตในพื้นที่ต่างๆ ในลุ่มน้ำแม่แตง - แม่งัด - แม่กวง สามารถสรุปผลประโยชน์ของโครงการ ดังนี้

1.6.1 เพิ่มปริมาณน้ำต้นทุนของอ่างเก็บน้ำเขื่อนแม่กวงอุดมธาราเฉลี่ยปีละประมาณ 160 ล้านลูกบาศก์เมตร ซึ่งจะใช้ในการเกษตร อุปโภค – บริโภค อุตสาหกรรม และรักษาระบบนิเวศ

1.6.2 เพิ่มเสถียรภาพการส่งน้ำช่วงฤดูฝนของพื้นที่ชลประทานโครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาเขื่อนแม่กวงอุดมธารา จำนวน 175,000 ไร่

1.6.3 เพิ่มพื้นที่เพาะปลูกช่วงฤดูแล้งของพื้นที่ชลประทานโครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาเขื่อนแม่กวงอุดมธารา จากจำนวน 17,060 ไร่ เป็น 76,129 ไร่

1.6.4 เพื่อช่วยเหลือพื้นที่การเกษตรในโครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาแม่แตงในฤดูแล้ง จำนวน 14,550 ไร่

1.6.5 สนับสนุนน้ำเพื่อการอุปโภค - บริโภค การท่องเที่ยว และภาคอุตสาหกรรม ในเขตพื้นที่จังหวัดเชียงใหม่และจังหวัดลำพูน จากปีละ 13.31 ล้านลูกบาศก์เมตร เป็น 49.99 ล้านลูกบาศก์เมตร

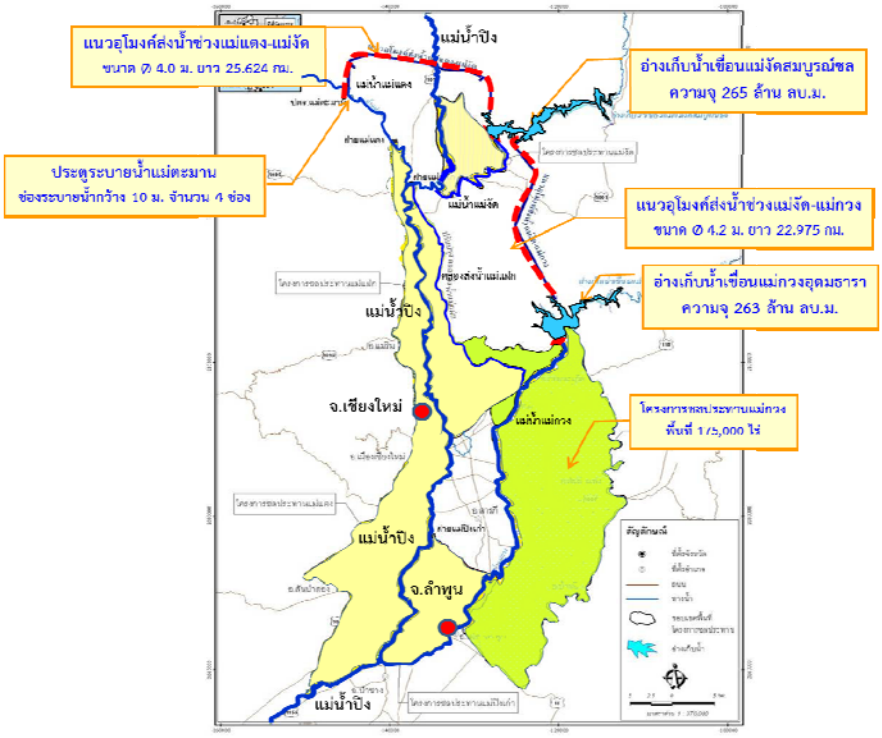
1.6.6 เพิ่มขีดความสามารถและประสิทธิภาพในการจัดการน้ำในลุ่มน้ำปิงตอนบน โดยนำระบบโทรมาตรและระบบเตือนภัยน้ำท่วมมาใช้ในการบริหารจัดการน้ำ และเตือนภัยจากน้ำหลากที่เกิดขึ้นล่วงหน้า

1.6.7 งานระบบท่อส่งน้ำแม่งัด - แม่แตง และอาคารประกอบ เพิ่มพื้นที่เพาะปลูกฤดูแล้ง 14,550 ไร่

1.6.8 งานปรับปรุงโครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาเขื่อนแม่กวงอุดมธารา เพิ่มพื้นที่เพาะปลูกช่วงฤดูฝน จำนวน 16,000 ไร่ และช่วงฤดูแล้ง จำนวน 31,512 ไร่

1.6.9 การวิเคราะห์ด้านเศรษฐศาสตร์ ที่อัตราคิดลดร้อยละ 12

- ผลตอบแทนปัจจุบันสุทธิ (NPV) 2,104,403,286 บาท
- อัตราผลตอบแทนต่อค่าลงทุน (B/C) เท่ากับ 1.43
- อัตราผลตอบแทนทางเศรษฐศาสตร์ (IRR) ร้อยละ 15.78



รูปที่ 1-14 แผนที่แสดงโครงการเพิ่มปริมาณน้ำในอ่างเก็บน้ำเขื่อนแม่กวงอุดมธารา

1.7. ระยะเวลาดำเนินการโครงการ

ตามที่คณะรัฐมนตรีได้มีมติเมื่อวันที่ 26 เมษายน 2554 อนุมัติให้กระทรวงเกษตรและสหกรณ์โดยกรมชลประทานเริ่มดำเนินการโครงการฯ ในปีงบประมาณ พ.ศ. 2555 รวมทั้งอนุมัติแผนการดำเนินงานโครงการ ระยะเวลา 6 ปี (ปีงบประมาณ พ.ศ. 2555 - 2560)

ในปีงบประมาณ พ.ศ. 2555 - 2556 ไม่ได้รับการพิจารณาจัดสรรงบประมาณรายจ่าย ทำให้ช่วงเวลาดำเนินโครงการ ได้เปลี่ยนแปลงไปจากที่คณะรัฐมนตรีได้อนุมัติไว้เดิม โดยโครงการได้รับการจัดสรรงบประมาณในปีงบประมาณ พ.ศ. 2557 เพื่อเริ่มดำเนินการก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำช่วงแม่งัด - แม่กวง ในช่วงแรกก่อนและจะมีการก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำช่วงแม่แตง - แม่งัดในปีถัดไป

คณะรัฐมนตรีมีมติขยายระยะเวลาดำเนินการก่อสร้าง จากระยะเวลาเดิม 6 ปี (ปีงบประมาณ พ.ศ. 2555 - 2560) เป็นระยะเวลา 11 ปี เริ่มจากปีงบประมาณ พ.ศ. 2555 - 2565 ภายใต้กรอบวงเงินโครงการที่ได้รับอนุมัติไว้ เมื่อวันที่ 14 พฤศจิกายน 2560 ซึ่งมีแผนงานก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำ โดยสรุปดังนี้

- งานก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำและอาคารประกอบ พร้อมส่วนประกอบอื่น อุโมงค์ส่งน้ำช่วงแม่งัด – แม่กวง มีระยะเวลาก่อสร้าง 8 ปี (ปีงบประมาณ พ.ศ. 2557 - 2564)
- งานก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำและอาคารประกอบ พร้อมส่วนประกอบอื่น อุโมงค์ส่งน้ำช่วงแม่แตง - แม่งัด มีระยะเวลาก่อสร้าง 6 ปี (ปีงบประมาณ พ.ศ. 2559 - 2564)
- ระบบท่อส่งน้ำแม่งัด - แม่แตง ระยะเวลาก่อสร้าง 4 ปี (ปีงบประมาณ พ.ศ. 2560 - 2563)
- งานปรับปรุงโครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาเขื่อนแม่กวงอุดมธารา จังหวัดเชียงใหม่ ระยะเวลาก่อสร้าง 5 ปี (ปีงบประมาณ พ.ศ. 2561 - 2565)

บทที่ 2

วิธีก่อสร้างและความก้าวหน้าการดำเนินงาน

การก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำ ทั้ง 2 ช่วงของโครงการ เป็นการเจาะอุโมงค์ลอดผ่านชั้นหินแข็งได้เลือกใช้เทคนิควิธีการขุดเจาะอุโมงค์ 2 วิธี เพื่อให้เหมาะสมกับสภาพธรณีวิทยาที่อุโมงค์ต้องเจาะผ่าน โดยผลงานที่ขอรับการประเมินชิ้นนี้แสดงถึงการขุดเจาะอุโมงค์ส่งน้ำด้วยวิธีการขุดระเบิดอุโมงค์ D&B (Drill and Blast) มีรายละเอียดขั้นตอนในแต่ละวิธี ดังนี้

2.1 วิธีการขุดระเบิดอุโมงค์ D&B (Drill and Blast)

ตารางที่ 2-1 แสดงรายการวัสดุ อุปกรณ์ในการทำงานอุโมงค์

ลำดับ	วัสดุ และอุปกรณ์	หน้าที่
1	แก๊ป สายชนวน และดินระเบิด	ระเบิดอุโมงค์
2	Ohm meter และ Blasting Machine	เช็ควงจรระเบิด และจุดระเบิด
3	วัสดุที่ใช้ในการค้ำยันหินสำหรับอุโมงค์	ใช้ค้ำยันอุโมงค์ตาม Support Class ที่กำหนด หรือตามที่ผู้ควบคุมงานสั่งการ
	3.1 งานตะแกรงเหล็ก ขนาด Ø 5 มม.	
	3.2 งานคอนกรีตพ่น	
	3.3 งานสลักยึดหิน ขนาด Ø 25 มม. พร้อมแผ่นรับแรงและน๊อต	
	3.4 งานค้ำยันคานเหล็กโค้ง (Steel Arch)	
	3.5 งานชุดเหล็กเสริมติดผนัง (Lagging Sheet)	
	3.6 งานค้ำยันล่วงหน้า ท่อเหล็กกลม ขนาด Ø 65 มม.	
4	ชุดอุปกรณ์งานเจาะรูระเบิด งานเจาะสลักยึดหิน และงานค้ำยันล่วงหน้า	

ตารางที่ 2-2 แสดงรายการเครื่องมือ เครื่องจักรในการทำงานอุโมงค์

ลำดับ	เครื่องมือ เครื่องจักร	การใช้งาน
1	Jumbo Drilling Machine (2 Boom)	เจาะระเบิด และติดตั้งชุดค้ำยัน
2	Robot Shotcrete	พ่นคอนกรีต
3	Hydraulic Excavator with Breaker	กะเทาะหินที่หลวม และแต่งผิวอุโมงค์ให้ได้รูป (Scaling)
4	Shaeff Loader	ตักหินจากการระเบิดใส่รถบรรทุก

ลำดับ	เครื่องมือ เครื่องจักร	การใช้งาน
5	Dump Truck/Mucking Car+Locomotive	ขนย้ายหินออกจากอุโมงค์
6	Ventilation System (Fan&Duct)	ระบายอากาศ และฝุ่น ควัน
7	Air Compressor	ส่งลมให้กับงานเจาะและพ่นคอนกรีต
8	Submersible Pump	สูบน้ำออกจากอุโมงค์
9	ระบบแสงสว่างภายในอุโมงค์	ให้แสงสว่างในการทำงานในอุโมงค์
10	Generator 600 kVA	จ่ายไฟให้ระบบต่างๆ กรณีที่ระบบไฟฟ้าขัดข้อง หรือไฟดับ

ตารางที่ 2-3 แสดงรายการเจ้าหน้าที่ และบุคลากรในการทำงานอุโมงค์

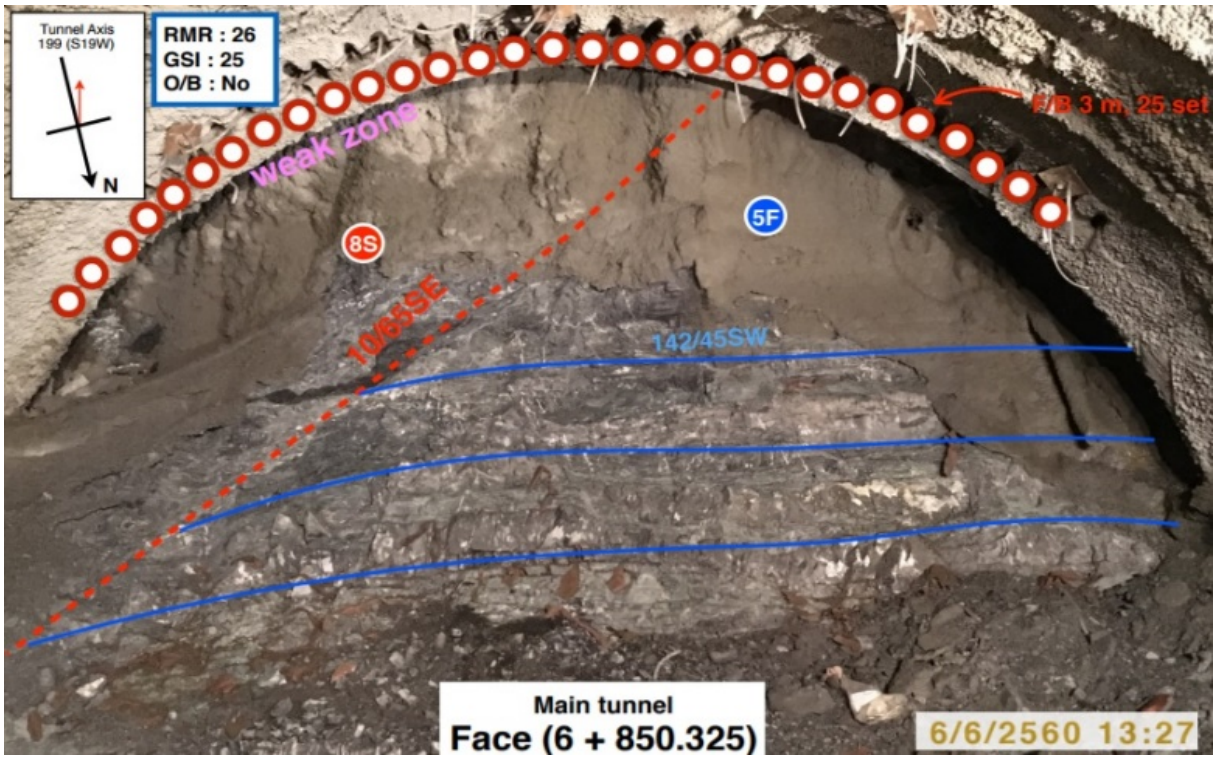
ลำดับ	เจ้าหน้าที่ และบุคลากร	หน้าที่รับผิดชอบ
1	วิศวกรอุโมงค์ / วิศวกรเหมืองแร่	ควบคุมการทำงานในอุโมงค์ทั้งหมด งานเจาะระเบิด และงานติดตั้งชุดค้ำยันหินในอุโมงค์
2	นักธรณีวิทยา	จัดทำแผนที่ทางธรณีวิทยา (Mapping) และวิเคราะห์สภาพหินเพื่อติดตั้งค้ำยัน
3	วิศวกรสำรวจ	ให้ค่าพิกัดตำแหน่งในการเจาะระเบิด และตำแหน่งในการติดตั้งชุดค้ำยัน
4	โฟร์แมนงานอุโมงค์	ควบคุมการทำงานให้เป็นไปตามที่วิศวกรอุโมงค์/ วิศวกรเหมืองแร่ และนักธรณีกำหนด
5	Jumbo Operator	ควบคุมการทำงานของ Jumbo Machine
6	Robot Shotcrete Operator	ควบคุมการทำงานของ Robot Shocrete Machine
7	Excavator Operator	ควบคุมการทำงานของ รถขุดติดหัวเบรคเกอร์
8	Shaeff Loader Operator	ควบคุมการทำงานของ Shaeff Loader
9	Dump Truck Driver/ Mucking Car+Locomotive	ขับรถบรรทุกขนย้ายหินที่ได้จากการระเบิดออกมาจากอุโมงค์
10	ช่างสำรวจ (Survey)	รังวัดแนวอุโมงค์เพื่อกำหนดแนวศูนย์กลาง และขอบเขตของการขุดอุโมงค์
11	ช่างไฟฟ้า	ดูแลระบบไฟฟ้า และระบบแสงสว่าง ของการทำงานในอุโมงค์
12	ช่างประปา	ดูแลระบบส่งน้ำ สูบน้ำ และระบบส่งแรงลม ของการทำงานในอุโมงค์
13	พนักงานอัดระเบิด	อัดระเบิด และต่อวงจรระเบิด ในอุโมงค์

ลำดับ	เจ้าหน้าที่ และบุคลากร	หน้าที่รับผิดชอบ
14	คนงาน	ทำงานตามคำสั่งของ โฟร์แมน ในการติดตั้งชุดค้ำยัน และดำเนินการต่างๆ ในการก่อสร้างอุโมงค์

2.2 ขั้นตอนและรายละเอียดการทำงาน จะมีลำดับการทำงาน ดังนี้

<u>ขั้นตอนที่ 1</u> จัดทำแผนที่ทางธรณีวิทยา (Geological Mapping)

นักธรณีดำเนินการจัดทำแผนที่ทางธรณีวิทยาโดยบันทึกรูปแบบต่างๆ ของหินหน้าอุโมงค์ (Tunnel Face) ตามการกำหนดค่าชนิดของมวลหิน (Rock Mass Type, RMT) เพื่อที่จะกำหนดชนิดของการค้ำยัน (Support Class) โดยใช้แบบฟอร์มการบันทึก



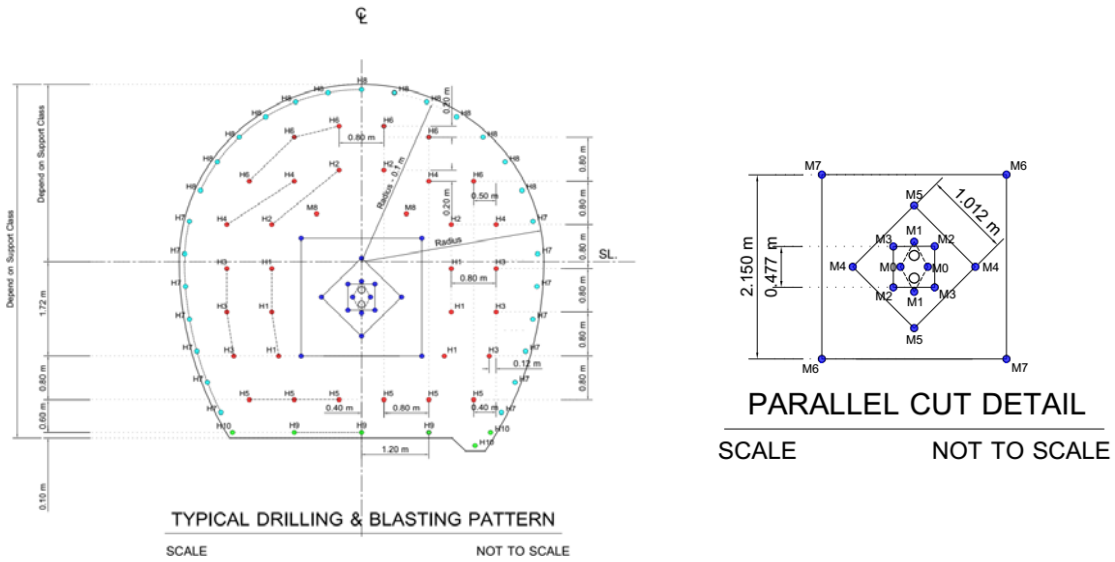
รูปที่ 2-1 แผนที่ทางธรณีวิทยา

<u>ขั้นตอนที่ 2</u> สำรวจรังวัดแนวอุโมงค์ (Survey) งานสำรวจเข้าดำเนินการรังวัดแนวอุโมงค์ เพื่อกำหนดแนวศูนย์กลาง (Center Line) และขอบเขตของการขุดอุโมงค์ (Excavation Line)



รูปที่ 2-2 การสำรวจรังวัดแนวอุโมงค์

<u>ขั้นตอนที่ 3</u> วางรูปแบบการเจาะรูระเบิด และลำดับการจุดระเบิด (Drill and Blast Pattern & Firing Order) วิศวกรอุโมงค์/วิศวกรเหมืองแร่ เข้าดำเนินการวางรูปแบบการเจาะรูระเบิด ซึ่งประกอบด้วย ตำแหน่งรูเจาะ ความลึกของรูเจาะ และทิศทางของรูเจาะ พร้อมกับกำหนดลำดับการจุดระเบิดให้เป็นไปตามที่ได้ออกแบบไว้ในการขออนุญาตมีและใช้วัตถุระเบิด และอุปกรณ์ โดยการทำงาน Support Class จะวางตำแหน่ง และลำดับการจุดระเบิดเหมือนกัน จะแตกต่างกันที่ระยะความลึกของหลุมเจาะ เนื่องจากระยะของการค้ำยันในแต่ละ Support Class มีระยะห่างไม่เท่ากัน



รูปที่ 2-3 แสดงรายละเอียดการเจาะระเบิด Support Class A-D

Detail of Explosive Charging (อุโมงค์เข้า - ออก Class A-D)										
Part of round	From Calculation				Explosive Charging					
	Burden m	Look-out m	Spacing m	Total Charge kg	Type of Explosive	Weight per pcs. kg	Pcs./hole	Weight per hole kg	No. of hole	Total Weight kg
Cut										
Large holes (Dia. 75 mm.)				-	None	-	0	-	2.00	-
1st Square (Dia. 45 mm.)	0.16	-	-	0.66	Emulsion 35 x 260 mm	0.2667	4	1.067	4.00	4.27
2nd Square (Dia. 45 mm.)	0.23	-	-	0.51	Emulsion 35 x 260 mm	0.2667	2	0.533	4.00	2.13
3rd Square (Dia. 45 mm.)	0.48	-	-	0.78	Emulsion 35 x 260 mm	0.2667	4	1.067	4.00	4.27
4th Square (Dia. 45 mm.)	1.01	-	-	1.55	Emulsion 35 x 260 mm	0.2667	5	1.334	4.00	5.33
Floor Holes (Dia. 45 mm.)	0.60	0.15	0.80	2.07	Emulsion 35 x 260 mm	0.2667	6	1.600	6.00	9.60
Wall Holes (Dia. 45 mm.)	0.60	0.20	0.60	0.37	Emulsion 25 x 200 mm	0.120	3	0.360	14.00	5.04
Roof Holes (Dia. 45 mm.)	0.60	0.20	0.60	0.37	Emulsion 25 x 200 mm	0.120	3	0.360	13.00	4.68
Stoping Holes (Dia. 45 mm.)										
Upwards & Horizontal	0.80	-	0.80	1.63	Emulsion 35 x 260 mm	0.2667	5	1.334	18.00	24.00
Downwards	0.80	-	0.80	1.63	Emulsion 35 x 260 mm	0.2667	5	1.334	16.00	21.34
								Total	85	80.66

Conclusion							
Cross-section Area	42.315	sq.m	Explosive Charge	80.66 kg	Emulsion 25 x 200 mm	81.00	pcs.
Hole Depth	1.50	m	Powder factor	1.91 kg/cu.m	Emulsion 35 x 260 mm	266.00	pcs.
Advance per round	1.00	m	Drilling Blast hole (Total)	127.50 m	Detonators (Total)	83.00	pcs.
Blasting Production	42.32	cu.m	Specific Drill	3.01 m/cu.m	Max. Charge per delay	8.00	kg
					Detonating Cord	68.00	m
					Electric Wire (สายไฟเดี่ยว)	449.00	m

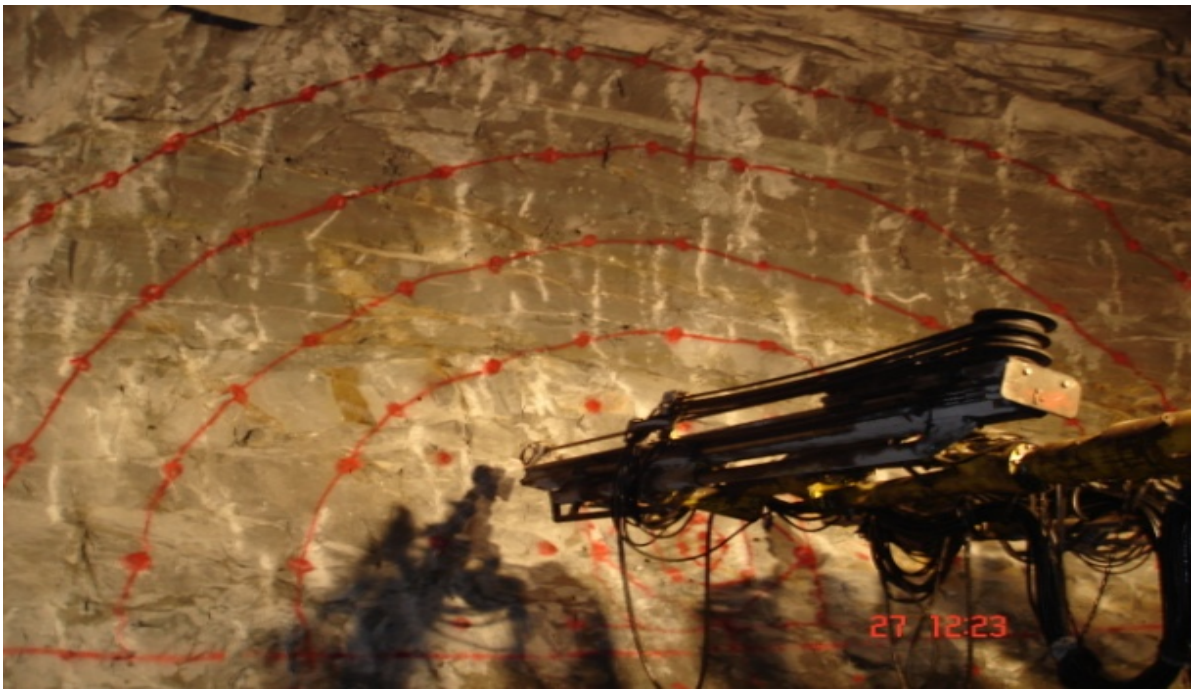
รูปที่ 2-4 แสดงลำดับการจุดระเบิด และปริมาณระเบิดที่ใช้แต่ละช่วงเวลาหน่วงของการจุดระเบิด Support Class A-D

Blast hole	List of Detonator		
	Delay No.	Charge per delay	
		hole	kg
Cut - 1st Square	M0	2	2.13
	M1	2	2.13
Cut - 2nd Square	M2	2	1.07
	M3	2	1.07
Cut - 3rd Square	M4	2	2.13
	M5	2	2.13
Cut - 4th Square	M6	2	2.67
	M7	2	2.67
Stoping Hole	M8	2	2.67
	H1	6	8.00
	H2	4	5.33
	H3	6	8.00
	H4	4	5.33
	H5	6	8.00
	H6	6	8.00
	H7	0	-
Wall holes	H7	14	5.04
Roof holes	H8	13	4.68
Floor holes	H9	3	4.80
	H10	3	4.80

รูปที่ 2-5 จำนวนหลุมและปริมาณวัตถุระเบิดแยกตามส่วนของรูปอุโมงค์

<u>ขั้นตอนที่ 4</u> เจาะรูระเบิด และอัดระเบิด (Drilling and Charging)

งานเจาะรูระเบิด และอัดระเบิดจะใช้เครื่องจักรที่เรียกว่า จัมโบ้ (Jumbo Drilling Machine) ซึ่งมีแขน (Boom) สำหรับเจาะ 2-3 แขน (แล้วแต่รุ่นของจัมโบ้) และมีกระเช้าสำหรับพนักงานอัดระเบิดขึ้นไปอัดระเบิดในจุดที่สูง หรือบริเวณผนังและหลังคาอุโมงค์



รูปที่ 2-6 การเจาะรูระเบิด

<u>ขั้นตอนที่ 5</u> ระเบิด (Blasting)

งานเจาะรูระเบิด และอัดระเบิดดำเนินการแล้วเสร็จ ทำการตรวจสอบวงจรระเบิดและตรวจสอบความเรียบร้อย เมื่อพร้อมทำการระเบิดจะย้ายเครื่องจักร เครื่องมือให้พ้นรัศมีการระเบิด และให้พนักงานออกจากอุโมงค์จากนั้นจึงทำการระเบิด (โดยทุกขั้นตอนต้องปฏิบัติตามมาตรการความปลอดภัยในการทำงานกับระเบิด และการทำงานในอุโมงค์)



รูปที่ 2-7 การระเบิด

<u>ขั้นตอนที่ 6</u> ระบบระบายอากาศในอุโมงค์ (Ventilation System)

เป็นการนำเอาอากาศบริสุทธิ์เข้าไปในอุโมงค์ หลังทำการระเบิดจะมีฝุ่นควันหรือก๊าซที่เกิดจากการระเบิด ซึ่งต้องจัดการกับฝุ่นควันดังกล่าว ด้วยการเป่าอากาศดีจากพัดลม (Ventilation Fan) โดยติดตั้งอยู่บริเวณปากอุโมงค์ (มีระยะห่างจากหน้าอุโมงค์ที่ทำงานประมาณ 50 เมตร) ส่งผ่านท่อลมเข้าไปยังพื้นที่ที่ทำงานในอุโมงค์ไล่อากาศเสียออกมา เพื่อให้เกิดความปลอดภัยในการทำงาน



รูปที่ 2-8 ระบบระบายอากาศภายในอุโมงค์

การเลือกใช้พัดลม และขนาดของท่อลมจะคำนึงถึง คุณภาพของอากาศภายในอุโมงค์ เครื่องจักรที่ใช้ในการทำงาน และจำนวนคนที่ทำงานในอุโมงค์ โดยในรายการรายละเอียดด้านวิศวกรรมได้กำหนดไว้ดังนี้

- ปริมาณอากาศที่บริสุทธิ์ที่น้อยที่สุดสำหรับคนทำงานในอุโมงค์เท่ากับ 3 ลูกบาศก์เมตร/นาที/คน
- ถ้าใช้เครื่องจักรที่ใช้น้ำมันดีเซลเป็นเชื้อเพลิงสำหรับอุโมงค์นั้น ปริมาณอากาศบริสุทธิ์ที่ต้องการใช้ในการเจือจางควันเสียต้องใช้อย่างน้อย 3 ลูกบาศก์เมตรต่อนาทีต่อกำลังเครื่องยนต์ 1 กิโลวัตต์

<u>จากข้อกำหนดข้างต้นอากาศบริสุทธิ์ที่ต้องการมีดังนี้</u>

- ปริมาณอากาศบริสุทธิ์สำหรับคนทำงานในอุโมงค์ 28 คน x 3 ลูกบาศก์เมตร/คน/นาที เท่ากับ 84 ลูกบาศก์เมตร/นาที
- ปริมาณอากาศบริสุทธิ์สำหรับเครื่องจักรที่ใช้นำมันดีเซลเป็นเชื้อเพลิง

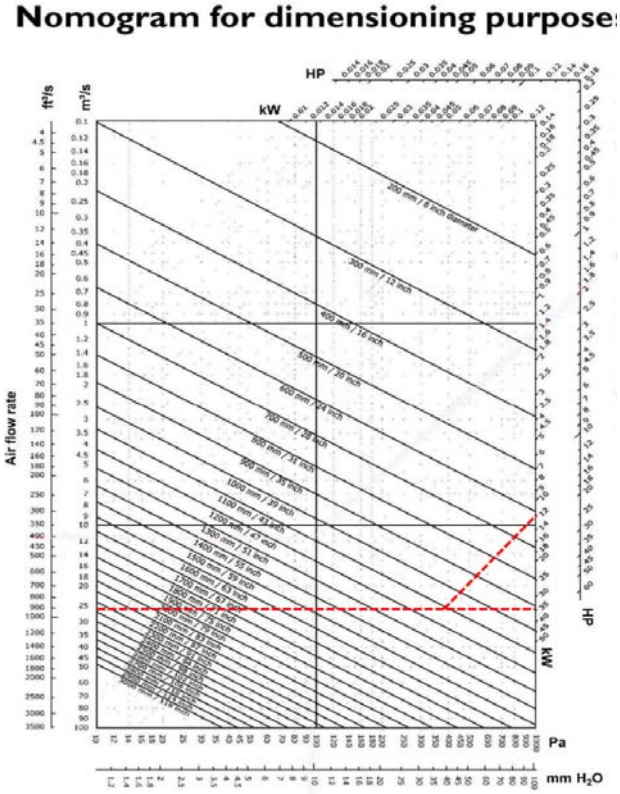
รถบรรทุก	250	กิโลวัตต์
รถตักหิน	250	กิโลวัตต์

Jumbo Drilling Machine และ Robot Shotcrete Machine ใช้ไฟฟ้าในการทำงาน

ปริมาณอากาศสำหรับเครื่องจักรดีเซล (250 kW + 250kW) x 3 ลูกบาศก์เมตร/นาที/kW เท่ากับ 1,500 ลูกบาศก์เมตร/นาที

รวมปริมาณอากาศบริสุทธิ์ที่ต้องการสำหรับการทำงานในอุโมงค์เท่ากับ 1,584 ลูกบาศก์เมตร/นาที

จากข้อมูลข้างต้นจะเลือกใช้พัดลมระบายอากาศ ขนาดกำลัง 55kW x 2 Nos.เท่ากับ 110 kW และใช้ท่อลมสำหรับลำเลียงอากาศไปยังพื้นที่ทำงานในอุโมงค์ ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 1,200 มิลลิเมตร ยาวทั้งหมด 900 เมตร ดังแสดงในรูปที่ 2-9 และรูปที่ 2-10



รูปที่ 2-9 Nomogram ประกอบการคำนวณขนาดกำลังของพัดลมและท่อลม สำหรับระบายอากาศในอุโมงค์

Item	Task	Symbol	Value	Unit
A	Design and Performance Data			
	Tunnel average cross section area	A_{Tunnel}	43.00	sq.m
	Max. distance for tunnel excavation from portal	L	900.00	m
	No. workers		28.00	person
	Power of Equipments		500.00	kW
	Velocities in largest excavation profile	V	0.30	m/s
	Fan Effiency	N	75.00	%
B	Calculation			
B-1	Max. fresh air required			
B-1-1	Fresh air for dilution of dust	$Q1 = V \times A_{Tunnel}$	12.90	cu.m/s
	Fresh air for workmen and diesel equipment			
	Fresh air required/person		3.00	cu.m/min
	Fresh air required for workmen		84.00	cu.m/min
	Fresh air required for diesel equipment		3.00	cu.m/min/kW
		3.0 x 500 kW	1,500.00	cu.m/min
B-1-2	Total fresh air required for workmen and diesel equipment		1,584.00	cu.m/min
	or	Q2	26.40	cu.m/sec
	Maximum fresh air required	Q3=Max (Q1,Q2)	27.00	cu.m/sec
B-2	Velocity in the excavation profile	Q3 (cu.m/sec) / A_{Tunnel} (sq.m)	0.63	m/s
C	Fan & Duct Capacity Requirement			
	Fan selection by Nomogram for dimensioning purpose			
	Required fresh air is 55 cu.m/sec and duct diameter chosen		1,200.00	mm
	A requistion fan power meet per 100m length.		12.00	kW
	Ventilation duct length		900.00	m.
	So, Total fan power required		108.00	kW
D	Fan & Duct Selection			
	The Axial Flow Fan is twin motor power of 55 kW or 110kW - 1 Set (110 kW) chosen			
	The duct diameter 1200 mm is chosen.			

รูปที่ 2-10 รายการคำนวณระบบระบายอากาศในอุโมงค์

<u>ขั้นตอนที่ 7</u> การเคลียร์หินหลวมหลังการระเบิด (Scaling)

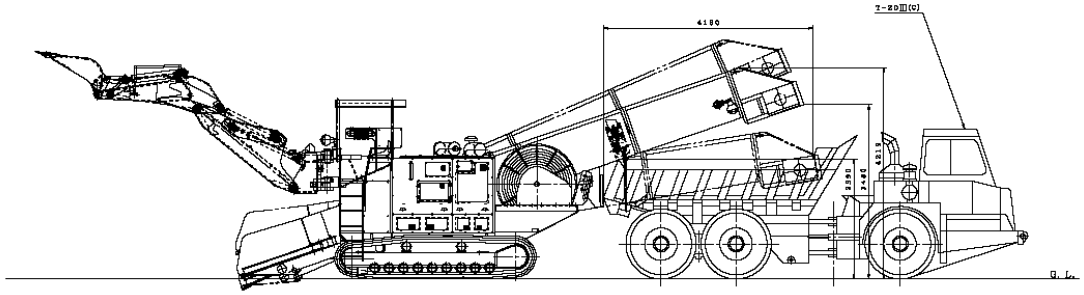
เมื่อทำการระเบิดและระบายอากาศเรียบร้อยแล้ว จะดำเนินการตรวจสอบหินหน้าอุโมงค์ ถ้าพบหินที่มีแนวโน้มจะร่วงหล่น หรือไม่มีเสถียรภาพ ให้ดำเนินการเคลียร์หินหลวมออกจากหน้าหินแข็ง โดยใช้รถขุดติดกับหัวเบรค (Hydraulic Excavator with Breaker) เพื่อเพิ่มความปลอดภัยในการทำงานและเพิ่มเสถียรภาพให้กับอุโมงค์ ในกรณีที่ทำการระเบิดแนวของการระเบิดน้อยกว่า (Under break) แนวที่ต้องการขุด (Excavation/Design Line) จะใช้รถขุดติดหัวเบรคกะเทาะแต่งผิวอุโมงค์ให้ได้รูปตามแนวที่ต้องการขุด



รูปที่ 2-11 การเคลียร์หินหลวมหลังการระเบิด

<u>ขั้นตอนที่ 8</u> การตักและขนหินออกจากอุโมงค์ (Mucking & Hauling)

เมื่อทำการเคลียร์หินหลวมหลังการระเบิด และแต่งผิวอุโมงค์เสร็จแล้วจะดำเนินการขนย้ายขี้หินออกจากอุโมงค์ โดยใช้รถตัก (Shaeff Loader) ตักขี้หินลำเลียงใส่รถบรรทุก (Dump Truck) ออกจากอุโมงค์



รูปที่ 2-12 เครื่องจักรเครื่องมือที่ใช้ขนหินออกจากอุโมงค์

<u>ขั้นตอนที่ 9</u> งานค้ำยันหินสำหรับอุโมงค์ (Tunnel Support)

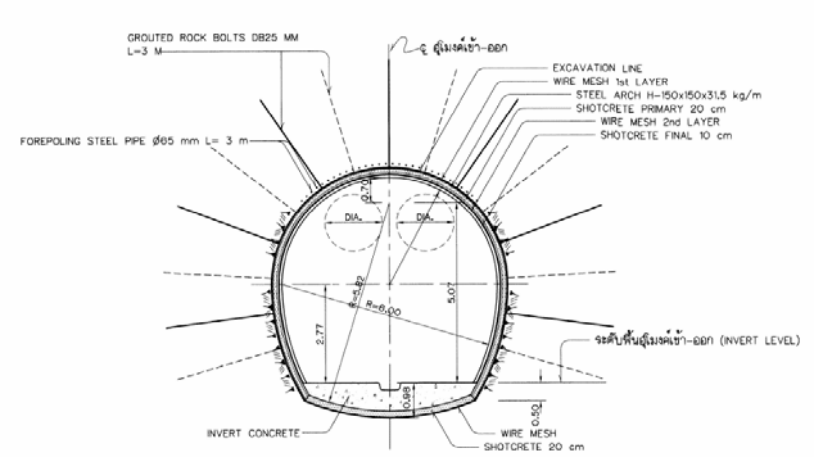
เมื่อทำการตักและขนหินออกจากอุโมงค์เสร็จแล้ว จะดำเนินการค้ำยันหินสำหรับอุโมงค์ ซึ่งการแบ่งชนิดของการค้ำยันหินในอุโมงค์จะใช้ค่าชนิดของมวลหิน (Rock Mass Types) การวางตัวของรอยแตกในหินที่ทำมุมกับแนวอุโมงค์ และสภาพน้ำใต้ดิน เป็นตัวกำหนด โดยได้กำหนดชนิดของค้ำยันสำหรับอุโมงค์ ส่วนงานค้ำยันหินสำหรับอุโมงค์ ประกอบด้วย งานสลักยึดหิน (Rock Bolts) งานค้ำยันคานเหล็กโค้ง (Steel Arch) ดังแสดงในรูปที่ 2-13 งานคอนกรีตพ่น และงานตะแกรงเหล็ก (Shotcrete and Wire Mesh) หรือ คอนกรีตพ่นเสริมใยเหล็ก (Shotcrete with Steel Fibre) และงานดาดคอนกรีต (Concrete Lining) ในกรณีที่ใช้ใยเหล็กแทนตะแกรงเหล็ก สลักยึดหิน Invert Concrete และติดตั้ง Forepoling

เพื่อค้ำยันล่วงหน้าในรอบต่อไป โดยติดตั้งตามประเภทของการค้ำยัน ตามตัวอย่างงานค้ำยันอุโมงค์ ประเภท A-D ดังแสดงในรูปที่ 2-14 ตลอดจนมีการอัดฉีดน้ำปูน (Grouting) ได้แก่ งานอัดฉีดน้ำปูนระหว่างดาดคอนกรีตและหิน (Contact Grouting) งานอัดฉีดน้ำปูนระหว่างคอนกรีตและท่อเหล็ก (Skin Grouting) งานอัดฉีดน้ำปูนในรูเจาะ (Fill Grouting) งานอัดฉีดน้ำปูนเพิ่มคุณภาพมวลหิน (Consolidation Grouting) งานอัดฉีดน้ำปูนล่วงหน้า (Advance Grouting) และงานอัดฉีดน้ำปูนรอยต่อของงานคอนกรีตอุดปิดอุโมงค์ (Plug Grouting) ซึ่งมีคุณสมบัติของผสมเป็นไปตามมาตรฐานที่กำหนดในรายการรายละเอียดด้านวิศวกรรม



รูปที่ 2-13 การติดตั้งค้ำยันงานเหล็กโค้ง (Steel Arch)

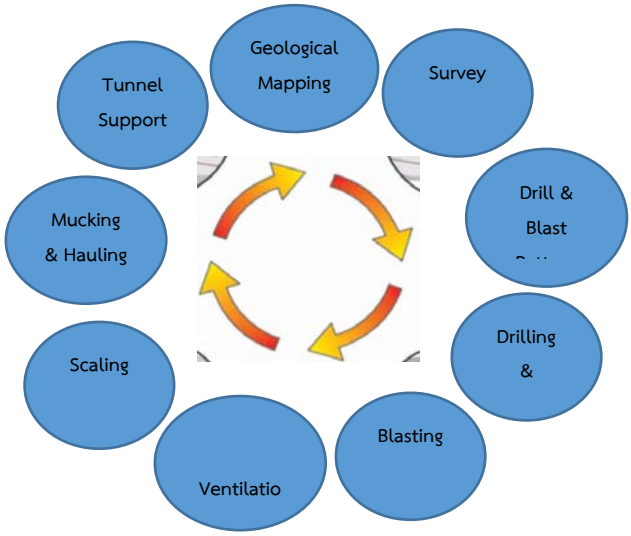
เมื่อปฏิบัติงานถึงขั้นตอนที่ 9 แล้วนั้น ก็จะกลับไปเริ่มขั้นตอนที่ 1 ใหม่ ในรอบต่อๆไปซึ่งสามารถเขียนเป็นวงจรการทำงานได้ดังแสดงในรูปที่ 2-15



รูปตัด ก-ก
(SUPPORT CLASS A-D)

SUPPORT CLASS A-D	
ROUND LENGTH	1.0 m (MAX.)
SUPPORT ELEMENTS	**QUANTITIES**
SHOTCRETE INITIAL 20 cm	16.582 m^2/m
SHOTCRETE FINAL 10 cm	15.179 m^2/m
SHOTCRETE INVERT 20 cm	4.433 m^2/m
WIRE MESH 1ST LAYER 3 kg/m^2	17.566 m^2/m
WIRE MESH 2ND LAYER 3 kg/m^2	15.485 m^2/m
WIRE MESH INVERT 3 kg/m^2	4.713 m^2/m
STEEL ARCH H-150x150x31.5 kg/m	17.566 m/ROUND
GROUTED ROCK BOLTS L=3 m	7.5 SET/ROUND
FOREPOLING STEEL PIPE Ø65 mm, L= 3 m	30 SET/ROUND
EXCAVATION	42.315 m^3/m
INVERT CONCRETE	3.463 m^3/m

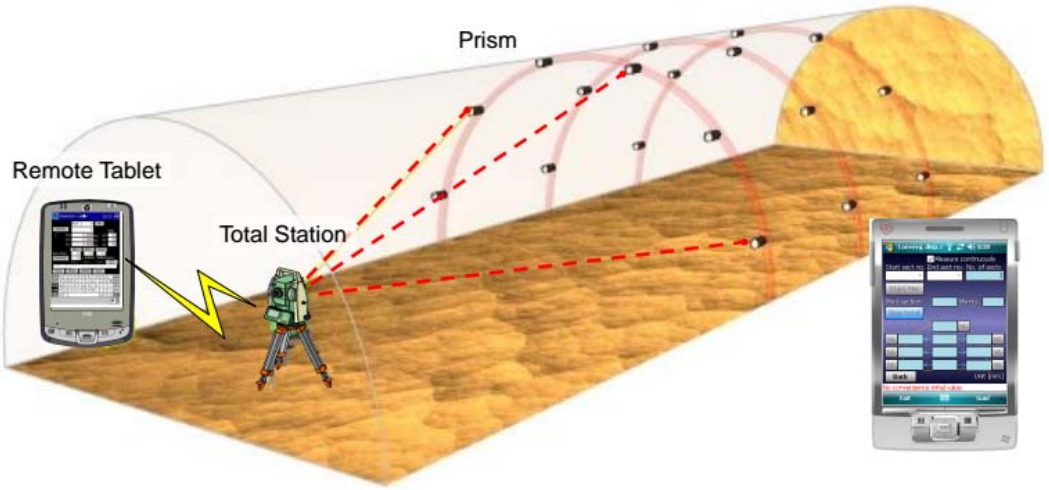
รูปที่ 2-14 ภาพหน้าตัดค้ำยัน ระยะขุดระเบิด และปริมาณค้ำยันประเภท A-D

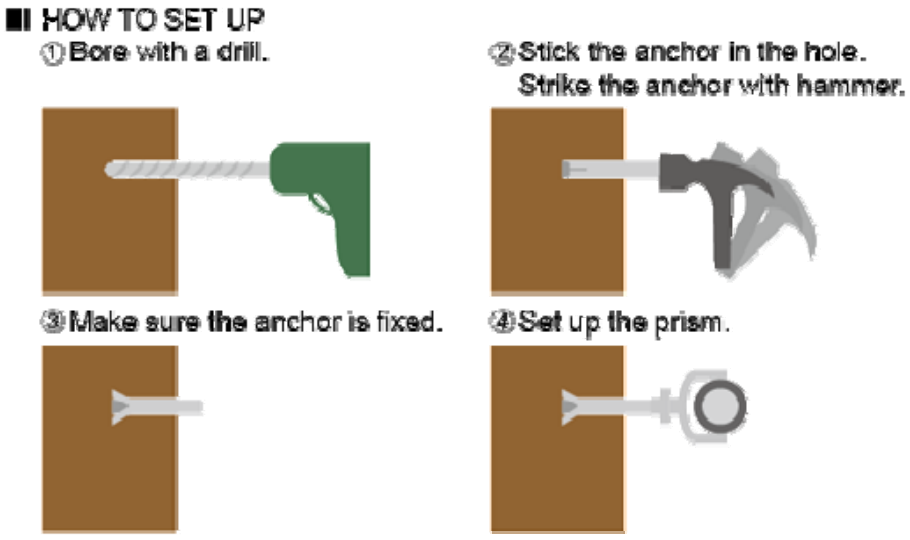


รูปที่ 2-15 ขั้นตอนการขุดระเบิดอุโมงค์ D&B (Drill and Blast)

<u>ขั้นตอนที่ 10</u> การตรวจวัดพฤติกรรมระหว่างการก่อสร้าง

การตรวจวัดการเคลื่อนเข้าของหินผนังอุโมงค์ 3 มิติ ใช้วิธีการวัดแบบ Opto-Trigonometrical ในการวัดจุดสำรวจ (Survey Mark) ซึ่งอุปกรณ์ที่ใช้ประกอบด้วย กล้อง Theodolite เป้าปริซึมหรือเป้ามินิปริซึม (Prism Target) เป้าหรือตัวสะท้อน (Targets หรือ Reflectors) ค้อนสำหรับตอกพุกเข้ากับผนัง (Drilling Tool) และคอมพิวเตอร์ (Laptop) ที่ติดตั้งโปรแกรมที่ใช้ในการวิเคราะห์ จากนั้นจะทำการตรวจวัดค่า โดยสัปดาห์แรกอ่านค่าทุกวันหลังการติดตั้ง หลังจากนั้นตรวจวัดสัปดาห์ละ 2 ครั้ง เมื่อค่าการเคลื่อนเข้าของหินผนังอุโมงค์ไม่เพิ่มขึ้นหรือหยุดลง จึงคัดเลือกบริเวณที่จะทำการตรวจวัดค่า ซึ่งมีจุดตรวจวัดห่างกันไม่เกิน 250 เมตร โดยการบันทึกและถ่ายโอนข้อมูลที่ได้ให้ใช้โปรแกรมรับ - ส่ง ถ่ายโอนข้อมูล และการคำนวณพิกัดใช้ควบคู่กับกล้อง Theodolite รวมทั้งใช้เครื่องบันทึก และประมวลผลภาคสนามแบบพกพาสำหรับเก็บข้อมูลและประมวลผล ก่อนทำการอ่านและพล็อตค่าจากโปรแกรมที่สามารถส่งผ่านข้อมูลเข้าโดยตรง





รูปที่ 2-16 การติดตั้งระบบตรวจวัดพฤติกรรมอุโมงค์

Cycle Time ของการทำงาน (โดยเฉลี่ย)

จากข้อมูลอัตราการทำงานในอุโมงค์โดยเฉลี่ย (Basic Working Rate) สามารถนำข้อมูลดังกล่าวมาใช้ประมาณการ Cycle Time ของการทำงาน (โดยเฉลี่ย) ของอุโมงค์ เช่น Cycle Time การทำงานในอุโมงค์ โดยใช้ตะแกรงเหล็ก (Wire Mesh) เสริมแรงคอนกรีตพ่นในงานค้ำยันหินสำหรับอุโมงค์ แสดงอัตราการทำงานในอุโมงค์โดยเฉลี่ย (Basic Working Rate) ของอุโมงค์ส่งน้ำช่วงแม่แตง - แม่งัด สัญญาที่ 1

อัตราการทำงานในอุโมงค์โดยเฉลี่ย (Basic Working Rate)

No.	Activity	Unit	Rate	Remarks
1	Geological Mapping	minute/round	30.00	
2	Survey	minute/round	60.00	
3	Drill & Blast Pattern and Firing Order	minute/round	30.00	
4	Drilling and Charging			
4.1	Drilling for Blasthole	meter/minute	1.00	for 1 boom
4.2	Charging Explosive	minute/hole	2.00	
5	Blasting	minute/round	30.00	
6	Ventilation	minute/round	30.00	
7	Scaling	minute/round	60.00	
8	Mucking & Hauling	cu.m / minute	1.00	
9	Tunnel Support			
9.1	Forepoling			Support Class A-D
9.1.1	Drilling Holes	meter/minute	0.50	Support Class A-D
9.1.2	Installation	minute/Set	7.50	Support Class A-D
9.2	Steel Arch	minute/set	120.00	Support Class A-C & A-D
9.3	Wire Mesh	sq.m / 60 minute	10.00	All Support Class
9.4	Shotcrete			
9.4.1	Shotcrete	cu.m / 60 minute	3.00	All Support Class
9.4.2	Shotcrete with Steel Fibre	cu.m / 60 minute	2.50	All Support Class
9.5	Rock Bolts			
9.5.1	Drilling holes	meter/minute	0.50	All Support Class
9.5.2	Installation	minute/Set	7.50	All Support Class

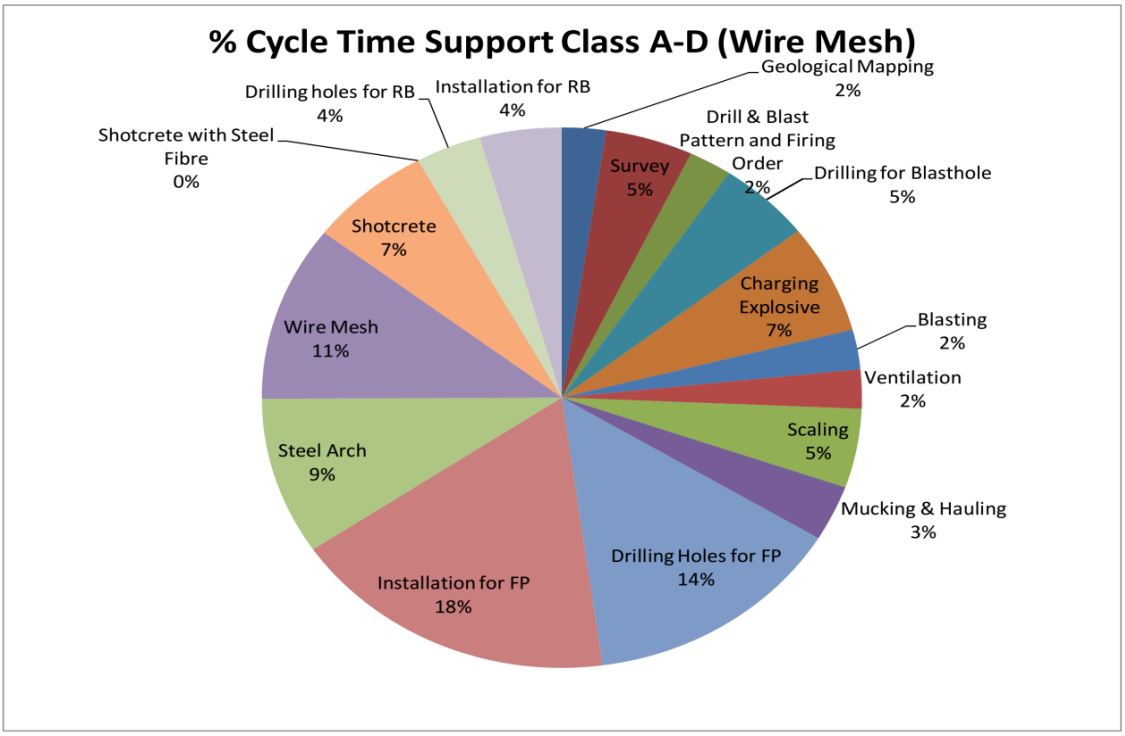
รูปที่ 2-17 อัตราการทำงานในอุโมงค์โดยเฉลี่ย

Cycle Time การทำงานในอุโมงค์ โดยใช้ตะแกรงเหล็กเสริมแรงคอนกรีตพ่นแสดง Cycle Time การทำงานในอุโมงค์ Support Class A-D (กรณีใช้ตะแกรงเหล็ก) ของอุโมงค์ส่งน้ำช่วง แม่แตง - แม่งัด สัญญาที่ 1 การทำงานส่วนใหญ่ใช้เวลาไปกับการค้ำยันล่วงหน้า (Installation for Forepoling) Cycle Time 1 รอบ ใช้เวลา 21.22 ชั่วโมง อัตราการขุดเจาะเฉลี่ย 1.02 เมตรต่อวัน

Cycle Time for Support Class A-D (กรณีใช้ Wire Mesh เสริมกำลังคอนกรีตพ่น)

No.	Activity	Unit	Quantities	Duration (min.)	% Duration	Remarks
1	Geological Mapping	round	1.00	30.00	2.36%	
2	Survey	round	1.00	60.00	4.71%	
3	Drill & Blast Pattern and Firing Order	round	1.00	30.00	2.36%	
4	Drilling and Charging	hole	85.00			
4.1	Drilling for Blasthole	meter	127.50	63.75	5.01%	1.5 m per holes, 2 boom Drilling
4.2	Charging Explosive	hole	83.00	83.00	6.52%	2 Team Charging
5	Blasting	round	1.00	30.00	2.36%	
6	Ventilation	round	1.00	30.00	2.36%	
7	Scaling	round	1.00	60.00	4.71%	
8	Mucking & Hauling	cu.m	42.32	42.32	3.32%	42.315 cu.m per m x 1.0 m
9	Tunnel Support					
9.1	Forepoling					
9.1.1	Drilling Holes for FP	meter	90.00	180.00	14.14%	30 Set x 3 m per Set
9.1.2	Installation for FP	Set	30.00	225.00	17.67%	
9.2	Steel Arch	Set	1.00	120.00	9.43%	
9.3	Wire Mesh	sq.m	22.28	133.67	10.50%	17.566 + 4.713 sq.m x 1.0 m
9.4	Shotcrete					
9.4.1	Shotcrete	cu.m	4.20	84.06	6.60%	16.582+4.433 sq.m per m x 0.2 m x 1 m
9.4.2	Shotcrete with Steel Fibre	cu.m	-	-	0.00%	
9.5	Rock Bolts					
9.5.1	Drilling holes for RB	meter	22.50	45.00	3.53%	7.5 Set x 3 m per Set
9.5.2	Installation for RB	Set	7.50	56.25	4.42%	
	Cycle Time for 1 Round	minute		1,273.05		
		hour		21.22		
	%Efficiency	%		90.00		
	Total Cycle Time for 1 Round	minute		1,414.50		
		hour		23.57		
	Advance	m/Round		1.00		
	Say Advance Rate	m/hour		0.04		
		m/day		1.02		24 hour

รูปที่ 2-18 Cycle Time Support Class A-D (กรณีใช้ตะแกรงเหล็ก)



รูปที่ 2-19 แสดง % Cycle Time Support Class A-D (กรณีใช้ตะแกรงเหล็ก)

2.3 ความก้าวหน้างานก่อสร้างโครงการ

2.3.1 งานจ้างก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำและอาคารประกอบ พร้อมส่วนประกอบอื่น อุโมงค์ส่งน้ำช่วงแม่งัด – แม่กวง

1) คณะรัฐมนตรีได้มีมติเมื่อวันที่ 22 ตุลาคม 2556 อนุมัติให้ก่อหนี้ผูกพันข้ามปีงบประมาณพ.ศ. 2557 - 2562 รายการจ้างก่อสร้างและรายการจ้างที่ปรึกษาควบคุมงานก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำช่วงแม่งัด - แม่กวง รวม 3 รายการ ประกอบด้วย

- รายการอุโมงค์ส่งน้ำและอาคารประกอบ พร้อมส่วนประกอบอื่น อุโมงค์ส่งน้ำช่วงแม่งัด - แม่กวง สัญญาที่ 1 วงเงินก่อหนี้ผูกพัน 3,360.00 ล้านบาท
- รายการอุโมงค์ส่งน้ำและอาคารประกอบ พร้อมส่วนประกอบอื่น อุโมงค์ส่งน้ำช่วงแม่งัด - แม่กวง สัญญาที่ 2 วงเงินก่อหนี้ผูกพัน 2,730.00 ล้านบาท
- รายการค่าจ้างที่ปรึกษาควบคุมงานก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำและอาคารประกอบ พร้อมส่วนประกอบอื่น อุโมงค์ส่งน้ำช่วงแม่งัด - แม่กวง วงเงินก่อหนี้ผูกพัน 210.00 ล้านบาท

2) คณะรัฐมนตรีได้มีมติเมื่อวันที่ 25 พฤศจิกายน 2557 อนุมัติให้กระทรวงเกษตรและสหกรณ์ (กรมชลประทาน) ก่อหนี้ผูกพันข้ามปีงบประมาณ งานจ้างก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำและอาคารประกอบ พร้อมส่วนประกอบอื่น อุโมงค์ส่งน้ำช่วงแม่งัด - แม่กวง สัญญาที่ 1 และสัญญาที่ 2 โครงการเพิ่มปริมาณน้ำในอ่างเก็บน้ำเขื่อนแม่กวงอุดมธารา จังหวัดเชียงใหม่

3) กระทรวงเกษตรและสหกรณ์อนุมัติรับราคาบริษัท อิตาเลียนไทย ดีเวล๊อปเมนต์ จำกัด (มหาชน) จำนวน 2,334,600,000 บาท เมื่อวันที่ 25 กุมภาพันธ์ 2558 และกรมชลประทานได้ลงนามว่าจ้างบริษัทอิตาเลียนไทย ดีเวล๊อปเมนต์ จำกัด (มหาชน) ดำเนินการก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำและอาคารประกอบ พร้อมส่วนประกอบอื่น อุโมงค์ส่งน้ำช่วงแม่งัด - แม่กวง สัญญาที่ 1 (กม.0+000 - กม.12+500) สัญญาเลขที่ กจ.26/2558 (กสพ.) ลงวันที่ 10 มีนาคม 2558 ราคาสัญญา 2,334,600,000.00 บาท อายุสัญญา 2,340 วันเริ่มสัญญาวันที่ 24 มีนาคม 2558 สิ้นสุดอายุสัญญาวันที่ 18 สิงหาคม 2564 ผลงานสะสม 20.890 % ปัจจุบันอยู่ระหว่างผู้รับจ้างก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำด้วยวิธีการเจาะและระเบิด (Drilling & Blasting : D&B) (ข้อมูล ณ วันที่ 26 กรกฎาคม 2562)

4) กระทรวงเกษตรและสหกรณ์อนุมัติรับราคาบริษัท ยูนิค เอ็นจิเนียริ่ง แอนด์ คอนสตรัคชั่น จำกัด (มหาชน) จำนวน 1,880,800,000 บาท เมื่อวันที่ 30 มีนาคม 2558 และกรมชลประทานได้ลงนามว่าจ้างบริษัท ยูนิค เอ็นจิเนียริ่ง แอนด์คอนสตรัคชั่น จำกัด (มหาชน) ดำเนินการก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำ และอาคารประกอบ พร้อมส่วนประกอบอื่น อุโมงค์ส่งน้ำช่วงแม่งัด - แม่กวง สัญญาที่ 2 (กม.12+500 - กม.22+975) สัญญาเลขที่ กจ.29/2558 (กสพ.) ลงวันที่ 10 เมษายน 2558 ผู้รับจ้างบริษัท ยูนิค เอ็นจิเนียริ่ง แอนด์ คอนสตรัคชั่น จำกัด (มหาชน) ราคาสัญญา 1,880,800,000.00 บาท อายุสัญญา 1,609 วันเริ่มสัญญาวันที่ 28 เมษายน 2558 สิ้นสุดอายุสัญญาวันที่ 22 กันยายน 2562 ผลงานสะสม 72.233 % ปัจจุบันอยู่ระหว่างผู้รับจ้างขุดเจาะอุโมงค์ส่งน้ำด้วยหัวเจาะ TBM (ข้อมูล ณ วันที่ 26 กรกฎาคม 2562)



รูปที่ 2-20 ลักษณะงานและรายละเอียดสัญญาอุโมงค์ส่งน้ำช่วงแม่งัด - แม่กวง

2.3.2 งานจ้างที่ปรึกษาควบคุมงานก่อสร้าง

กระทรวงเกษตรและสหกรณ์อนุมัติรับราคากลุ่มบริษัทที่ปรึกษา ซึ่งประกอบด้วย บริษัท ปัญญา คอลซัลแตนท์ จำกัด บริษัท พี แอนด์ซี แมเนจเมนท์ จำกัด บริษัท พิสุทธิ์ เทคโนโลยี จำกัด และบริษัท สามารถ เอ็นจิเนียริ่ง คอนซัลแตนท์ จำกัด จำนวน 195,810,00 บาท เมื่อวันที่ 2 ธันวาคม 2557 และกรมชลประทานได้ลงนามว่าจ้างกลุ่มบริษัทที่ปรึกษา ซึ่งประกอบด้วย บริษัท ปัญญา คอลซัลแตนท์ จำกัด บริษัท พี แอนด์ซี แมเนจเมนท์ จำกัด บริษัท พิสุทธิ์ เทคโนโลยี จำกัด และบริษัท สามารถ เอ็นจิเนียริ่ง คอนซัลแตนท์ จำกัด ดำเนินการควบคุมงานก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำและอาคารประกอบ พร้อมส่วนประกอบอื่น อุโมงค์ส่งน้ำช่วงแม่งัด - แม่กวง โครงการเพิ่มปริมาณน้ำในอ่างเก็บน้ำเขื่อนแม่กวงอุดมธารา จังหวัดเชียงใหม่ ตามสัญญาเลขที่ กจ.9/2558 (กสพ.) ลงวันที่ 8 มกราคม 2558 วงเงินตามสัญญา 195,810,00 บาท เริ่มปฏิบัติงานวันที่ 11 มีนาคม 2558 โดยสัญญาจะสิ้นสุดเมื่อมีการส่งมอบงานก่อสร้างงวดสุดท้าย และคณะกรรมการตรวจการจ้างได้ตรวจรับงานทั้งสัญญาเรียบร้อยแล้ว ผลงานสะสม 43.798% ปัจจุบันอยู่ระหว่างกลุ่มบริษัทที่ปรึกษาดำเนินการควบคุมงาน (ข้อมูล ณ วันที่ 26 กรกฎาคม 2562)

2.3.3 งานจ้างก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำและอาคารประกอบ พร้อมส่วนประกอบอื่น อุโมงค์ส่งน้ำช่วงแม่แตง – แม่งัด

1) คณะรัฐมนตรีได้มีมติเมื่อวันที่ 20 ตุลาคม 2558 อนุมัติให้ก่อหนี้ผูกพันข้ามปีงบประมาณ พ.ศ. 2559 - 2564 รายการจ้างก่อสร้างและรายการจ้างที่ปรึกษาควบคุมงานก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำช่วงแม่แตง - แม่งัด รวม 3 รายการ ประกอบด้วย

- รายการอุโมงค์ส่งน้ำและอาคารประกอบ พร้อมส่วนประกอบอื่น อุโมงค์ส่งน้ำช่วงแม่แตง - แม่งัด สัญญาที่ 1 วงเงินก่อหนี้ผูกพัน 4,299.75 ล้านบาท
- รายการอุโมงค์ส่งน้ำและอาคารประกอบ พร้อมส่วนประกอบอื่น อุโมงค์ส่งน้ำช่วงแม่แตง - แม่งัด สัญญาที่ 2 วงเงินก่อหนี้ผูกพัน 3,173.60 ล้านบาท
- รายการค่าจ้างที่ปรึกษาควบคุมงานก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำและอาคารประกอบ พร้อมส่วนประกอบอื่น อุโมงค์ส่งน้ำช่วงแม่แตง - แม่งัด วงเงินก่อหนี้ผูกพัน 268.30 ล้านบาท

2) คณะรัฐมนตรีได้มีมติเมื่อวันที่ 31 พฤษภาคม 2559 ทราบตามที่กระทรวงเกษตรและสหกรณ์ เสนอรายการก่อหนี้ผูกพันข้ามปีงบประมาณ และให้กระทรวงเกษตรและสหกรณ์ติดตามความก้าวหน้างานจ้างก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำและอาคารประกอบ พร้อมส่วนประกอบอื่น อุโมงค์ส่งน้ำช่วงแม่แตง - แม่งัด สัญญาที่ 1 และสัญญาที่ 2 โครงการเพิ่มปริมาณน้ำในอ่างเก็บน้ำเขื่อนแม่กวงอุดมธารา จังหวัดเชียงใหม่ โดยให้เร่งดำเนินโครงการดังกล่าว

3) กระทรวงเกษตรและสหกรณ์อนุมัติรับราคาบริษัท ไร้ท์ทันเน็ลลิ่ง จำกัด จำนวน 2,857,413,450 บาท เมื่อวันที่ 8 มิถุนายน 2559 และกรมชลประทานได้ลงนามว่าจ้างบริษัท ไร้ท์ทันเน็ลลิ่ง จำกัด ดำเนินการก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำและอาคารประกอบ พร้อมส่วนประกอบอื่น อุโมงค์ส่งน้ำช่วงแม่แตง - แม่งัดสัญญาที่ 1 (กม.0+000 - กม.13+600) สัญญาเลขที่ กจ.21/2559 (สพด.) ลงวันที่ 16 มิถุนายน ราคาสัญญา 2,854,822,739.00 บาท อายุสัญญา 1,800 วัน เริ่มสัญญาวันที่ 23 มิถุนายน 2559 สิ้นสุดอายุสัญญาวันที่ 27 พฤษภาคม 2564 ผลงานสะสม 43.154 % ปัจจุบันอยู่ระหว่างการขุดเจาะอุโมงค์ส่งน้ำช่วงแม่แตง - แม่งัด กม.0+000 ถึง กม.13+600 และก่อสร้างประตูระบายน้ำและอาคารประกอบ (ข้อมูล ณ วันที่ 26 กรกฎาคม 2562)

4) กระทรวงเกษตรและสหกรณ์อนุมัติรับราคาบริษัท สยามพันธุ์วัฒนา จำกัด (มหาชน) จำนวน 2,134,000,000 บาท เมื่อวันที่ 8 มิถุนายน 2559 และกรมชลประทานได้ลงนามว่าจ้าง บริษัท สยามพันธุ์วัฒนา จำกัด (มหาชน) ดำเนินการก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำและอาคารประกอบ พร้อมส่วนประกอบอื่น อุโมงค์ส่งน้ำช่วงแม่แตง - แม่งัด สัญญาที่ 2 (กม.13+600 - กม.25+624) สัญญาเลขที่ กจ.22/2559 (สพด.) ลงวันที่ 16 มิถุนายน 2559 ผู้รับจ้างบริษัท สยามพันธุ์วัฒนา จำกัด (มหาชน) ราคาสัญญา 2,134,000,000.00 บาท อายุสัญญา 1,800 วันเริ่มสัญญาวันที่ 23 มิถุนายน 2559 สิ้นสุดอายุสัญญาวันที่ 27 พฤษภาคม 2564 ผลงานสะสม 16.156 % ปัจจุบันอยู่ระหว่างการขุดเจาะอุโมงค์ส่งน้ำช่วงแม่แตง - แม่งัด กม.13+600 ถึง กม.25+624 (ข้อมูล ณ วันที่ 26 กรกฎาคม 2562)



สัญญาที่ 1 กม.0+000 – 13+600

สัญญาเลขที่ : กจ.21/2559 (สพด.) ลงวันที่ 16 มิถุนายน 2559
ผู้รับจ้าง : บริษัท ไร้ท์ทันเน็ลลิ่ง จำกัด
วงเงินสัญญา : 2,854,822,576.50 บาท
ระยะเวลา : 1,800 วัน (23 มิถุนายน 2559 - 27 พฤษภาคม 2564)
วิธีการก่อสร้าง : D&B (Drill and Blast)
TBM (Tunnel Boring Machine)

สัญญาที่ 2 กม.13+600 – 25+624.378

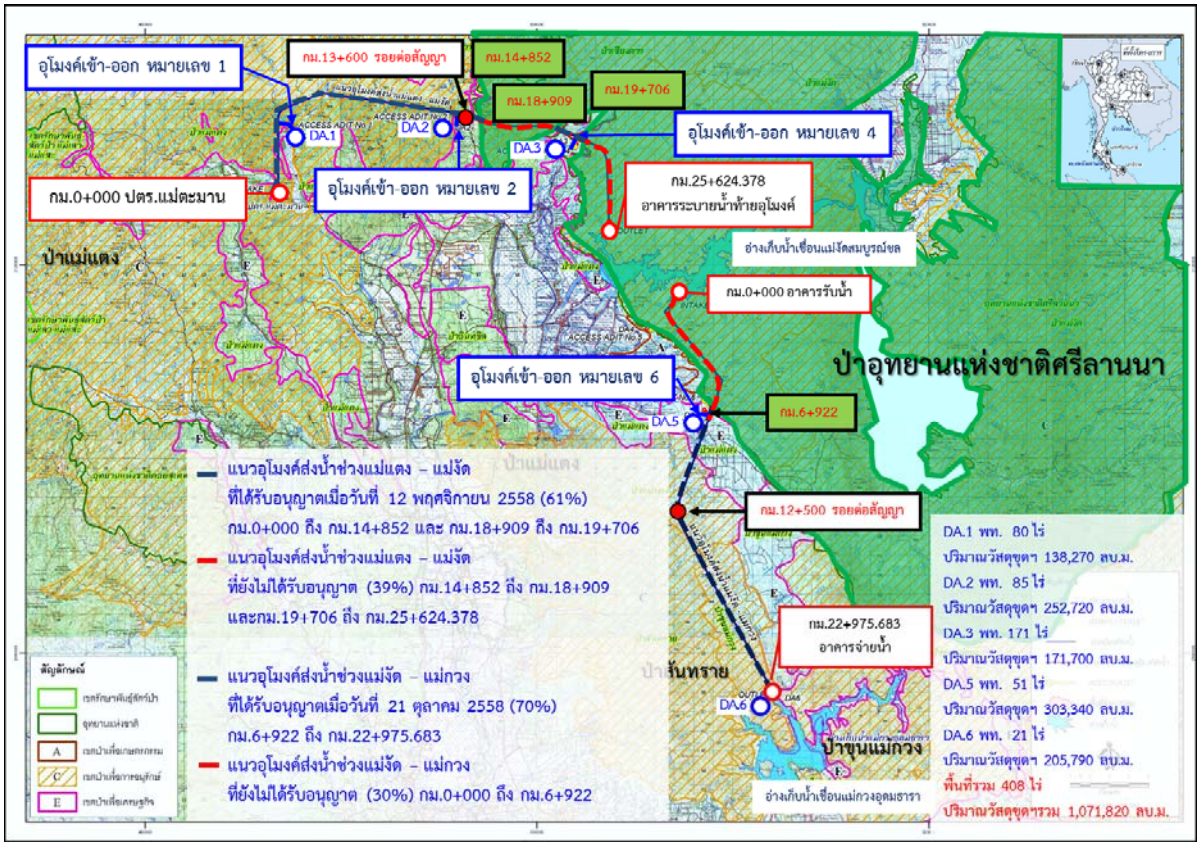
สัญญาเลขที่ : กจ.22/2559 (สพด.) ลงวันที่ 16 มิถุนายน 2559
ผู้รับจ้าง : บริษัท สยามพันธุ์วัฒนา จำกัด (มหาชน)
วงเงินสัญญา : 2,134,000,000.00 บาท
ระยะเวลา : 1,800 วัน (23 มิถุนายน 2559 - 27 พฤษภาคม 2564)
วิธีการก่อสร้าง : D&B (Drill and Blast)
TBM (Tunnel Boring Machine)

รูปที่ 2-21 ลักษณะงานและรายละเอียดสัญญาอุโมงค์ส่งน้ำช่วงแม่แตง - แม่งัด

2.3.4 งานจ้างที่ปรึกษาควบคุมงานก่อสร้าง

กระทรวงเกษตรและสหกรณ์อนุมัติรับราคากลุ่มบริษัทที่ปรึกษา ซึ่งประกอบด้วย บริษัท ปัญญา คอลซัลแตนท์ จำกัด บริษัท พี แอนด์ ซี แมเนจเมนท์ จำกัด และบริษัท สามารถ เอ็นจิเนียริ่ง คอนซัลแตนท์ จำกัด จำนวน 241,314,000 บาท เมื่อวันที่ 29 มีนาคม 2559 และกรมชลประทานได้ลงนามว่าจ้างกลุ่มบริษัทที่ปรึกษา ซึ่งประกอบด้วย บริษัท ปัญญา คอลซัลแตนท์ จำกัด บริษัท พี แอนด์ ซี แมเนจเมนท์ จำกัด และบริษัท สามารถ เอ็นจิเนียริ่ง คอนซัลแตนท์ จำกัด ดำเนินการควบคุมงานก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำและอาคารประกอบ พร้อมส่วนประกอบอื่น อุโมงค์ส่งน้ำช่วงแม่แตง - แม่งัด โครงการเพิ่มปริมาณน้ำในอ่างเก็บน้ำเขื่อนแม่กวงอุดมธารา จังหวัดเชียงใหม่ ตามสัญญาเลขที่ กจ.17/2559 (สพด.) ลงวันที่ 16 มิถุนายน 2559 วงเงินตามสัญญา 241,314,000 บาท เริ่มปฏิบัติงานวันที่ 21 มิถุนายน 2559 โดยสัญญาจะสิ้นสุดเมื่อมีการส่งมอบงานก่อสร้างงวดสุดท้าย และคณะกรรมการตรวจการจ้างได้ตรวจรับงานทั้งสัญญาเรียบร้อยแล้ว ผลงานสะสม 31.108 % ปัจจุบันอยู่ระหว่างกลุ่มบริษัทที่ปรึกษาดำเนินการควบคุมงาน (ข้อมูล ณ วันที่ 26 กรกฎาคม 2562)

2.4 ความก้าวหน้าการขออนุญาตใช้พื้นที่



รูปที่ 2-22 ขอบเขตพื้นที่ป่าไม้ประเภทต่างๆ ในบริเวณโครงการ

2.4.1 พื้นที่ในเขตพื้นที่ป่าสงวนแห่งชาติ

1) อุโมงค์ส่งน้ำช่วงแม่จัด - แม่กวง (ป่าแม่แตง ป่าสันทรายและป่าขุนแม่กวง)

- ยื่นเรื่องขออนุญาตเมื่อวันที่ 20 สิงหาคม 2551 เนื้อที่รวมประมาณ 234 ไร่ ประกอบด้วย พื้นที่ผิวดิน จำนวน 159 ไร่ พื้นที่ใต้ดิน จำนวน 75 ไร่
- อธิบดีกรมป่าไม้เสนอปลัดกระทรวงทรัพยากรธรรมชาติและสิ่งแวดล้อม เพื่อพิจารณาเสนอรัฐมนตรีฯอนุมัติ เมื่อวันที่ 15 ตุลาคม 2558
- รัฐมนตรีว่าการกระทรวงทรัพยากรธรรมชาติและสิ่งแวดล้อม อนุมัติตามความในมาตรา 13 ทวิ แห่งพระราชบัญญัติป่าสงวนแห่งชาติ พ.ศ. 2507 และที่แก้ไขเพิ่มเติม (ระยะที่ 1) จำนวน 254 ไร่ 1 งาน 08 ตารางวา เมื่อวันที่ 21 ตุลาคม 2558
- กรมป่าไม้แจ้งผู้ว่าราชการจังหวัดเชียงใหม่ เรื่อง ขอใช้พื้นที่ภายในป่าสงวนแห่งชาติ แจ้งให้ส่วนราชการหรือองค์กรของรัฐ ผู้ได้รับอนุญาตให้เข้าใช้ประโยชน์เพื่อทราบ และให้จัดทำบันทึกรับรองไว้เป็นหลักฐานก่อนส่งมอบประกาศกรมป่าไม้ดังกล่าว ให้แก่ส่วนราชการหรือองค์กรของรัฐผู้ได้รับอนุญาตให้เข้าใช้ประโยชน์ในพื้นที่นั้น เมื่อวันที่ 29 ธันวาคม 2558

- สำนักงานทรัพยากรธรรมชาติและสิ่งแวดล้อม จังหวัดเชียงใหม่ แจ้งให้สำนักจัดการทรัพยากรป่าไม้ที่ 1 (เชียงใหม่) และองค์การอุตสาหกรรมป่าไม้เขตเชียงใหม่ เป็นผู้ร่วมตรวจสอบการสำรวจและทำไม้ในบริเวณป่าที่เปิดขอใช้เพื่อทำประโยชน์ (ระยะที่ 1) โดยดำเนินการแล้วเสร็จ เมื่อวันที่ 8 พฤษภาคม 2559

- องค์การอุตสาหกรรมป่าไม้เขตเชียงใหม่ดำเนินการนำไม้ออกจากพื้นที่ป่าสงวนแห่งชาติ ป่าแม่แตง ป่าสันทราย และป่าขุนแม่กวง เมื่อวันที่ 23 กันยายน 2559

2) อุโมงค์ส่งน้ำช่วงแม่แตง - แม่งัด (ป่าแม่แตง)

- ยื่นเรื่องขออนุญาตเมื่อวันที่ 7 กันยายน 2553 เนื้อที่รวมประมาณ 491 ไร่ ประกอบด้วยพื้นที่ผิวดิน จำนวน 427 ไร่ พื้นที่ใต้ดิน จำนวน 64 ไร่

- อธิบดีกรมป่าไม้เสนอปลัดกระทรวงทรัพยากรธรรมชาติและสิ่งแวดล้อม เพื่อพิจารณาเสนอรัฐมนตรีฯอนุมัติ เมื่อวันที่ 15 ตุลาคม 2558

- รัฐมนตรีว่าการกระทรวงทรัพยากรธรรมชาติและสิ่งแวดล้อม อนุมัติตามความในมาตรา 13 ทวิ แห่งพระราชบัญญัติป่าสงวนแห่งชาติ พ.ศ. 2507 และที่แก้ไขเพิ่มเติม (ระยะที่ 2) จำนวน 491 ไร่ เมื่อวันที่ 12 พฤศจิกายน 2558

- กรมชลประทานร่วมกับผู้ว่าราชการจังหวัดเชียงใหม่ และผู้อำนวยการสำนักงานทรัพยากรธรรมชาติและสิ่งแวดล้อมจังหวัดเชียงใหม่ รับทราบเงื่อนไข การอนุญาตแนบท้ายประกาศกรมป่าไม้ เรื่องขอใช้พื้นที่ภายในป่าสงวนแห่งชาติ เมื่อวันที่ 22 เมษายน 2559

- สำนักงานทรัพยากรธรรมชาติและสิ่งแวดล้อม จังหวัดเชียงใหม่ สำนักจัดการทรัพยากรป่าไม้ที่ 1 (เชียงใหม่) และองค์การอุตสาหกรรมป่าไม้เขตเชียงใหม่ เป็นผู้ร่วมตรวจสอบการสำรวจและทำไม้ในบริเวณป่าที่เปิดขอใช้เพื่อทำประโยชน์ (ระยะที่ 2) ในเบื้องต้น เมื่อวันที่ 14 กันยายน 2559

- จังหวัดเชียงใหม่อนุญาตให้เข้าดำเนินการเปิดใช้พื้นที่ก่อสร้างโครงการเพิ่มปริมาณน้ำในอ่างเก็บน้ำเขื่อนแม่กวงอุดมธารา จังหวัดเชียงใหม่ ระยะที่ 2 เมื่อวันที่ 11 ตุลาคม 2559

- จังหวัดเชียงใหม่ได้รับรายงานการตรวจวัดและประทับตราไม้ ที่อยู่ในบริเวณพื้นที่ก่อสร้างโครงการเพิ่มปริมาณน้ำในอ่างเก็บน้ำเขื่อนแม่กวงอุดมธารา จังหวัดเชียงใหม่ (ระยะที่ 2) เมื่อวันที่ 21 ธันวาคม 2559

2.4.2 พื้นที่ในเขตอุทยานแห่งชาติศรีลานนา

- ยื่นเรื่องขออนุญาต เมื่อวันที่ 20 สิงหาคม 2551 อุโมงค์ส่งน้ำช่วงแม่งัด - แม่กวง เป็นพื้นที่ใต้ดินทั้งหมดประมาณ 41 ไร่

- ยื่นเรื่องขออนุญาตเมื่อวันที่ 16 สิงหาคม 2553 อุโมงค์ส่งน้ำช่วงแม่แตง - แม่งัด เป็นพื้นที่ใต้ดินทั้งหมดประมาณ 40 ไร่

- สำนักบริหารพื้นที่อนุรักษ์ที่ 16 (เชียงใหม่) เสนออธิบดีกรมอุทยานแห่งชาติ สัตว์ป่า และพันธุ์พืช เห็นควรอนุญาตให้กรมชลประทานเข้าทำประโยชน์ในเขตพื้นที่อุทยานแห่งชาติศรีลานนา

เพื่อก่อสร้างโครงการเพิ่มปริมาณน้ำในอ่างเก็บน้ำเขื่อนแม่กวงอุดมธารา จังหวัดเชียงใหม่ เมื่อวันที่ 13 มิถุนายน 2555

- กรมอุทยานแห่งชาติ สัตว์ป่า และพันธุ์พืช ได้ประสานให้ดำเนินโครงการตามมาตรา 19 แห่ง พรบ.อุทยานแห่งชาติ พ.ศ. 2504 และระเบียบกรมอุทยานฯ ว่าด้วยการปฏิบัติการของพนักงานเจ้าหน้าที่ในเขตอุทยานแห่งชาติ พ.ศ. 2549

- อุทยานแห่งชาติศรีลานนาได้เสนอโครงการต่อสำนักบริหารพื้นที่อนุรักษ์ที่ 16 (เชียงใหม่) เมื่อวันที่ 8 มิถุนายน 2558

- สำนักบริหารพื้นที่อนุรักษ์ที่ 16 (เชียงใหม่) ได้เสนออธิบดีกรมอุทยานแห่งชาติ สัตว์ป่า และพันธุ์พืช เพื่อพิจารณาเมื่อวันที่ 25 มิถุนายน 2558

- สำนักงานก่อสร้างชลประทานขนาดใหญ่ที่ 1 ได้เสนอเรื่อง ขอส่งเอกสารเพิ่มเติมประกอบโครงการเพิ่มปริมาณน้ำในอ่างเก็บน้ำเขื่อนแม่งัดสมบูรณ์ชล ในอุทยานแห่งชาติศรีลานนา ภายใต้โครงการเพิ่มปริมาณน้ำในอ่างเก็บน้ำเขื่อนแม่กวงอุดมธารา จังหวัดเชียงใหม่ เมื่อวันที่ 18 สิงหาคม 2558

- ปลัดกระทรวงทรัพยากรธรรมชาติและสิ่งแวดล้อม เป็นประธานในการประชุมคณะกรรรมการอุทยานแห่งชาติ ครั้งที่ 1/2559 เมื่อวันที่ 15 มิถุนายน 2559 ที่ประชุมมีมติเห็นชอบให้เพิกถอนพื้นที่อุทยานแห่งชาติ เพื่อก่อสร้างโครงการเพิ่มปริมาณน้ำในอ่างเก็บน้ำเขื่อนแม่กวงอุดมธารา จังหวัดเชียงใหม่

- สำนักงานก่อสร้างชลประทานขนาดใหญ่ที่ 1 ได้ดำเนินการจัดทำข้อมูลประกอบการจัดทำแผนที่ท้ายพระราชกฤษฎีกาฯเพิกถอนอุทยานแห่งชาติ เมื่อวันที่ 30 สิงหาคม 2559

- กรมชลประทานได้ดำเนินการจัดทำข้อมูลประกอบการจัดทำแผนที่ท้ายพระราชกฤษฎีกาฯเพิกถอนอุทยานแห่งชาติ พร้อมเอกสารที่เกี่ยวข้อง เสนอกรมอุทยานแห่งชาติ สัตว์ป่า และพันธุ์พืช เมื่อวันที่ 26 กันยายน 2559

- รัฐมนตรีว่าการกระทรวงทรัพยากรธรรมชาติและสิ่งแวดล้อมเห็นชอบในหลักการเพื่อเพิกถอนเขตอุทยานแห่งชาติ บางส่วนแล้วตามความเห็นของกรมอุทยานแห่งชาติ สัตว์ป่า และพันธุ์พืช และคณะกรรมการอุทยานแห่งชาติ เมื่อวันที่ 22 พฤศจิกายน 2559 ตามหนังสือกรมอุทยานแห่งชาติ สัตว์ป่า และพันธุ์พืช ด่วนที่สุด ที่ ทส 0910.122/23244 ลงวันที่ 7 พฤศจิกายน 2559

- รัฐมนตรีว่าการกระทรวงทรัพยากรธรรมชาติและสิ่งแวดล้อม เห็นชอบในหลักการเพิกถอนพื้นที่อุทยานแห่งชาติ เพื่อดำเนินโครงการเพิ่มปริมาณน้ำในอ่างเก็บน้ำเขื่อนแม่กวงอุดมธารา จังหวัดเชียงใหม่ เมื่อวันที่ 22 พฤศจิกายน 2559

- กรมอุทยานแห่งชาติ สัตว์ป่า และพันธุ์พืช แจ้งสำนักบริหารพื้นที่อนุรักษ์ที่ 16 (เชียงใหม่) ตรวจสอบและยืนยันรายละเอียดแผนที่ท้ายพระราชกฤษฎีกาฯ เมื่อวันที่ 21 ธันวาคม 2559

- สำนักงานก่อสร้างชลประทานขนาดใหญ่ที่ 1 ได้ส่งข้อมูลยืนยันรายละเอียดแผนที่ท้ายพระราชกฤษฎีกาฯ เสนออุทยานแห่งชาติศรีลานนา เมื่อวันที่ 24 กุมภาพันธ์ 2560

- กรมชลประทานเสนอกระทรวงเกษตรและสหกรณ์ โดยขอความเห็นชอบในหลักการเพิกถอนพื้นที่อุทยานแห่งชาติศรีลานนาบางส่วน และขออนุมัติผ่อนผันให้กรมชลประทานเข้าทำประโยชน์เพื่อก่อสร้างโครงการเพิ่มปริมาณน้ำในอ่างเก็บน้ำเขื่อนแม่กวงอุดมธารา จังหวัดเชียงใหม่ เพื่อเสนอคณะรัฐมนตรีพิจารณา เมื่อวันที่ 20 กุมภาพันธ์ 2560

- กรมชลประทาน อุทยานแห่งชาติศรีลานนา และองค์กรปกครองท้องถิ่น ร่วมตรวจสอบแนวอุโมงค์ส่งน้ำ จำนวนเนื้อที่และแนวเขตการปกครอง ตำบล อำเภอ จังหวัด แผนที่ท้ายแผนที่แนบท้ายพระราชกฤษฎีกาฯเพิกถอนพื้นที่อุทยานแห่งชาติศรีลานนาบางส่วน เพื่อดำเนินการก่อสร้างโครงการเพิ่มปริมาณน้ำในอ่างเก็บน้ำเขื่อนแม่กวงอุดมธารา จังหวัดเชียงใหม่ เมื่อวันที่ 6 มิถุนายน 2560

- กระทรวงเกษตรและสหกรณ์ เสนอรัฐมนตรีว่าการกระทรวงทรัพยากรธรรมชาติและสิ่งแวดล้อม ขอความเห็นชอบในหลักการเพิกถอนพื้นที่อุทยานแห่งชาติศรีลานนาบางส่วน เพื่อก่อสร้างโครงการเพิ่มปริมาณน้ำในอ่างเก็บน้ำเขื่อนแม่กวงอุดมธารา จังหวัดเชียงใหม่ ตามหนังสือ ด่วนที่สุด ที่ กษ 0307/4951 ลงวันที่ 8 สิงหาคม 2560

- รัฐมนตรีว่าการกระทรวงทรัพยากรธรรมชาติและสิ่งแวดล้อม เห็นชอบในหลักการเพิกถอนพื้นที่อุทยานแห่งชาติศรีลานนา บางส่วน เพื่อก่อสร้างโครงการเพิ่มปริมาณน้ำในอ่างเก็บน้ำเขื่อนแม่กวงอุดมธาราจังหวัดเชียงใหม่ ตามหนังสือด่วนที่สุด ที่ ทส.0220.2/2196 ลงวันที่ 2 ตุลาคม 2560 ปัจจุบันอยู่ระหว่างกรมอุทยานแห่งชาติ สัตว์ป่า และพันธุ์พืช เสนอคณะรัฐมนตรีอนุมัติในหลักการร่างพระราชกฤษฎีกาเพิกถอนพื้นที่อุทยานแห่งชาติ

2.5 ความก้าวหน้าด้านการจัดหาที่ดิน

2.5.1 ที่ดินมีเอกสารสิทธิ

1) กรมสารบรรณคณะรัฐมนตรี ฝ่ายบริหารได้แจ้งให้กระทรวง ทบวง กรมต่างๆ พิจารณาเกี่ยวกับงบประมาณเงินค่าทดแทนที่ดินที่จะเวนคืน ให้ปรึกษาทำความตกลงกับราษฎรเจ้าของที่ดินที่จะต้องใช้ตามโครงการนั้นเสียก่อน ถ้าตกลงซื้อขายกันได้ ก็ไม่จำต้องออกพระราชบัญญัติเวนคืน หากตกลงซื้อขายกันไม่ได้และทางราชการจำเป็นต้องใช้ที่ดินนั้น จึงต้องออกพระราชบัญญัติเวนคืน ตามหนังสือที่ นว.155/2500 ลงวันที่ 10 ตุลาคม 2500

2) กระทรวงเกษตรและสหกรณ์ได้มีคำสั่ง ที่ 426/2552 ลงวันที่ 7 กันยายน 2552 แต่งตั้งคณะกรรมการจัดซื้อและกำหนดค่าทดแทนทรัพย์สินเพื่อการชลประทาน เพื่อจัดซื้อและกำหนดค่าทดแทนทรัพย์สินตรวจสอบทรัพย์สินและเจรจาทำความตกลงซื้อขายกับราษฎรเจ้าของที่ดิน ที่ถูกเขตงานก่อสร้างโครงการชลประทานตลอดจนการพิจารณาคำร้องเรียนของราษฎร และควบคุมการจ่ายเงินให้เป็นไปตามหลักเกณฑ์ที่กำหนด

3) คณะกรรมการจัดซื้อและกำหนดค่าทดแทนทรัพย์สินเพื่อการชลประทานตามคำสั่งกระทรวงเกษตรและสหกรณ์ ที่ 426/2552 ลงวันที่ 7 กันยายน 2552 ซึ่งมีนายอำเภอแม่แตงเป็นประธาน ได้มีการประชุม เมื่อวันที่ 18 ธันวาคม 2558 กำหนดหลักเกณฑ์และราคาค่าทดแทนทรัพย์สินที่ถูกเขตงานก่อสร้างโครงการชลประทาน โดยมีมติกำหนดราคาค่าทดแทนทรัพย์สิน ดังนี้

- ค่าที่ดินให้ใช้เป็นไปตามพระราชบัญญัติว่าด้วยการเวนคืนอสังหาริมทรัพย์ พ.ศ. 2530 มาตรา 21 (3) ซึ่งเป็นไปตามบัญชีกำหนดราคาประเมินทุนทรัพย์ที่ดินเพื่อเรียกเก็บค่าธรรมเนียมในการจดทะเบียนสิทธิและนิติกรรม พ.ศ. 2555 - 2558 อำเภอแม่แตง จังหวัดเชียงใหม่

- ที่ดินหากมีหลักฐานการได้มา ซึ่งที่ดินสูงกว่าราคาที่ประเมิน ก่อนวันประกาศโครงการ ตลอดจนมีการจัดทำบัญชีกำหนดราคาประเมินทุนทรัพย์ที่ดินเพื่อเรียกเก็บค่าธรรมเนียมในการจดทะเบียนสิทธิและนิติกรรม พ.ศ. 2555 - 2558 อำเภอแม่แตง จังหวัดเชียงใหม่ ที่ประกาศใช้ใหม่ ให้ถือใช้ราคาตามที่ประกาศใหม่

- ค่ารื้อย้ายต้นไม้ ให้ใช้บัญชีรายละเอียดค่าทดแทนต้นไม้และไม้ผลที่ถูกเขตชลประทาน ปี พ.ศ. 2558

- ค่ารื้อย้ายอาคารบ้านเรือนและสิ่งปลูกสร้าง ให้ใช้บัญชีมาตรฐานราคาค่าทดแทนสิ่งปลูกสร้าง ปี พ.ศ. 2557

- แต่งตั้งคณะอนุกรรมการตรวจสอบทรัพย์สิน ตามคำสั่งคณะกรรมการจัดซื้อและกำหนดค่าทดแทนทรัพย์สินเพื่อการชลประทาน ที่ 1/2558 ลงวันที่ 22 ธันวาคม 2558

4) ระหว่างการดำเนินการบันทึกการสำรวจเพื่อทราบข้อเท็จจริงเกี่ยวกับต้นไม้ โรงเรือนหรือสิ่งปลูกสร้าง และทรัพย์สินอื่นๆ โครงการเพิ่มปริมาณน้ำในอ่างเก็บน้ำเขื่อนแม่กวงอุดมธารา (ท.ด. 01) และการจัดทำเอกสารหนังสือจะซื้อจะขายที่ดิน (ท.ด.04) พบว่าบริเวณพื้นที่จัดการวัสดุขุดจากอุโมงค์ DA.1 ราษฎรจำนวน 2 ราย ไม่ยินยอมรับค่าทดแทนที่ดิน ซึ่งคณะกรรมการจัดซื้อและกำหนดค่าทดแทนทรัพย์สินเพื่อการชลประทานกำหนดราคาทดแทน ไร่ละ 80,000 บาท เนื่องจากเห็นว่าที่ดินในบริเวณดังกล่าว มีมูลค่าทางการตลาดสูง ซึ่งราคาซื้อขายจริงอยู่ที่ 1,000,000 - 1,500,000 บาท

5) กระทรวงเกษตรและสหกรณ์ โดยกรมชลประทานอยู่ระหว่างพิจารณาเสนอร่างพระราชกฤษฎีกากำหนดเขตที่ดินในบริเวณที่ที่จะเวนคืนในท้องที่ตำบลกื้ดช้าง อำเภอแม่แตง จังหวัดเชียงใหม่ เพื่อประโยชน์ในการชลประทาน จำนวน 2 แปลง เนื้อที่ 14-0-32 ไร่

6) คณะรัฐมนตรีมีมติอนุมัติหลักการร่างพระราชกฤษฎีกาฯกำหนดเขตที่ดินในบริเวณที่ที่จะเวนคืนในท้องที่ตำบลกื้ดช้าง อำเภอแม่แตง จังหวัดเชียงใหม่ เพื่อประโยชน์ในการชลประทาน จำนวน 2 แปลง เนื้อที่ 14-0-32 ไร่ เมื่อวันที่ 18 เมษายน 2560

7) สำนักงานคณะกรรมการกฤษฎีกาดำเนินการตรวจพิจารณาร่างพระราชกฤษฎีกา เมื่อวันที่ 22 มิถุนายน 2560 ได้ให้กรมชลประทานดำเนินการตรวจสอบและยืนยันแนวเขตที่ดินในบริเวณที่ที่จะเวนคืนและการทับซ้อนกับป่าสงวนแห่งชาติป่าแม่แตง

8) กรมชลประทานขอความอนุเคราะห์เจ้าพนักงานที่ดิน จังหวัดเชียงใหม่ สาขาแม่แตง ตรวจสอบการได้มาของที่ดินในบริเวณที่ที่จะเวนคืน ในท้องที่ตำบลกื้ดช้าง อำเภอแม่แตง จังหวัดเชียงใหม่ เพื่อประโยชน์ในการชลประทาน จำนวน 2 แปลง เมื่อวันที่ 14 กรกฎาคม 2560

9) กรมชลประทานดำเนินการตรวจสอบและยืนยันแนวเขตที่ดินในบริเวณที่ที่จะเวนคืนพร้อมทั้งผู้มีอำนาจลงนามในแผนที่ท้ายพระราชกฤษฎีกาฯกำหนดเขตที่ดินในบริเวณที่ที่จะเวนคืน

ในท้องที่ตำบลกื้ดช้าง อำเภอแม่แตง จังหวัดเชียงใหม่ ตามข้อสังเกตของสำนักงานคณะกรรมการกฤษฎีกาเสร็จเรียบร้อยแล้วตามหนังสือ ที่ กษ 0307/108 ลงวันที่ 25 ตุลาคม 2560

10) กรมชลประทานได้เข้าร่วมประชุมกับสำนักงานคณะกรรมการกฤษฎีกา เพื่อตรวจพิจารณาร่างพระราชกฤษฎีกากำหนดเขตที่ดินในบริเวณที่ที่จะเวนคืน ในท้องที่ตำบลกื้ดช้าง อำเภอแม่แตง จังหวัดเชียงใหม่ เมื่อวันที่ 21 ธันวาคม 2560 โดยมีรายละเอียดดังนี้

- กรมชลประทาน โดยสำนักงานก่อสร้างชลประทานขนาดใหญ่ที่ 1 ยืนยันการได้มาของที่ดินในบริเวณที่ที่จะเวนคืน ในท้องที่ตำบลกื้ดช้าง อำเภอแม่แตง จังหวัดเชียงใหม่ มีการได้มาโดยชอบด้วยกฎหมาย

- ผู้แทนกรมที่ดินยืนยันหลักการออกโฉนดที่ดินต้องไม่เป็นพื้นที่ทับซ้อนกับพื้นที่ป่าสงวนแห่งชาติป่าแม่แตง

- จากการตรวจสอบของกรมป่าไม้ พบว่าที่ดินแปลงบนอยู่ในเขตป่าสงวนแห่งชาติป่าแม่แตงทั้งหมด ส่วนที่ดินแปลงล่างพบว่าครึ่งหนึ่งอยู่ในเขตป่าสงวนแห่งชาติป่าแม่แตง

- สำนักงานคณะกรรมการกฤษฎีกา มอบหมายให้กรมป่าไม้ประสานงานกับป่าไม้และที่ดินท้องที่ ตรวจสอบแนวเขตที่ดินและเขตป่าสงวนแห่งชาติป่าแม่แตงที่มีการออกโฉนดที่ดิน เพื่อให้สำนักงานคณะกรรมการกฤษฎีกาพิจารณา

- สำนักงานก่อสร้างชลประทานขนาดใหญ่ที่ 1 ขอให้สำนักจัดการทรัพยากรป่าไม้ที่ 1 (เชียงใหม่) พิจารณาตรวจสอบแนวเขตที่ดินในบริเวณที่ที่จะเวณคืน ในท้องที่ตำบลกื๊ดช้าง อำเภอแม่แตง จังหวัดเชียงใหม่ เพื่อประโยชน์แก่การชลประทานทั้ง 2 แปลง ว่าอยู่ในเขตป่าสงวนหรือไม่ ตามหนังสือที่ กษ 0330.04/85 ลงวันที่ 29 มีนาคม 2561

- สำนักงานก่อสร้างชลประทานขนาดใหญ่ที่ 1 ขอให้สำนักงานที่ดินจังหวัดเชียงใหม่ สาขาแม่แตง พิจารณาตรวจสอบกระบวนการการได้มาของที่ดินในบริเวณที่ที่จะเวนคืนในท้องที่ตำบลกื๊ดช้าง อำเภอแม่แตง จังหวัดเชียงใหม่ เพื่อประโยชน์แก่การชลประทานทั้ง 2 แปลง ตามหนังสือที่ กษ 0330.04/107 ลงวันที่ 4 พฤษภาคม 2561

- สำนักงานที่ดินจังหวัดเชียงใหม่ สาขาแม่แตง ได้ตรวจสอบและยืนยันกระบวนการการได้มาของที่ดินในบริเวณที่ที่จะเวนคืน ในท้องที่ตำบลกื๊ดช้าง อำเภอแม่แตง จังหวัดเชียงใหม่ เพื่อประโยชน์แก่การชลประทานทั้ง 2 แปลง ดำเนินการตามประมวลการกฎหมายที่ดินและกฎระเบียบที่เกี่ยวข้องครบถ้วนแล้ว ถือว่าออกมาโดยชอบด้วยกฎหมาย ตามหนังสือที่ ชม 0020.07/4375 ลงวันที่ 2 กรกฎาคม 2561

- สำนักจัดการทรัพยากรป่าไม้ที่ 1 (เชียงใหม่) ได้ตรวจสอบตำแหน่งแปลงที่ดินทั้ง 2 แปลง ตามแผนที่และพิกัดที่ได้จากสำนักงานก่อสร้างชลประทานขนาดใหญ่ที่ 1 ปรากฏว่าโฉนดที่ดินเลขที่ 39846 และโฉนดที่ดินเลขที่ 40007 ทั้ง 2 แปลง อยู่นอกเขตป่าสงวนแห่งชาติ ป่าแม่แตง ตามหนังสือที่ ทส 1614.2/3475 ลงวันที่ 3 กันยายน 2561

2.5.2 ที่ดินไม่มีเอกสารสิทธิ

1) ตามมติคณะรัฐมนตรี เมื่อวันที่ 11 กรกฎาคม 2532 คณะกรรมการกำหนดค่าทดแทนทรัพย์สินเพื่อการชลประทาน ซึ่งมีผู้ว่าราชการจังหวัดเชียงใหม่เป็นประธาน ได้มีการประชุมพิจารณากำหนดค่าทดแทนทรัพย์สินให้แก่ราษฎรที่ครอบครองและทำประโยชน์ในที่ดินไม่มีเอกสารสิทธิบางส่วน และที่ดินแปลงดังกล่าวถูกเขตก่อสร้างโครงการชลประทานในท้องที่อำเภอแม่แตง จังหวัดเชียงใหม่ เมื่อวันที่ 23 ธันวาคม 2558 และได้แต่งตั้งคณะอนุกรรมการตรวจสอบทรัพย์สิน ตามคำสั่งคณะกรรมการกำหนดค่าทดแทนทรัพย์สินเพื่อการชลประทาน ที่ 1/2559 ลงวันที่ 26 กุมภาพันธ์ 2559 ในปัจจุบันอยู่ระหว่างกรมชลประทานดำเนินการจ่ายค่าทดแทนทรัพย์สินให้แก่ราษฎรที่ครอบครองและทำประโยชน์บางส่วน ประกอบด้วย ค่าที่ดิน จำนวน 6 แปลง เนื้อที่ 3-3-07 ไร่ คิดเป็นเงิน 356,400 บาท ค่ารื้อย้าย จำนวน 5 ราย จำนวนเงิน 391,633.88 บาท

2) ตามมติคณะรัฐมนตรี เมื่อวันที่ 11 กรกฎาคม 2532 คณะกรรมการกำหนดค่าทดแทนทรัพย์สินเพื่อการชลประทาน ซึ่งมีผู้ว่าราชการจังหวัดเชียงใหม่เป็นประธาน ได้มีการประชุมพิจารณาเห็นชอบจ่ายเงินค่าทดแทนทรัพย์สินบางส่วน เมื่อวันที่ 18 ตุลาคม 2559 ค่าขนย้าย (ค่าที่ดิน) จำนวน 77 แปลง เนื้อที่ 163-2-55 ไร่ จำนวนเงิน 15,053,460.00 บาท และค่ารื้อย้าย จำนวน 77 ราย จำนวนเงิน 15,905,693.21 บาท รวมจำนวนเงิน 30,959,153.21 บาท ประกอบด้วย ดังนี้

(2.1) ประตูระบายน้ำแม่ตะมานและอาคารประกอบ

ตามมติคณะรัฐมนตรี เมื่อวันที่ 11 กรกฎาคม 2532

- ค่าขนย้าย จำนวน 7 แปลง เนื้อที่ 13-1-66 ไร่ เงิน 1,013,560.- บาท
- ค่ารื้อย้าย จำนวน 7 ราย เงิน 2,128,240.74 บาท

(2.2) พื้นที่จัดการวัสดุขุดจากอุโมงค์ DA.1

ตามมติคณะรัฐมนตรี เมื่อวันที่ 11 กรกฎาคม 2532

- ค่าขนย้าย จำนวน 7 แปลง เนื้อที่ 22-3-27 ไร่ เงิน 1,698,560.- บาท
- ค่ารื้อย้าย จำนวน 6 ราย เงิน 1,005,557.33 บาท + (อีก 1 แปลง ประมาณ 100,000.- บาท)

ตามคำสั่งกระทรวงเกษตรและสหกรณ์ ที่ 426/2552 ลงวันที่ 7 กันยายน 2552 แต่งตั้งคณะกรรมการจัดซื้อและกำหนดค่าทดแทนทรัพย์สินเพื่อการชลประทาน

- ค่าที่ดิน จำนวน 2 แปลง เนื้อที่ 14-0-32 ไร่ เงิน 1,120,000.- บาท
- ค่ารื้อย้าย จำนวน 2 ราย เงิน 200,000.- บาท

(2.3) พื้นที่จัดการวัสดุขุดจากอุโมงค์ DA.2

ตามมติคณะรัฐมนตรี เมื่อวันที่ 11 กรกฎาคม 2532

- ค่าขนย้าย จำนวน 22 แปลง เนื้อที่ 73-1-48 ไร่ เงิน 7,873,760.- บาท
- ค่ารื้อย้าย จำนวน 23 ราย เงิน 5,752,636.08.- บาท

(2.4) พื้นที่จัดการวัสดุขุดจากอุโมงค์ DA.3

ตามมติคณะรัฐมนตรี เมื่อวันที่ 11 กรกฎาคม 2532

- ค่าขนย้าย จำนวน 36 แปลง เนื้อที่ 49-0-83 ไร่ เงิน 3,858,200.- บาท
- ค่ารื้อย้าย จำนวน 36 ราย เงิน 6,704,892.54.- บาท

ตามคำสั่งกระทรวงเกษตรและสหกรณ์ ที่ 426/2552 ลงวันที่ 7 กันยายน 2552 แต่งตั้งคณะกรรมการจัดซื้อและกำหนดค่าทดแทนทรัพย์สินเพื่อการชลประทาน

- ค่าที่ดิน จำนวน 6 แปลง เนื้อที่ 3-3-07 ไร่ เงิน 356,400.- บาท
- ค่ารื้อย้าย จำนวน 5 ราย เงิน 391,633.88.- บาท

(2.5) พื้นที่จัดการวัสดุขุดจากอุโมงค์ DA.5

ตามมติคณะรัฐมนตรี เมื่อวันที่ 11 กรกฎาคม 2532

- ค่าขนย้าย จำนวน 5 แปลง เนื้อที่ 4-3-31 ไร่ เงิน 609,380.- บาท
- ค่ารื้อย้าย จำนวน 5 ราย เงิน 314,367.- บาท

3) กรมชลประทาน เสนอสำนักงบประมาณ ขออนุมัติปรับแผนการปฏิบัติงานและใช้จ่ายงบประมาณ พร้อมทั้งโอนเปลี่ยนแปลง เมื่อวันที่ 26 พฤษภาคม 2560 (ค่าซื้อที่ดิน ค่าทดแทน ค่ารื้อย้ายในการจัดหาที่ดิน วงเงิน 31,707,188 บาท)

4) สำนักงานก่อสร้างชลประทานขนาดใหญ่ที่ 1 ได้รับจัดสรรงบประมาณค่าซื้อที่ดิน ค่าทดแทน ค่ารื้อย้าย ในการจัดหาที่ดินโครงการเพิ่มปริมาณน้ำในอ่างเก็บน้ำเขื่อนแม่กวงอุดมธารา จังหวัดเชียงใหม่ วงเงิน 31,707,188 บาท เมื่อวันที่ 26 มิถุนายน 2560

5) สำนักงานก่อสร้างชลประทานขนาดใหญ่ที่ 1 ได้ดำเนินการเบิกจ่ายงบประมาณค่าซื้อที่ดิน ค่าทดแทน ค่ารื้อย้าย ในการจัดหาที่ดินโครงการเพิ่มปริมาณน้ำในอ่างเก็บน้ำเขื่อนแม่กวงอุดมธารา จังหวัดเชียงใหม่ เป็นจำนวนเงินทั้งสิ้น 31,707,187.09 บาท เมื่อวันที่ 28 มิถุนายน 2560 โดยมีรายละเอียดดังนี้

(5.1) ประตูระบายน้ำแม่ตะมานและอาคารประกอบ

- ค่าทดแทนทรัพย์สินเพื่อการชลประทาน ตามมติคณะรัฐมนตรี เมื่อวันที่ 11 กรกฎาคม 2532 จำนวน 7 แปลง เนื้อที่ 13-1-66 ไร่ จำนวนเงิน 1,013,560.- บาท
- ค่ารื้อย้าย จำนวน 7 ราย จำนวนเงิน 2,128,240.26.- บาท

(5.2) พื้นที่จัดการวัสดุขุดจากอุโมงค์ DA.1

- ค่าทดแทนทรัพย์สินเพื่อการชลประทาน ตามมติคณะรัฐมนตรี เมื่อวันที่ 11 กรกฎาคม 2532 จำนวน 7 แปลง เนื้อที่ 25-3-27 ไร่ จำนวนเงิน 1,698,560.- บาท
- ค่ารื้อย้าย จำนวน 6 ราย จำนวนเงิน 1,005,557.33 บาท

(5.3) พื้นที่จัดการวัสดุขุดจากอุโมงค์ DA.2

- ค่าทดแทนทรัพย์สินเพื่อการชลประทาน ตามมติคณะรัฐมนตรี เมื่อวันที่ 11 กรกฎาคม 2532 จำนวน 22 แปลง เนื้อที่ 73-1-48 ไร่ จำนวนเงิน 7,873,760.- บาท

- ค่ารื้อย้าย จำนวน 23 ราย จำนวนเงิน 5,752,636.08.- บาท

(5.4) พื้นที่จัดการวัสดุขุดจากอุโมงค์ DA.3

- ค่าทดแทนทรัพย์สินเพื่อการชลประทาน ตามมติคณะรัฐมนตรี เมื่อวันที่ 11 กรกฎาคม 2532 จำนวน 36 แปลง เนื้อที่ 49-0-83 ไร่ จำนวนเงิน 3,858,200.- บาท

- ค่าทดแทนทรัพย์สินเพื่อการชลประทาน ตามคำสั่งกระทรวงเกษตรและสหกรณ์ที่ 426/2552 ลงวันที่ 7 กันยายน 2552 จำนวน 6 แปลง เนื้อที่ 3-3-07 ไร่ จำนวนเงิน 356,400.- บาท

- ค่ารื้อย้าย จำนวน 41 ราย จำนวนเงิน 7,096,526.42.- บาท

(5.5) พื้นที่จัดการวัสดุขุดจากอุโมงค์ DA.5

- ค่าทดแทนทรัพย์สินเพื่อการชลประทาน ตามมติคณะรัฐมนตรี เมื่อวันที่ 11 กรกฎาคม 2532 จำนวน 5 แปลง เนื้อที่ 4-3-31 ไร่ จำนวนเงิน 609,380.- บาท

- ค่ารื้อย้าย จำนวน 5 ราย จำนวนเงิน 314,367.- บาท

6) สำนักงานก่อสร้างชลประทานขนาดใหญ่ที่ 1 ได้ดำเนินการเบิกจ่ายงบประมาณค่าซื้อที่ดิน ค่าทดแทน ค่ารื้อย้าย ในการจัดหาที่ดินโครงการเพิ่มปริมาณน้ำในอ่างเก็บน้ำเขื่อนแม่กวงอุดมธารา จังหวัดเชียงใหม่ ครั้งที่ 2 วงเงิน 767,169.- บาท เมื่อวันที่ 22 ธันวาคม 2560 โดยมีรายละเอียดดังนี้

(6.1) พื้นที่จัดการวัสดุขุดจากอุโมงค์ DA.1

- ค่าทดแทนทรัพย์สินเพื่อการชลประทาน ตามมติคณะรัฐมนตรี เมื่อวันที่ 11 กรกฎาคม 2532 จำนวน 1 แปลง เนื้อที่ 11-2-78 ไร่ จำนวนเงิน 767,169.- บาท

บทที่ 3

ความรู้ทางวิชาการหรือแนวคิดที่ใช้ในการดำเนินการ

ผู้ขอรับการประเมินได้รวบรวม ศึกษา ตรวจสอบ และวิเคราะห์ข้อมูลจากรายงานการวิเคราะห์ผลกระทบสิ่งแวดล้อม รายงานสำรวจ - ออกแบบ แบบก่อสร้างและรายการรายละเอียดด้านวิศวกรรมตามสัญญา ตลอดจนได้ประสานงานกับผู้เชี่ยวชาญในแต่ละสาขาของที่ปรึกษาสำรวจ - ออกแบบ ที่ปรึกษาควบคุมงาน ผู้รับจ้าง และกรมชลประทาน เพื่อให้ได้รับข้อมูลมาวางแผน กำกับ ดูแล ควบคุมและปรับปรุงหรือแก้ไขปัญหาที่เกิดขึ้นให้เป็นไปอย่างมีประสิทธิภาพ มีผลสำเร็จ การก่อสร้างดำเนินต่อไปได้จนโครงการแล้วเสร็จ ซึ่งการดำเนินงานดังกล่าวมีความจำเป็นต้องใช้ความรู้ทางวิชาการที่เกี่ยวข้องดังนี้

3.1 ความรู้ทางวิชาการของงานอัดฉีดน้ำปูน

งานอัดฉีดน้ำปูนเพิ่มคุณภาพมวลหิน (Consolidation Grouting) และงานอัดฉีดของผสมล่วงหน้าเพื่อเพิ่มคุณภาพมวลหินด้านหน้าอุโมงค์หรือเพื่อลดการไหลเข้ามาในอุโมงค์ของน้ำใต้ดิน (Advance Grouting) โดยการใช้ความดันอัดฉีดน้ำปูนเข้าไปในหลุมเจาะผ่านระบบท่อ ซึ่งจะทำให้ช่องว่างหรือรอยแตกถูกอุดด้วยน้ำปูนที่อยู่ในสภาพของเหลว ต่อมาของเหลวนั้นจะแข็งตัวหรือเป็นวุ้น ทำให้หินถูกอุดจนแน่นทึบและแข็งแกร่งขึ้น เพื่อให้น้ำปูนอุดช่องว่างหรือรอยแตกในหินให้ได้มากที่สุด ต้องใช้ความดันที่สูง แต่ต้องไม่ทำให้สภาพหินนั้นเสียหรือแตกหักไปมากกว่าเดิม และอยู่ในขอบเขตที่จำเป็นและประหยัด ทำให้สามารถทำงานขุดระเบิดต่อไปได้อย่างมีประสิทธิภาพตามแผนงานก่อสร้าง เกิดความปลอดภัยในการทำงาน และสามารถใช้งานอุโมงค์ได้ตามวัตถุประสงค์ เริ่มด้วยการเจาะ (Drilling) ให้เลือกการเจาะที่ประหยัด รวดเร็ว และให้ได้ความลึกที่ต้องการอย่างมีประสิทธิภาพมากที่สุด โดยสามารถรักษารอยแตกในหินที่เจาะผ่าน หลังจากเจาะเสร็จให้ล้างหลุมอัดฉีดให้สะอาด เพื่อให้น้ำปูนเข้าไปอุดตามรอยแตกของหินได้อย่างมีประสิทธิภาพ แล้วทำการทดสอบการรั่วซึมของน้ำด้วยความดัน (Water Pressure Test) เพื่อหาอัตราการรั่วซึมของน้ำในหิน รวมถึงนำข้อมูลมาพิจารณาหาขั้นตอนและวิธีการอัดฉีดที่ถูกต้อง และอัดฉีดน้ำปูน (Cement Grouting) ซึ่งเป็นขั้นตอนหลักของงานเพิ่มคุณภาพมวลหิน จากนั้นควบคุมการอัดฉีดโดยกำหนดความดันสูงสุดสำหรับอัดฉีดหรือกำหนดอัตราการอัดฉีดจนถึงเกณฑ์ที่กำหนด จึงถือว่างานอัดฉีดเป็นไปตามเป้าหมาย (Refusal Grouting) แต่หากมีเหตุให้ต้องหยุดการอัดฉีดน้ำปูนชั่วขณะ (Interruption) เช่น เมื่อปริมาณแรงดันลดลงทันทีหรือปริมาณน้ำปูนเพิ่มขึ้นทันที เกิดการรั่วของน้ำปูนบริเวณอื่นแล้วไม่สามารถหยุดการรั่วได้ หรือปริมาณน้ำปูนมากเกินที่กำหนดไว้ให้หยุดการอัดฉีดทิ้งไว้จนน้ำปูนแข็งตัว จากนั้นเจาะหลุมและทำการอัดฉีดของผสม (Rerouting) จนถึงเกณฑ์ที่กำหนด

3.2 หลักเกณฑ์พิจารณาการปฏิบัติงานอัดฉีดน้ำปูน

หลักเกณฑ์พิจารณาการปฏิบัติงานอัดฉีดน้ำปูน พิจารณาจากสภาพธรณีวิทยาที่ไม่ดี คุณภาพมวลหินไม่ดี อาจทำให้เกิดอันตรายในขณะที่ปฏิบัติงานหรือความมั่นคงของอุโมงค์ อีกทั้งยังต้องพิจารณาปริมาณน้ำใต้ดินที่ไหลเข้ามาในอุโมงค์ หากปริมาณน้ำที่เข้ามามีปริมาณมากจนไม่สามารถทำงานขุดระเบิดต่อไปได้ ต้องทำการแก้ไข โดยประเมินวิธีการระบายน้ำที่จะช่วยให้ปริมาณน้ำลดลง และสามารถทำงานขุดระเบิดได้

แต่หากไม่สามารถลดปริมาณน้ำใต้ดินที่เข้ามาโดยวิธีการระบายน้ำ ต้องปฏิบัติการอัดฉีดน้ำปูน ซึ่งวิธีการพิจารณาสภาพธรณีวิทยาและสภาพน้ำใต้ดิน โดยการประเมินแผนที่ธรณีวิทยาและหลุมเจาะที่ได้สำรวจไว้ประเมินสภาพธรณีวิทยาบริเวณหน้าอุโมงค์ หากพบว่าลักษณะธรณีวิทยาอยู่ในบริเวณรอยเลื่อน ให้ทำการเจาะสำรวจล่วงหน้า เพื่อประเมินสภาพธรณีวิทยาและสภาพน้ำใต้ดินในการปฏิบัติงานอัดฉีดน้ำปูน

3.3 การปฏิบัติงานอัดฉีดน้ำปูน

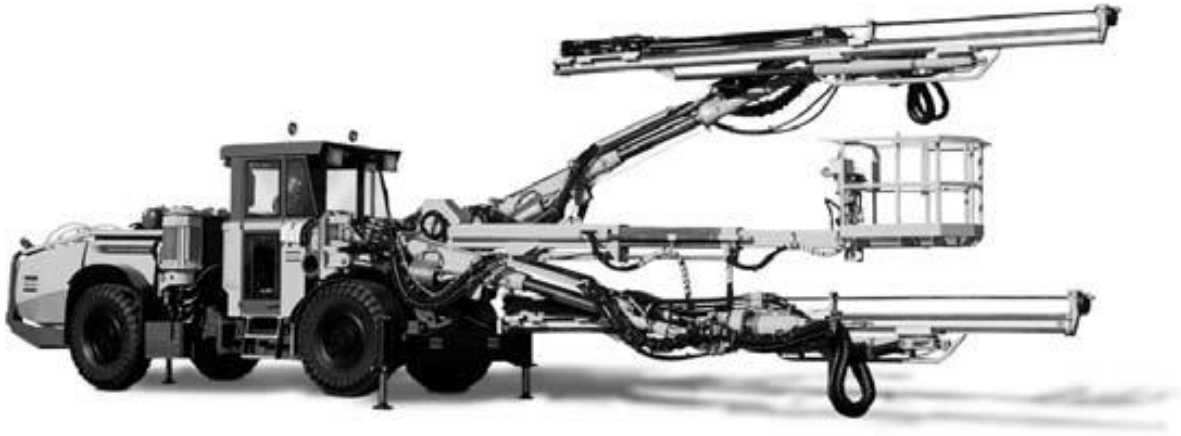
3.3.1 การเจาะ (Drilling)

ในระหว่างที่ทำการเจาะต้องทำรายงานและบันทึกการเจาะรายละเอียด ได้แก่ หมายเลขและชนิดของเครื่องเจาะ หมายเลขและตำแหน่งของหลุม ช่วงของการเจาะและความลึก เวลาที่เจาะ อัตราการเจาะ สภาพธรณีวิทยา สภาพน้ำใต้ดิน ลักษณะพิเศษที่พบ เช่น พบช่องว่างหรือโพรง ซึ่งสังเกตได้จากปฏิกิริยาของเครื่องเจาะ ซึ่งจะนำผลไปวิเคราะห์และวางแผนอัดฉีดของผสม เพื่อให้งานอัดฉีดมีประสิทธิภาพ

3.3.1.1 เครื่องเจาะและอุปกรณ์การเจาะ

1) เครื่องเจาะ

เครื่องเจาะหิน แบ่งออกเป็น 2 ประเภท คือ แบบหมุน (Rotary) และแบบกระแทก (Percussion) เครื่องเจาะที่ใช้เจาะหินทุกชนิดจะมีการออกแบบให้สามารถเจาะได้เร็วและลึกอย่างมีประสิทธิภาพมากที่สุด โดยที่สามารถรักษารอยแตกในหินที่เจาะผ่านให้คงสภาพเดิม ไม่ถูกอุดด้วยฝุ่นหิน รวมทั้งให้สิ้นเปลืองน้อย แต่ส่วนใหญ่เครื่องเจาะที่สามารถทำครบทุกอย่างหาได้ยาก การเจาะแบบหมุนสามารถเจาะได้ลึกมากและผงฝุ่นหินน้อย แต่ก็เจาะได้ช้าและค่าเจาะแพง ส่วนการเจาะแบบกระแทกสามารถเจาะได้เร็วและถูกกว่า แต่ความลึกการเจาะนั้นจำกัด อีกทั้งฝุ่นหินมากจะทำให้เกิดการอุดตันของรอยแตกได้ง่าย ดังนั้น การเลือกใช้เครื่องเจาะก็ต้องพิจารณาถึงราคางาน จุดประสงค์การเจาะ ความลึกที่ต้องการและแผนงานทั้งหมดที่เกี่ยวข้อง ดังแสดงในรูปที่ 3-1



รูปที่ 3-1 เครื่องเจาะหิน Crilling Jumbo Altas Copco Rocket Boomer

ที่มา : BASF, Construction chemicals Europr Ltd, (2011). Pre-Excavation Grouting in Rock Tunneling.

1.1) เครื่องเจาะแบบหมุน (Rotary Drilling) เจาะได้ทั้งหินแข็งและหินอ่อนโดยหมุนหัวเจาะซึ่งติดกับก้านเจาะให้ทะลุผ่านไปในเนื้อหิน ข้อดี คือ สามารถเก็บตัวอย่างหินได้โดยใช้ core tube และการใช้น้ำไปเลี้ยงหัวเจาะผ่านทางก้านเจาะ ฝุ่นหินที่เกิดจากการเจาะจะถูกน้ำชะล้างออกหมดไป ทำให้การอุดตันของรอยแตกเป็นไปได้ยาก ผนังหินในหลุมจะราบเรียบและเหมาะที่จะทำการติดตั้ง packer การเจาะแบบหมุนจึงช้าและแพงกว่าการเจาะแบบกระแทก ปกติมักจะใช้เจาะลึกกว่า 50 - 10 เมตร ขึ้นไป

เครื่องเจาะแบบหมุนที่ใช้ในงานอัดฉีดส่วนใหญ่เป็นแบบเพลาหมุน (Spindle Type) มีหลายขนาดให้เลือกหรือประยุกต์ใช้ตามสภาพพื้นที่ที่จะทำงาน ลักษณะทางธรณีวิทยา ความลึกที่ต้องการเจาะ ขนาดหลุมเจาะ และเงื่อนไขพิเศษของงานที่จะต้องทำ บางทีเครื่องเจาะที่มีประสิทธิภาพสูงอาจไม่เหมาะกับงานบางแห่งที่มีพื้นที่ทำงานน้อยและจำกัด เพราะเครื่องใหญ่เกินไปทำให้ติดตั้งยาก และเมื่อคำนึงถึงความปลอดภัยและความสะดวกแล้ว อาจจะสู้เครื่องเล็กที่มีประสิทธิภาพน้อยกว่าไม่ได้ การเลือกใช้เครื่องเจาะแบบหมุนต้องคำนึงถึงชนิดของหัวเจาะที่จะใช้ด้วย เพราะหัวเจาะแต่ละชนิดต้องการความเร็วในการหมุนไม่เท่ากัน เช่น หัวเจาะโลหะ (Metal crown bit) 80 - 120 รอบต่อนาที หัวเจาะเพชรแบบ SDB (Surface set diamond bit) 250-750 รอบต่อนาที และหัวเจาะเพชรแบบ IDB (Impregnate diamond bit) 500 - 1200 รอบต่อนาที หรือมากกว่า ปัจจุบันเครื่องเจาะมีการพัฒนาให้มีเกียร์เปลี่ยนแปลงอัตราความเร็วของเพลาหมุนก้านเจาะได้หลายระดับ สามารถเลือกใช้ได้ตามความต้องการ ซึ่งสะดวกในการเจาะหินได้หลายชนิดที่จำเป็นต้องเปลี่ยนหัวเจาะตามความเหมาะสมกับชนิดของหิน

ในการเจาะหลุมที่ลึกหรือโตขึ้นต้องใช้เครื่องเจาะที่มีกำลังสูงขึ้น เพราะการเจาะลึกต้องใช้ก้านเจาะเพิ่มขึ้น น้ำหนักของก้านจึงมากเกินกำลังของคน ในการชักรอกก้านเจาะขึ้นจากหลุมจึงต้องใช้เครื่องจักร เช่น ระบบกว้าน (Winch) และระบบไฮดรอลิค (Hydraulic) เช่นเดียวกันในการเจาะหลุมที่โตขึ้นจำเป็นต้องใช้ก้านเจาะขนาดใหญ่และหนักขึ้น แรงบิด (Torque) ของเครื่องเจาะที่จะหมุนก้านเจาะ ต้องสูงขึ้นด้วยจึงจะสามารถเจาะได้ดี

1.2) เครื่องเจาะแบบกระแทก Percussion หรือ jack hammer เจาะโดยใช้แรงอัดของลมเป็นพลังงานขับเคลื่อนกลไกต่างๆ ทำให้หัวเจาะมีการหมุนและกระแทกกับหน้าหิน ซึ่งสามารถเร่งการเจาะได้ด้วยความเร็วของการกระแทก ดังนั้น ราคางานจึงถูกว่ามากเมื่อเทียบกับการเจาะปกติอื่นๆ แต่การเจาะแบบกระแทกไม่มีการเก็บตัวอย่างและความลึกที่เจาะนั้นจำกัด เพราะผนังหลุมเจาะจะได้รับผลกระทบจากการกระแทกมาก จะมีฝุ่นหินจำนวนมากเกิดขึ้น ซึ่งมักจะอุดรอยแตกในหิน ส่งผลให้การทดสอบน้ำและอัดฉีดน้ำปูนได้ผลไม่ค่อยมีประสิทธิภาพ

เครื่องเจาะแบบกระแทกมักจะใช้รถเจาะตีนตะขาบและรถเจาะพ่วง ซึ่งเหมาะกับงานเจาะที่มีความลึกมากกว่า 5 เมตร ถ้าเจาะลึก 1.5 - 3 เมตร มักจะใช้ jack hammer หรือถ้าความลึก 3 - 5 เมตร ก็อาจจะใช้ jack hammer ขนาดใหญ่หรือรถเจาะพ่วง ส่วนความลึกที่เกิน 15 เมตร จะใช้เครื่องเจาะชนิดอื่น

เครื่องเจาะแบบกระแทก Down-the-hole แตกต่างไปจากเครื่องเจาะกระแทกแบบธรรมดา เนื่องจากเครื่องเจาะกระแทกแบบธรรมดาใช้ระบบกระแทกก้านเจาะผ่านไปยังหัวเจาะ ส่วน Down-the-hole ระบบลมจะถูกส่งผ่านรูในของก้านเจาะไปกระแทกหัวเจาะโดยตรง ซึ่งอยู่ปลายก้านเจาะ ทำให้กำลังในการกระแทกหัวเจาะไม่สูญเสีย ถึงแม้ว่าจะเจาะลึกไปเท่าใดก็ตาม

2) หัวเจาะ

การเลือกใช้หัวเจาะจะต้องพิจารณาอย่างรอบคอบจากชั้นหินที่จะเจาะ ความแข็งของหินปริมาณของรอยแตก และลักษณะการพังง่ายหรือพังยากของผนังหลุมเจาะ การเลือกใช้หัวเจาะให้ถูกต้องจะทำให้ประหยัดเวลาและค่าใช้จ่ายในการเจาะได้มาก ปกติแล้วหินที่แข็งจะใช้หัวเจาะเพชร (Diamond bit) ส่วนหินที่อ่อนจะใช้หัวเจาะโลหะ (Metal crown bit)

2.1) ในการเจาะแบบหมุน ความแข็งของหินเป็นปัจจัยสำคัญของการเลือกหัวเจาะ เนื่องจากหัวเจาะเพชรมีความแข็งมากจึงสามารถเจาะหินที่แข็งมากๆ ได้ ขณะที่หัวเจาะโลหะอาจจะเจาะไม่ลงหรือลงช้า ส่วนหินที่อ่อนหัวเจาะโลหะสามารถเจาะได้ดีเช่นเดียวกับหัวเจาะเพชร แต่ราคาหัวเจาะโลหะถูกกว่าหัวเจาะเพชรหลายเท่า ดังนั้น การเจาะหินที่อ่อนหัวเจาะโลหะจึงเหมาะกว่า เพราะประหยัดกว่าการใช้หัวเจาะเพชรมาก

ก. หัวเจาะเพชร

หัวเจาะเพชรแบ่งออกเป็น 2 ชนิด ตามลักษณะการติดเพชรบนหัวเจาะ คือ

แบบ Surface set (SDB ตามมาตรฐานของญี่ปุ่น)

แบบ Impregnate (IDB ตามมาตรฐานของญี่ปุ่น)

แบบ SDB คือ หัวเจาะเพชรที่ทำโดยใช้เม็ดเพชรขนาดประมาณ 15 - 40 เม็ดต่อหนึ่งกะรัตเรียงไว้บนผิวหน้าของขอบหัวเจาะ ส่วนแบบ IDB ใช้เศษเพชรหรือผงเพชร ซึ่งมีขนาดเล็กมากผสมกับโลหะทำเป็นขอบที่อยู่ส่วนปลายของหัวเจาะ และเป็นส่วนที่จะกัดหินโดยไม่ต้องมีเม็ดเพชรติด โดยทั่วไปมักจะใช้ IDB กับหินที่แข็งมากๆ หรือหินที่แข็งและมีรอยแตกมากๆ ส่วน SDB มักจะใช้กับหินที่แข็ง แต่มีรอยแตกน้อย หรือใช้กับหินที่แข็งปานกลาง ซึ่งการที่จะเลือกใช้นอกจากเรื่องความแข็งของหินและรอยแตกต้องคำนึงถึงสิ่งต่อไปนี้ด้วย

(1) ความเร็วของการเจาะ : เมื่อพิจารณาในแง่ของหัวเจาะอย่างเดียวเป็นการยากที่จะบ่งชี้ให้เห็นความแตกต่างของหัวเจาะทั้ง 2 ชนิด หัวเจาะแบบ SDB สามารถเจาะได้เร็วมาก หากเป็นของใหม่และความเร็วจะลดลงจนกระทั่งเจาะไม่ลง เมื่อเม็ดเพชรสึกจนหมดสภาพ ส่วนแบบ IDB ค่อนข้างจะเจาะได้ในอัตราเร็วที่คงตัวตลอดไปจนกระทั่งหัวเจาะส่วนที่เป็นเศษเพชรผสมกับโลหะสึกกร่อนจนหมด หรือถ้าพบว่าแบบ IDB มีอัตราการเจาะช้าลงกว่าเดิมในช่วงใดช่วงหนึ่ง ก็สามารถแก้ไขให้เจาะเร็วขึ้นได้โดยการฝนหรือขัดส่วนที่เป็นเศษเพชรผสมกับโลหะนั้นใหม่

(2) การนำกลับมาใช้ใหม่ : ถ้าอัตราเร็วของการเจาะช้าลงเพราะการสึกกร่อนของเม็ดเพชรใน SDB แล้ว จำเป็นต้องเปลี่ยนหัวเจาะใหม่ เม็ดเพชรที่สึกกร่อนนั้นจะสึกกร่อนบางส่วนและเหลือส่วนที่ฝังติดเนื้อโลหะที่เม็ดเพชรติดอยู่อีกบางส่วน เม็ดเพชรส่วนที่ฝังนี้สามารถนำเอาไปสร้างหัวเจาะใหม่ที่

ต้องการเม็ดเพชรขนาดเล็กลงได้ โดยการนำเอาหัวเจาะเพชรเก่าไปละลายด้วยกรรมวิธีทางเคมีแยกเอาเพชรที่เหลือนั้นออก ฉะนั้นการใช้หัวเจาะแบบ SDB จะต้องใช้ด้วยความระมัดระวัง เพราะหัวเจาะเก่ายังมีประโยชน์ดังที่กล่าวมาแล้ว ส่วนหัวเจาะแบบ IDB สามารถใช้เจาะได้ตลอดจนสึกหมดและไม่สามารถจะนำเอาของเก่ากลับมาทำใหม่ได้อีกแล้ว จึงควรใช้เจาะให้มากที่สุดเท่าที่จะทำได้

(3) การเสี่ยงต่อการสูญเสีย : หัวเจาะแบบ SDB ประกอบด้วยเม็ดเพชรที่ยิ่งเม็ดใหญ่ราคาก็ยิ่งแพงมากขึ้น ถ้าจำเป็นจะต้องใช้หัวเจาะแบบนี้เจาะหินที่แข็งและมีรอยแตกมากๆ แล้วจะต้องระมัดระวังเป็นพิเศษ เพราะเม็ดเพชรอาจจะหลุดหรือสึกเร็วกว่าที่ควร

4) ความแข็งของ matrix : matrix คือ เนื้อโลหะสังเคราะห์ที่หลอมให้เป็นที่รองรับเม็ดเพชรหรือฝังเม็ดเพชรในหัวเจาะแบบ SDB ความแข็งแรงของ matrix จะต้องสัมพันธ์กับคุณภาพของเพชรและความแข็งของหินที่ต้องการเจาะ ปกติจะทำ matrix ให้แข็งพอประมาณกับหัวเจาะเพชรที่ใช้เจาะหินแข็งมากๆ และจะทำ matrix ให้แข็งมากเมื่อทำหัวเจาะเพชรที่เจาะหินที่แข็งปานกลางหรือหินที่อ่อน

เมื่อใช้หัวเจาะเพชรจะต้องใช้หัวคว้านหลุมเจาะหรือ Reamer หรือ Reaming Shell ควบคู่กันไป เพื่อให้เป็นตัวบังคับให้รูเจาะมีขนาดคงที่ตลอดและผนังหลุมเจาะราบเรียบ เนื่องจากหัวเจาะเพชรเมื่อใช้ไปจะมีการสึกกร่อนและเล็กลง จึงต้องออกแบบหัวคว้านให้มีขนาดใหญ่กว่าหัวเจาะเพชรประมาณ 0.5 มิลลิเมตร เมื่อเจาะลึกๆ อาจจะมีการเปลี่ยนหัวเจาะเพชรใหม่ ก็สามารถจะหย่อนหัวเจาะลงไปถึงก้นหลุมทำให้สามารถเจาะต่อไปได้ทันที อย่างไรก็ตามหัวคว้านหลุมเจาะเองถ้าใช้ไปนานก็จะมีการสึกกร่อนได้เช่นเดียวกับหัวเจาะเพชร แต่ปกติจะสึกกร่อนช้ากว่า และถ้าพบว่าหัวคว้านหลุมเจาะสึกก็ควรจะเปลี่ยนหัวคว้านหลุมเจาะควบคู่ไปกับการเปลี่ยนหัวเจาะเพชรใหม่ให้เป็นชุดเดียวกัน



รูปที่ 3-2 หัวเจาะเพชรแบบหมุน

ที่มา : TORQUATO. Diamond Coring Bits. (http://www.rotarydrillings.com/TORQUATO/Rotary-DiamondBits.html.)

ข. หัวเจาะโลหะ

ปลายหัวเจาะจะเป็น Metal Tip เป็นโลหะผสมที่แข็งมาก เช่น ทั้งสเตนคาร์ไบด์ผสมกับโคบอลท์ Metal Tip ที่ผสมโคบอลท์เปอร์เซ็นต์น้อยจะใช้กับหินแข็งที่มีรอยแตกน้อย

และใช้ชนิดเปอร์เซ็นต์สูงกับหินแข็งที่แตกมาก เมื่อส่วนปลายของหัวเจาะ Metal Tip สึกมากๆ ทำให้เจาะยาก ก็นำขึ้นมาขัดใหม่ได้ แต่ถ้าหากขาดหรือหลุดก็ต้องทำการกู้ขึ้นมาก่อนถึงจะใช้หัวเจาะใหม่ต่อไป

2.2) ในการเจาะแบบกระแทก หัวเจาะที่ใช้ในการเจาะแบ่งตามลักษณะรูปร่าง เช่น straight line type, Y type, X type, cross type และการเลือกใช้เป็นไปตามสภาพของหิน ถ้าต้องการได้หลุมที่ตรงจริงๆ ก็ควรจะใช้แบบ x type, cross type หรือ button type ซึ่งจะทำให้ง่ายต่อการ set packer ในหลุมเจาะ ปลายของหัวเจาะจะใช้พวกโลหะผสมชนิดแข็งมากๆ ทำเหมือนกับหัวเจาะโลหะที่ใช้ในการเจาะแบบหมุน แต่จะผสมโคบอลท์มากขึ้น ประมาณ 12 - 15% ซึ่งจะทำให้ปลายหัวเจาะแข็งมากและมีความทนทานต่อการสึกกร่อนสูง หากเจอหินแข็งมากๆ ก็จะสึกได้เร็ว เพราะในระหว่างที่เจาะจะมีฝุ่นหินเกิดขึ้นมาก ซึ่งจะเป็นตัวการที่ทำให้เกิดการขัดสีจนหัวเจาะสึกกร่อนตลอดเวลา ดังนั้น เมื่อเจาะถึงขีดจำกัดแล้วควรจะนำหัวเจาะเหล่านั้นขึ้นมาฝนหรือลับส่วนที่เป็นโลหะผสมให้คมเหมือนใหม่จะทำให้เจาะได้รวดเร็วขึ้น



รูปที่ 3-3 หัวเจาะกระแทก Button Type

ที่มา :. Button Bits. (www.rotarydrillingrigs.com/TORQUATO/Rotary-Button-Bits-Retrac-Bits.html)

3.3.1.2 ขนาดของหลุมเจาะ

1) ในการเจาะแบบหมุน ปกติจะพิจารณาความลึกที่จะเจาะลักษณะของหินและความต้องการตัวอย่างหินก่อน รูเจาะยิ่งใหญ่ค่าเจาะก็จะแพงขึ้นตามลำดับ แต่ประสิทธิภาพของการอัดฉีดน้ำปูนไม่ได้เพิ่มเป็นสัดส่วนกับขนาดของรู แต่ถ้าเล็กจนเกินไปอาจจะมีอุปสรรคหลายประการ เช่น ก้านเจาะอาจ จะ

ขาดได้ง่าย เพราะต้องใช้ก้านเจาะที่เล็กกว่าขนาดของหลุมเจาะ และไม่สะดวกในการติดตั้ง packer ดังนั้นจำเป็นต้องเลือกขนาดของหลุมเจาะให้ทำงานได้สะดวกและประหยัดค่าใช้จ่ายมากที่สุด

2) ในการเจาะแบบกระแทก ราคาค่าเจาะจะถูกกว่าการเจาะแบบหมุน 5 - 10 เท่า ขนาดของรูเจาะมีผลต่อราคาค่าเจาะไม่มากนัก ส่วนใหญ่ราคาจะขึ้นกับการเลือกใช้หัวเจาะให้เหมาะกับความดันที่ใช้ขับเครื่องเจาะให้มีประสิทธิภาพมากที่สุด

3.3.1.3 การเจาะหลุมอัดฉีดน้ำปูน

การเจาะถูกต้องตามตำแหน่งที่ได้กำหนดไว้ ให้ตั้งเครื่องเจาะให้มั่นคงตลอดเวลาที่จะต้องเจาะ ถ้าก้านเจาะเลื่อนหรือเปลี่ยนทิศทางได้เนื่องจากการติดตั้งเครื่องไม่มั่นคง หรือในขณะที่เจาะได้กดหัวเจาะมากเกินไปจะเป็นเหตุให้หลุมเจาะคดได้ กรณีที่เจาะผ่านโพรงหรือชั้นที่มีการรั่วซึมมาก น้ำที่ใช้เจาะอาจจะไม่ไหลกลับขึ้นมา ควรจะหยุดเจาะและทำการอัดฉีดน้ำปูนเสียก่อน เมื่อน้ำปูนที่เข้าไปอุดโพรงและรอยรั่วรอยแตกนั้นแข็งตัวแล้วจะไม่เกิดปัญหาในการเจาะต่อไป ในกรณีที่ผนังหลุมพังก็เช่นกัน

3.3.2 การอัดฉีดด้วยน้ำปูน

3.3.2.1 วัสดุที่ใช้ในการอัดฉีด

วัสดุที่ใช้ในการอัดฉีดน้ำปูนเป็นส่วนผสมระหว่าง Portland Cement Type I กับน้ำ โดยที่ปูนจะต้องมีคุณสมบัติตามมาตรฐาน ASTM-C 150 ส่วนน้ำที่ใช้ในการผสมจะต้องเป็นน้ำที่สะอาด ปราศจากสิ่งเจือปนของสารแขวนลอย น้ำมัน และสารอินทรีย์อื่นๆ ซึ่งแบบหรือข้อกำหนดอาจกำหนดให้เติมสารผสมอื่นๆ เช่น ทรายละเอียด โคลนผง และสารเคมีอื่นๆ แล้วแต่ความจำเป็น

3.3.2.2 เครื่องจักรเครื่องมือที่ใช้ในการอัดฉีด

1) ถังผสมและถังกวนน้ำปูน

ถังผสม คือ ถังที่ทำให้ปูนซีเมนต์กับน้ำกับวัสดุอื่นๆ ผสมเป็นเนื้อเดียวกัน ส่วนถังกวนน้ำปูน คือ ถังที่กวนของผสมที่ได้ผสมแล้ว เพื่อป้องกันไม่ให้แยกตัวจากกันเป็นก้อน หรือตกตะกอนก่อนที่จะถูกอัดลงหลุม การเลือกใช้ถังผสมและถังกวนน้ำปูนจะต้องพิจารณาถึงสถานที่ปฏิบัติงาน คุณภาพของปูนซีเมนต์ ความปลอดภัยและความประหยัด

ถังผสมมีหลายชนิด เช่น ชนิดถังเดี่ยว ชนิดถังคู่ในแนวดิ่ง (ถังบนเป็นถังผสม ถังล่างเป็นถังกวน) และชนิดถังคู่ในแนวขนาน ความจุของถังเหล่านี้ประมาณ 100 - 300 ลิตร มีความเร็วของใบพัดประมาณ 150 - 300 รอบ/นาที แต่ถ้าต้องการผสมน้ำปูนให้เข้มข้นมากขึ้น จะต้องใช้ถังผสมที่มีความเร็วของใบพัดประมาณ 500 - 1,200 รอบ/นาที เพื่อให้น้ำปูนผสมเป็นเนื้อเดียวกันอย่างมีประสิทธิภาพ

ถังผสมชนิดถังเดี่ยวและชนิดถังคู่ขนาน จะใช้ได้ดีในบริเวณที่มีพื้นที่จำกัด เช่น ในอุโมงค์ที่ไม่กว้างนัก เนื่องจากง่ายต่อการเทปูนซีเมนต์ที่จะใช้ผสมกับน้ำ ถังผสมชนิดเดี่ยวนั้น โดยปกติไม่สามารถทำงานได้อย่างต่อเนื่อง จึงมักจะต้องพ่วงด้วยถังกวนน้ำปูนเพิ่ม หรือจะใช้ชนิดถังคู่ในแนวขนาน

ถังผสมน้ำปูนชนิดความเร็วสูงจะดีกว่าชนิดที่มีความเร็วต่ำในด้านการทำให้ของผสมเป็นเนื้อเดียวกันและอยู่ในสภาพของไหล กรณีที่มีโรงผสมน้ำปูนเป็นศูนย์กลาง หมายถึง งานนั้นจะต้องใช้

น้ำปูนมาก และจะต้องอัดฉีดติดต่อกันเป็นเวลานาน จำเป็นที่จะต้องใช้ถังผสมน้ำปูนชนิดความเร็วสูง เพื่อทำให้น้ำปูนมีคุณภาพสูง ถึงแม้ว่าจะต้องเสียค่าใช้จ่ายมากก็ตาม

2) ปั๊มอัดฉีดและการวางท่ออัดฉีด

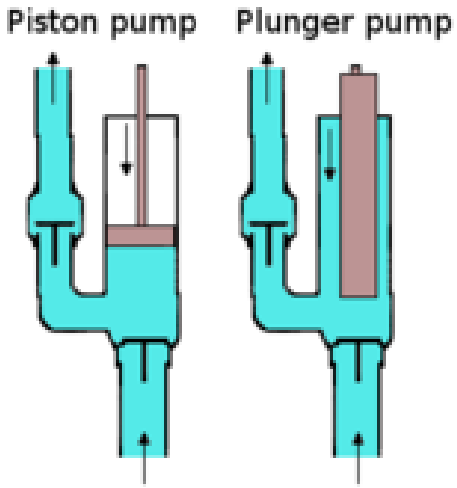
ปั๊มอัดฉีดมี 2 ชนิด คือ ชนิด discharge fixing และชนิด discharge regulating ส่วนการวางท่ออัดฉีดก็มี 2 แบบ เหมือนกัน คือ แบบทางเดียว (single line) และแบบหมุนเวียน (circulation)

ปั๊มอัดฉีดน้ำปูนที่ดีจะต้องมีคุณสมบัติ ดังนี้ ต้องสามารถควบคุมความดันและปริมาณการอัดฉีดได้อย่างถูกต้อง สามารถทำงานได้ดีโดยปราศจากการอุดตันภายในเครื่องหรือในท่อบ่อยๆ เมื่อจะต้องใช้ปฏิบัติงานเป็นเวลานาน นอกจากนี้จะต้องง่ายและสะดวกในการใช้และประหยัดค่าใช้จ่ายในการบำรุงรักษา แต่ส่วนใหญ่พบว่าปั๊มอัดฉีดที่สามารถควบคุมความดันและปริมาณการอัดฉีดได้อย่างถูกต้อง จะเป็นเครื่องมือที่มีโครงสร้างซับซ้อนและมีค่าใช้จ่ายในการซ่อมบำรุงรักษาสูง แต่หากเป็นปั๊มแบบที่ไม่มีความซับซ้อน การควบคุมความดันและปริมาณการอัดฉีดจะทำได้ยาก หากมีความจำเป็นต้องควบคุมปริมาณการอัดฉีดภายใต้ความดันสูงๆ ควรใช้ปั๊มอัดฉีด ชนิด discharge regulating

2.1) ปั๊มอัดฉีดชนิด discharge fixing

ปั๊มชนิดนี้ได้รับความนิยมมาก เพราะมีโครงสร้างภายในไม่ซับซ้อน สะดวกในการใช้และบำรุงรักษา การทำงานเคลื่อนด้วยมอเตอร์ไฟฟ้า สามารถปรับหรือเปลี่ยนปริมาณการอัดฉีดได้หลายขั้น ปริมาณการอัดฉีดแต่ละขั้นจะถูกควบคุมให้คงที่ แต่จะทำให้น้ำปูนส่วนที่จะต้องไหลกลับมีปริมาณไม่คงที่ จึงควรวางท่ออัดฉีดแบบหมุนเวียน เพื่อที่จะปรับความดันในการอัดฉีด ปั๊มชนิดนี้แบ่งออกเป็น 2 แบบ คือ แบบ piston และแบบ plunger

ปั๊มแบบ piston เมื่อลูกสูบเคลื่อนที่หนึ่งจังหวะจะสามารถดูดและส่งน้ำปูนได้ในเวลาเดียวกัน ทำให้อัดน้ำปูนได้ปริมาณมาก โดยที่ลูกสูบมีการเคลื่อนที่น้อยครั้ง แต่ถ้าต้องการอัดฉีดให้มีความดันสูงกว่า 40 กิโลกรัม/ตารางเซนติเมตร การเคลื่อนที่ของลูกสูบและการสูบจะสูงขึ้นอย่างรวดเร็ว ซึ่งเป็นเหตุให้ตัวเครื่องชำรุดได้ง่าย เพื่อแก้ปัญหานี้ควรจะใช้ปั๊มมากกว่า 2 เครื่องพ่วงกัน หรือเปลี่ยนไปใช้ปั๊มแบบ plunger แทน เพราะปั๊มแบบนี้ทำความดันได้สูงกว่า เนื่องจากการเคลื่อนที่ของลูกสูบมากกว่า แต่ปริมาณการอัดฉีดจะน้อยกว่า ดังแสดงในรูปที่ 3-4



รูปที่ 3-4 ปั๊มแบบ Piston และแบบ Plunger

ที่มา : วิกิพีเดีย. Piston Pumps. (https://en.wikipedia.org/wiki/Piston_pump)

2.2) ปั๊มอัดฉีดชนิด discharge regulating

ปั๊มอัดฉีดชนิดนี้อาจจะขับเคลื่อนด้วยระบบไฮดรอลิคหรือระบบลม มีคุณสมบัติพิเศษ คือ ปริมาณในการอัดฉีดจะลดลงโดยอัตโนมัติเมื่อความดันเพิ่มขึ้น กรณีที่ขับเคลื่อนด้วยระบบไฮดรอลิคจะสามารถเลือกปริมาณในการอัดฉีดภายใต้ความดันต่างๆ ได้ง่ายมาก การอัดฉีดที่ใช้ความดันสูงการสิ้นเปลืองและสึกหรอของลูกสูบจะน้อยกว้าปั๊มชนิด discharge fixing จึงเหมาะกับงานที่ต้องใช้ความดันสูงและงานที่มีโครงสร้างทางธรณีวิทยาสลับซับซ้อนที่จำเป็นต้องควบคุมความดันในการอัดฉีดอย่างพิถีพิถันและเที่ยงตรง เนื่องจากปั๊มชนิดนี้สามารถปรับหรือตั้งปริมาณการอัดฉีดได้ จึงควรวางท่ออัดฉีดแบบทางเดียวซึ่งประหยัดและง่ายกว่าแบบหมุนเวียน ถ้าปั๊มชนิดนี้ขับเคลื่อนด้วยระบบลม การปรับหรือตั้งปริมาณมักจะไม่เที่ยงตรง เพื่อแก้ปัญหานี้ควรวางท่ออัดฉีดแบบหมุนเวียน

2.3) การวางท่ออัดฉีด

การวางท่ออัดฉีดมี 2 แบบ คือ แบบทางเดียว และแบบหมุนเวียน ซึ่งการวางท่อทางเดียวจะวางท่อติดต่อระหว่างปั๊มอัดฉีดและหลุมอัดฉีด โดยจะใช้ร่วมกับปั๊มชนิด discharge regulating ส่วนการวางท่อหมุนเวียนเป็นการวางท่อระหว่างปั๊มอัดฉีดด้วยท่อ 2 แนว และจะใช้ร่วมกับปั๊มอัดฉีดชนิด discharge fixing ซึ่งความแตกต่างของการวางท่อทั้งสองชนิด มีดังนี้

(1) การวางท่อแบบทางเดียวจะถูกกว่าแบบหมุนเวียน

(2) กางวางท่อแบบทางเดียว เมื่อการอัดฉีดน้ำปูนเสร็จสิ้นลง น้ำปูนที่เหลือในท่อจะน้อยกว่า แต่เม็ดปูนซีเมนต์จะตกตะกอนได้ง่าย ดังนั้น จะต้องใช้นำล้างอย่างน้อย 1 ชั่วโมงต่อครั้ง

(3) ส่วนการวางท่อแบบหมุนเวียน การตกตะกอนของเม็ดปูนจะไม่มาก เพราะน้ำปูนจะมีการหมุนเวียนในท่อ แม้ปริมาณอัดฉีดจะลดลง

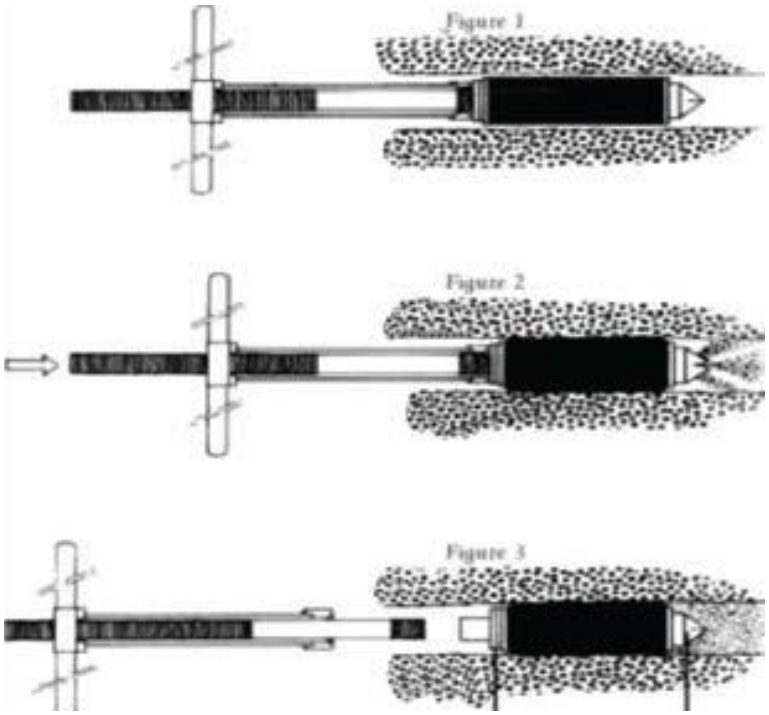
ปกติการวางท่อแบบหมุนเวียนมี 2 ระบบ คือ ระบบหมุนเวียนบนปากหลุม ซึ่งน้ำปูนจะหมุนเวียนอยู่ใกล้ๆ หลุมอัดฉีด และอีกระบบ คือ ระบบหมุนเวียนในหลุม ซึ่งเม็ดปูนจะไม่ค่อยเกาะ

ตามผนังหรือก้นหลุม ประสิทธิภาพการอัดฉีดจึงดีกว่า แต่มีข้อเสีย คือ ท่ออัดฉีดที่อยู่ในหลุมอาจจะติดหรือถอนขึ้นได้ยาก วิธีนี้จึงไม่ค่อยได้รับความนิยม

2) Packer

การอัดฉีดของผสมต้องใช้แรงดันสูง จึงจำเป็นต้องเชื่อมระหว่างท่ออัดฉีดกับหินผนังหลุมเจาะให้แน่นด้วย Packer ที่ประกอบด้วยวัสดุที่มีความยืดหยุ่นและขยายได้ เพื่อให้ Packer ขยายจนติดผนังหลุมเจาะ ซึ่งจะสามารถป้องกันไม่ให้ของผสมที่อัดฉีดเข้าไปไหลย้อนกลับออกมาทางปากหลุม ดังแสดงในรูปที่ 3-5

Packer ที่ใช้สำหรับงานอัดฉีดของผสมมีอยู่หลายชนิด ได้แก่ expansion packer และ Hydraulic Packer แต่ละแบบมีความเหมาะสมแตกต่างกัน ขึ้นอยู่กับสภาพของหิน คุณภาพของรูเจาะ ความลึกของช่วงที่จะอัดฉีดและความดันที่จะต้องใช้



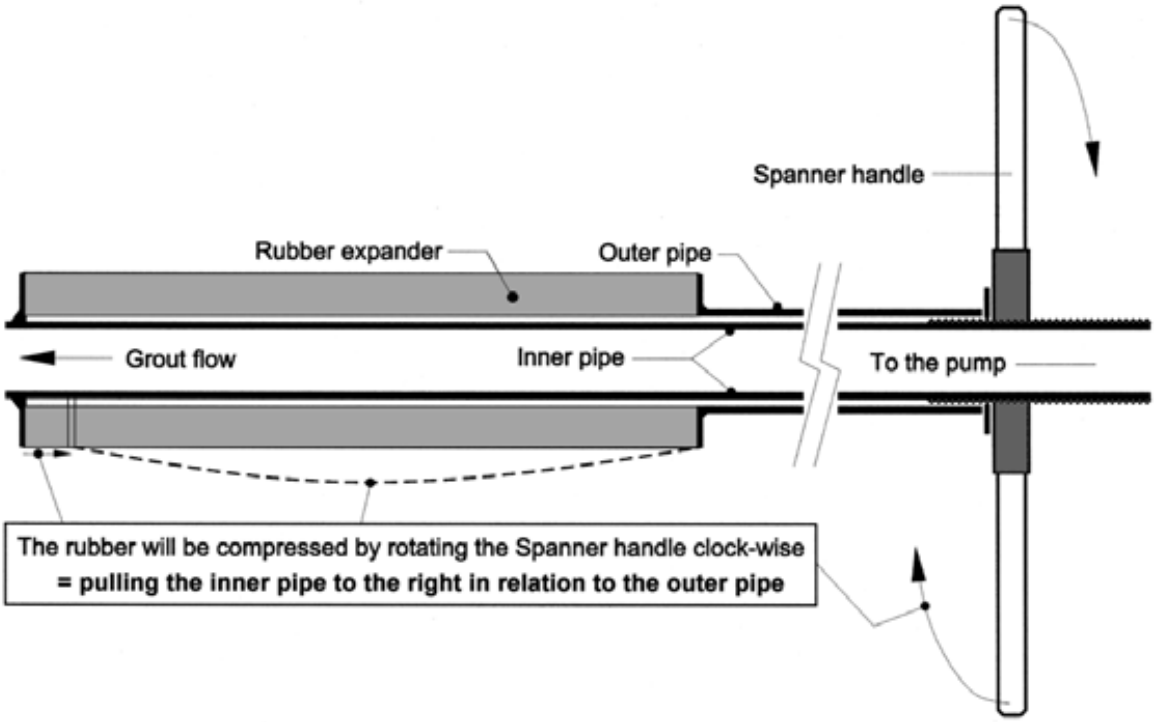
รูปที่ 3-5 หลักการของ Packer

ที่มา : NFF, (2011).Rock Mass Grouting in Norwegian Tunneling.

2.1) Expansion packer

Packer ชนิดนี้มีลูกยางต่อกันหนึ่งหรือสองอัน ลูกยางจะขยายตัวด้วยการกดปลายทั้งสองข้าง มีอยู่ 2 ชนิด คือ ชนิดท่อ 2 ชั้น และชนิดเกลียว

ชนิดท่อ 2 ชั้น จะเหมาะสำหรับหลุมเจาะที่ผนังไม่พังมากนัก หรือหลุมที่เจาะด้วยเครื่องเจาะแบบกระแทก มีความทนทานต่อความดันสูง แต่กรณีหลุมลึกๆ น้ำหนักเครื่องมือจะเพิ่มมาก และท่อชั้นในจะเสี่ยงต่อการขาด ดังนั้น ควรใช้ท่อหนา และต้องใช้เวลานานในการต่อท่อ ไม่ควรใช้ในบริเวณที่หินแตกหักมาก หรือบริเวณที่มีรอยเลื่อน เพราะลูกยางมีความแข็งและความยาวจำกัด ส่วนชนิดเกลียวจะมีน้ำหนักมากกว่า เหมาะกับหลุมลึกๆ และมีความทนทานต่อความดันสูงเช่นกัน

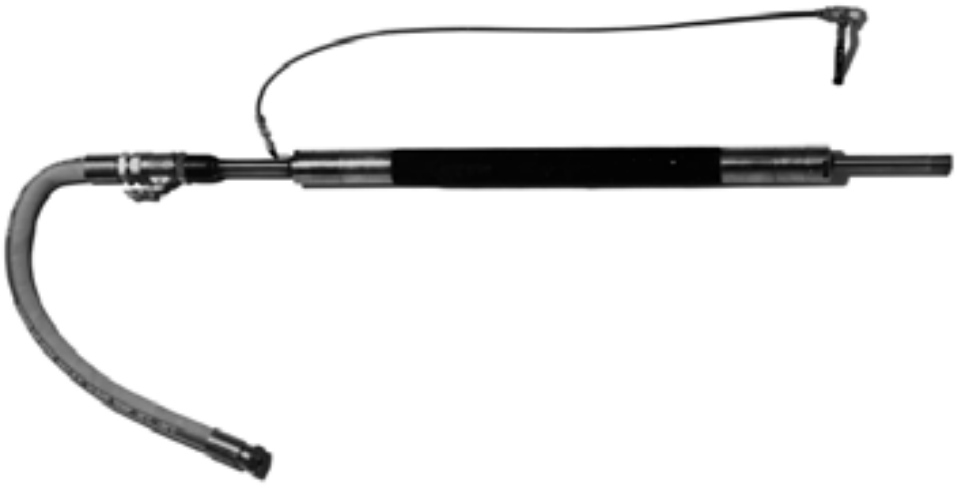


รูปที่ 3-6 การทำงานของ Expansion Packer

ที่มา : BASF,(2011). Pre Excavation Grouting in Tunneling.

2.2) Hydraulic Packer

Packer ชนิดนี้จะสามารถขยายใหญ่ได้ด้วยความดันลมหรือก๊าซ ขนาด 3 - 10 กิโลกรัม/ตารางเซนติเมตร สามารถใช้กับหลุมที่พังได้ แต่ไม่สามารถใช้ในกรณีที่น้ำใต้ดินหรือความดันของการอัดฉีดมากกว่าความดันลม และการใช้ในหลุมลึกจะเป็นการเสี่ยงต่อการเสียหายจากการเสียดทานระหว่าง Packer กับผนังหลุม



รูปที่ 3-7 Hydraulic Packer

ที่มา : BASF, (2011).Pre Excavation Grouting in Tunneling

3) เครื่องมือวัด

เครื่องมือวัดที่ใช้ในการวัดสำหรับงานอัดฉีดน้ำปูนจะต้องวัดได้อย่างถูกต้องและมีความทนทาน ไม่มีความยุ่งยากและไม่มีผลเสียจากการตกตะกอนหรือการอุดตันของน้ำปูน

3.1) มาตรวัดความดัน

มาตรวัดความดันมี 2 ชนิด คือ ชนิดความดันน้ำมัน และชนิดไฟฟ้า ซึ่งชนิดความดันน้ำมันได้ประยุกต์มาจากกฎของ Bourdon's tube เป็นชนิดที่ได้รับความนิยม เนื่องจากราคาถูกและสะดวกต่อการเคลื่อนย้าย ส่วนมาตรวัดชนิดไฟฟ้าจะใช้ strain gauge หรือแม่เหล็กในการเปลี่ยนกลไกต่างๆ ให้เป็นสัญญาณไฟฟ้า และมีปากกาสำหรับบันทึกสัญญาณ แต่ชนิดนี้ไม่ค่อยเป็นที่นิยม

3.2) เครื่องวัดการไหล

ในการอัดฉีดน้ำปูนจะต้องทำการวัดปริมาณของการอัดฉีด ซึ่งคำนวณได้จากปริมาณน้ำปูนที่ใช้ไป โดยอาจจะวัดด้วยเครื่องมือวัดการไหลแบบอัตโนมัติมี 2 ชนิด คือ ชนิด weight type บันทึกน้ำหนักของน้ำปูนบน load cell และชนิดแม่เหล็กไฟฟ้า บันทึกด้วยระบบความดันน้ำมัน

ในกรณีชนิด weight type ปริมาณการไหลจะแสดงให้เห็นบนเส้นกราฟที่เอียงเทซึ่งจะลดลงเมื่อเวลาผ่านไปเป็นสัดส่วนกับน้ำปูนที่ถูกดูดออกไปด้วยเครื่องปั๊มอัดฉีด เครื่องมือนี้มีโครงสร้างง่ายๆ และราคาถูกแต่กินเนื้อที่ยาวและจำเป็นต้องคอยระมัดระวังการตกตะกอนและอุดตันของปูนตลอดจนต้องแก้ไขการอ่านค่า เมื่อความถ่วงจำเพาะของน้ำปูนเปลี่ยนไป

ส่วนชนิดแม่เหล็กไฟฟ้า อาศัยหลักที่ว่าเมื่อของไหลผ่านในพื้นที่ของสนามแม่เหล็ก จะทำให้เกิดแรงเคลื่อนไฟฟ้า ซึ่งจะถูกเปลี่ยนไปเป็นปริมาณของการไหลได้ เครื่องมือนี้ส่วนใหญ่อุปกรณ์ต่างๆ มีราคาแพง เช่น เครื่องคำนวณ เครื่องบันทึก เครื่องวัดการเปลี่ยนแปลงปริมาณการไหล เป็นต้น คุณสมบัติอื่นจะไม่แสดงความดันที่หายไป ไม่มีผลกระทบใดๆ อันเนื่องมาจากความหนืด (viscosity) หรือความถ่วงจำเพาะของน้ำปูน และมีขอบเขตในการวัดที่กว้างมาก หากร่วมกับเกจวัดความดันชนิดไฟฟ้าแล้วปริมาณและความดันของการอัดฉีด เมื่อเวลาเปลี่ยนแปลงไปจะสามารถบันทึกลงในกระดาษแผ่นเดียวกัน ปกติจะใช้ในงานอัดฉีดสารเคมี แต่หากใช้อัดฉีดน้ำปูน เม็ดปูนอาจตกตะกอนไปเกาะที่ขั้วอิเล็คโทรด ทำให้เกิดปัญหาภายหลัง

3.3.2.3 การล้างและการอัดน้ำลงในหลุมอัดฉีด

1) การล้างหลุมอัดฉีด

ความสะอาดของหลุมมีผลต่อความสามารถในการอัดฉีดน้ำปูนให้เข้าไปอุดตามช่องว่างและรอยแตกของหินอยู่มาก ก่อนที่จะอัดน้ำปูนลงหลุมจำเป็นต้องล้างหลุมให้สะอาดก่อน เพราะในหลุมมีเศษดินเศษหินที่เกิดจากการเจาะตกค้างอยู่ นอกจากจะทำให้หลุมตื้นเขิน อีกทั้งยังจะอุดอยู่ตามปากของรอยแตกที่หลุมเจาะตัดผ่าน หากไม่กำจัดออกจะทำให้น้ำปูนเข้าไปอุดรอยแตกได้ยาก การล้างนี้จะต้องทำด้วยเครื่องมือและวิธีการที่เหมาะสมกับสภาพของหินและขนาดของหลุมเจาะ เช่น อาจจะทำโดยการเป่าน้ำหรือลมเพื่อไล่เอาสิ่งสกปรกทั้งหลายขึ้นมาจากก้นหลุมจนกว่าน้ำที่ขึ้นมาจะใสและปราศจากเศษดินเศษหิน

2) การอัดน้ำลงในหลุมอัดฉีด

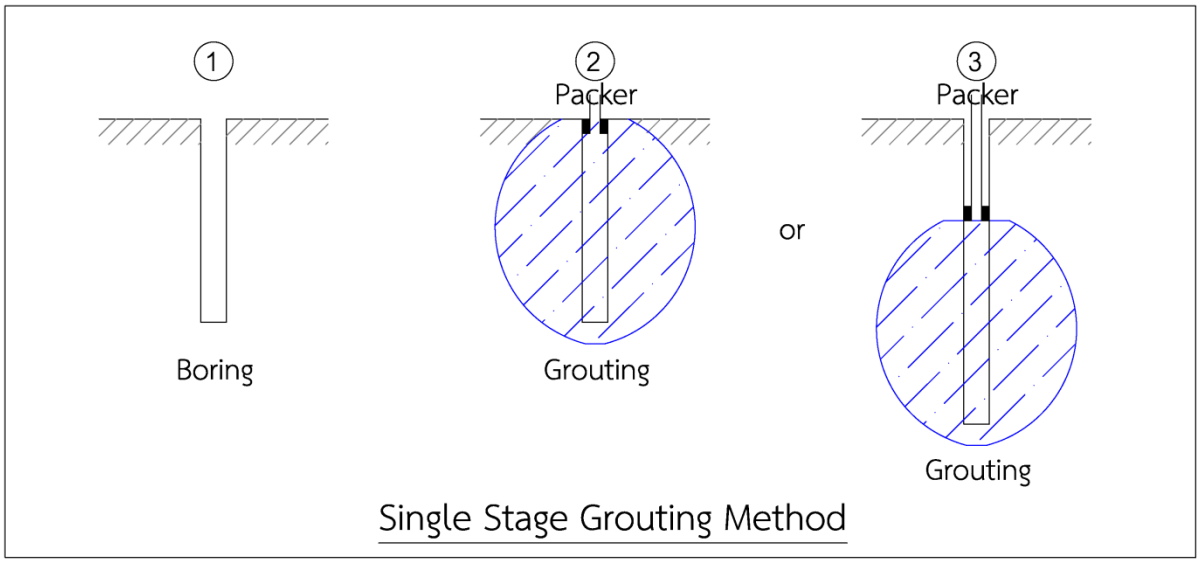
หลังจากล้างหลุมอัดฉีด ก่อนที่จะอัดฉีดน้ำปูนจะต้องอัดน้ำลงในหลุม เพื่อหาอัตราการรั่วซึมของน้ำในหิน ข้อมูลที่ได้จากการนี้จะนำมาพิจารณาหาอัตราส่วนผสมของน้ำปูน และหาวิธีการอัดฉีดที่ถูกต้อง อัตราการรั่วซึมของน้ำควรจะหาออกมาเป็นหน่วยของลูย็อง (Lugeon) หากพบว่าปริมาณน้ำหายไปมากตามความดันที่เพิ่มขึ้น ให้สันนิษฐานว่าน้ำอาจจะรั่วซึมขึ้นบนผิวหรือหินอาจจะแตก หรือหินอาจจะเลื่อนตัว เพราะความดันที่ใช้ถึงระดับความดันวิกฤตของหิน กรณีเช่นนี้จะต้องลดความดันในการอัดน้ำลงเพื่อป้องกันไม่ให้หินแตกมากขึ้น

3.3.2.4 การอัดน้ำปูน

1) วิธีการอัดฉีด

วิธีการอัดฉีด มี 2 แบบ คือ แบบ single stage และแบบ multi stage

Single stage คือ วิธีการอัดฉีดหลุมใดหลุมหนึ่งเพียงครั้งเดียวหรือช่วงเดียวเท่านั้น การอัดฉีดนี้จะทำเมื่อได้เจาะหลุมอัดฉีดถึงระดับความลึกที่ต้องการและทำความสะอาดหลุมเสร็จเรียบร้อย ดังแสดงในรูปที่ 3-8 การทำวิธีนี้มักจะทำกับหลุมอัดฉีดที่มีความลึกประมาณ 5 - 7 เมตร หรือตื้นกว่านี้



รูปที่ 3-8 วิธีการอัดฉีดแบบ Single Stage

ที่มา : Kazuji Uno, (1986).Guideline for grouting to dam foundation rock.

ส่วนแบบ multi stage จะใช้ทำกับหลุมอัดฉีดที่ลึก โดยแบ่งทำการอัดฉีดเป็นหลายๆ ช่วง แต่ละช่วงจะแคบหรือกว้างขึ้นอยู่กับสภาพของหินและรอยแตก การอัดฉีดทีละช่วงจากปากหลุมไปก้นหลุม เรียกว่า Stage Grouting หรือ Downstage Grouting ดังแสดงในรูปที่ 3-9 ส่วนการอัดฉีดทีละช่วงจากก้นหลุมไปปากหลุม เรียกว่า Packer Grouting หรือ Upstage Grouting ดังแสดงในรูปที่ 3-10

ข้อดีข้อเสียของ downstage grouting

(1) ขจัดปัญหาการรั่วซึมของน้ำปูนออกจากปากหลุม เพราะช่วงความลึกที่ใกล้ปากหลุมได้ อัดฉีดไว้ก่อนแล้ว

(2) ขจัดปัญหาการพังของชั้นหินช่วงปากหลุม

(3) วิธีนี้เสียค่าใช้จ่ายมาก เพราะจะต้องเจาะผ่านชั้นที่อัดฉีดไปแล้วอีกครั้งหนึ่ง (Redrilling to grout hole)

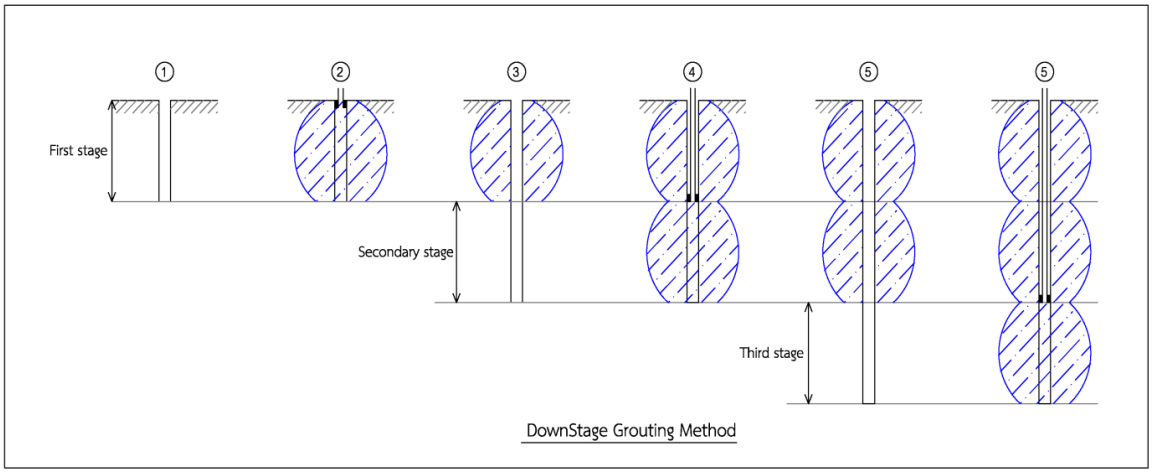
(4) ระหว่างการอัดฉีดน้ำปูนเครื่องเจาะต้องหยุดรอ จึงใช้เวลาปฏิบัติงานมาก

ข้อดีข้อเสียของ upstage grouting

(1) การเจาะสามารถทำได้อย่างต่อเนื่อง เวลาการปฏิบัติงานจึงเร็วขึ้น

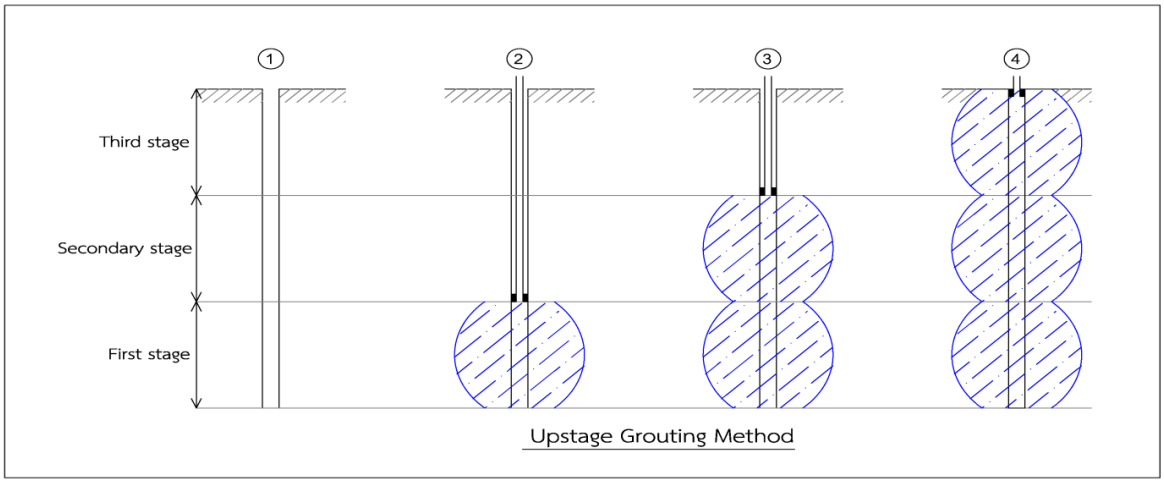
(2) หลังจาก set packer แล้ว การเลื่อน packer เพื่ออัดฉีดในช่วงต่อไปเพียงแต่ยก packer ขึ้นเล็กน้อยเท่านั้นจึงไม่ต้องใช้คนงานมาก

(3) วิธีนี้อาจจะพบมีการรั่วซึมออกจากปากหลุมบ่อยๆ



รูปที่ 3-9 วิธีการอัดฉีดแบบ Downstage Grouting

ที่มา : Kazuji Uno, (1986).Guideline for grouting to dam foundation rock.



รูปที่ 3-10 วิธีการอัดฉีดแบบ Upstage Grouting

ที่มา : Kazuji Uno, (1986).Guideline for grouting to dam foundation rock.

2) วิธีควบคุมการอัดฉีด

จุดประสงค์ของการอัดฉีดน้ำปูน เพื่อให้น้ำปูนไปอุดช่องว่างและรอยแตกในหินให้ได้มากที่สุด แต่ต้องอยู่ในขอบเขตที่จำเป็นและประหยัด ตลอดจนไม่ทำให้สภาพหินนั้นเสียหรือแตกหัก การอัดฉีดจึงจำเป็นต้องทำด้วยความระมัดระวัง ในการปฏิบัติวิธีการควบคุมการอัดฉีดให้การอัดฉีดสำเร็จ (Refusal Grouting) มีอยู่ 2 วิธี คือ

2.1) วิธีควบคุมโดยกำหนดความดันสูงสุดสำหรับอัดฉีด วิธีนี้จะไม่ควบคุมอัตราการอัดฉีด (ปริมาณต่อหน่วยเวลา) และปริมาณทั้งหมดของน้ำปูนในแต่ละช่วง ความดันสูงสุดที่กำหนดจะพิจารณาอยู่ในเกณฑ์ที่ปลอดภัย เมื่อพบว่าอัตราการอัดฉีดสูงหรือสูงขึ้นผิดปกติ แต่อัตราการอัดฉีดลดลงต่ำกว่าเกณฑ์ที่กำหนดหรือจนอัดฉีดไม่เข้าต่อไปแล้ว การอัดฉีดในช่วงนั้นจะถือว่าเต็มและสิ้นสุด

2.2) วิธีควบคุมโดยกำหนดอัตราการอัดฉีด วิธีนี้จะพิจารณาอัตราการอัดฉีดว่าควรเป็นกี่ลิตรต่อนาทีจากผลการทดสอบการรั่วซึมของน้ำหรือการอัดน้ำลงในหลุมอัดฉีด บางครั้งอาจกำหนดช่วงที่ควรอัดฉีดน้ำปูนเป็นปริมาณทั้งหมดเท่าใด เพื่อไม่ให้สิ้นเปลืองเกินขอบเขต ในขณะที่อัดฉีดจะไม่ควบคุมความดัน แต่ก็ไม่ควรปล่อยให้สูงจนเกิดอันตรายได้ เมื่ออัตราการอัดฉีดลดลง ความดันจะค่อยๆ เพิ่มขึ้นจนกระทั่งอัตราการอัดฉีดลดลงต่อไปจนอัดฉีดน้ำปูนไม่เข้าหรือต่ำกว่าเกณฑ์ที่กำหนดไว้แล้ว การอัดฉีดในช่วงนั้นจะถือว่าเต็มและสิ้นสุด ด้วยวิธีนี้จะทำให้อัดฉีดได้ด้วยความดันสูง น้ำปูนจะถูกอัดให้แผ่กระจายไปได้กว้างไกล แต่การควบคุมค่อนข้างจะยากและความดันที่สูงเกินไปอาจทำให้หินแตกและเกิดอันตราย

ขณะทำการอัดฉีด พบว่าเกิดการรั่วของน้ำปูนไปยังบริเวณอื่น ให้อุดรอยรั่วด้วยวัสดุ เช่น ลิ่ม จุกไม้ เหล็ก ถุงปูน เป็นต้น เมื่อไม่สามารถหยุดการรั่วด้วยการอุดได้ ให้เปลี่ยนอัตราส่วนผสมให้เข้มข้นขึ้น พร้อมทั้งลดความดันลง แต่หากอัตราการรั่วไม่มีแนวโน้มที่จะลดลงให้หยุดการอัดฉีดน้ำปูนชั่วขณะ

การหยุดการอัดฉีดน้ำปูนชั่วขณะ (Interruption) เมื่อปริมาณแรงดันลดลงทันทีหรือปริมาณน้ำปูนเพิ่มขึ้นทันที ปริมาณน้ำปูนมากเกินที่กำหนดไว้ เกิดการรั่วของน้ำปูนบริเวณอื่น แล้วไม่สามารถหยุดการรั่วได้ ให้หยุดการอัดฉีดทิ้งไว้จนน้ำปูนแข็งตัว จากนั้นเจาะหลุมและทำการอัดฉีดของผสม (Regrouting) จนถึงเกณฑ์ที่กำหนด (Refusal Grouting)

หากทำการอัดฉีดน้ำปูนได้สำเร็จตามที่วางแผนไว้ ต้องเจาะเช็ค (Check Hold) เพื่อประเมินว่าการอัดฉีดที่ทำไปนั้นมีประสิทธิภาพที่จะทำการระเบิดต่อได้หรือไม่ หากยังเจาะแล้วพบโพรงหรือน้ำใต้ดิน ต้องวางแผนงานอัดฉีดเพิ่มเติมอีก

3.3.2.5 ปัจจัยสำคัญที่มีอิทธิพลต่อการอัดฉีดน้ำปูน

1) ความดันในการอัดฉีด

ดังที่เคยกล่าวมาแล้วว่าจุดประสงค์หลักในการอัดฉีดน้ำปูน เพื่อให้น้ำปูนไปอุดช่องว่างและรอยแตกในหินให้ได้มากที่สุด จึงต้องพยายามใช้ความดันให้สูงมากเท่าที่จะทำได้ ส่วนใหญ่ปริมาณน้ำปูนที่ถูกอัดฉีดจะเพิ่มขึ้นเป็นสัดส่วนกับความดัน แต่ความดันสูงสุดที่ใช้จะต้องไม่ทำความเสียหายต่อหินฐานราก โดยเฉพาะถ้าอัดฉีดภายใต้ความดันวิกฤตจะต้องทำด้วยความระมัดระวังเป็นพิเศษ ความดันที่สูงเกินไปจะทำให้

หินแตก และอาจทำให้น้ำปูนแผ่กระจายเกินขอบเขตที่ต้องการปรับปรุงคุณภาพมวลหิน ทำให้สิ้นเปลืองโดยไม่จำเป็น

การทดลองอัดฉีดน้ำลงในหลุมหรือทดลองอัดฉีดน้ำปูนในหลุม ก่อนที่จะดำเนินการอัดฉีดจริงและการทดสอบหาค่าความดันวิกฤตของหินว่าอยู่ที่ระดับใด จะทำให้สามารถเลือกใช้ความดันที่เหมาะสมในการอัดฉีดจริง

2) ความเข้มข้นของน้ำปูน

ความเข้มข้นของน้ำปูนที่จะอัดฉีดจะต้องคำนึงถึงความหนืด (Viscosity) ความแกร่ง (Strength) และการเยิ้ม (Bleeding)

น้ำปูนที่เข้มข้นจะมีความหนืดสูง อัตราการอัดฉีดจะลดลงเมื่อเปรียบเทียบกับน้ำปูนที่เจือจางกว่า เมื่ออัดฉีดภายใต้ความดันที่เท่ากัน มีความหนืดต่ำ การอัดฉีดง่าย แต่ต้องใช้เวลานานกว่าการอัดฉีดน้ำปูนที่เข้มข้น ภายใต้ปริมาณปูนซีเมนต์ที่เท่ากัน นอกจากนั้นการอัดฉีดน้ำปูนที่เจือจางด้วยความดันต่ำเมื่อปูนแข็งตัวจะมีค่าความแกร่งต่ำลงไปด้วย

อัตราส่วนผสมเริ่มต้นของน้ำปูนปกติจะพิจารณาจากผลการทดสอบการรั่วซึมของน้ำหรือจากการทดสอบอัดน้ำลงในหลุม น้ำปูนที่เข้มข้นจะเหมาะกับหลุมที่แตกมากและมีอัตราการรั่วซึมของน้ำสูง เพราะใช้เวลาในการอัดฉีดน้อย เมื่อน้ำปูนแข็งตัวแล้วความแกร่งของปูนจะสูง ถึงแม้ว่าในบางครั้งหินจะมีค่าอัตราการรั่วซึมของน้ำสูง น้ำปูนที่เข้มข้นอาจจะไม่เหมาะสมก็ได้ เพราะอนุภาคของปูนจะไปอุดอยู่ตามปากของรอยแตกเล็กๆ จึงควรเริ่มต้นอัดฉีดน้ำปูนที่เจือจางก่อน

เมื่ออัดฉีดน้ำปูนด้วยอัตราส่วนผสมเริ่มต้นไปแล้วระยะหนึ่ง พบว่า อัตราการอัดฉีดน้ำปูนเพิ่มขึ้น จะต้องเปลี่ยนส่วนผสมของน้ำปูนให้ข้นขึ้นกว่าเดิม เมื่อเปลี่ยนแล้วเห็นว่าอัตราการอัดฉีดลดลงหรือความดันสูงขึ้นในทันที ควรจะรีบเปลี่ยนส่วนผสมกลับคืนอย่างเดิม

3) ช่วงความลึกที่อัดฉีด

ช่วงความลึกที่เหมาะสมในการอัดฉีดขึ้นอยู่กับสภาพหินและสภาพรอยแตก ในหินบางช่วงอาจจะติดต่อถึงกันได้ ควรพิจารณาอัดฉีดให้อยู่ในช่วงเดียวกัน แต่เนื่องจากลักษณะและขนาดของรอยแตกมีความสำคัญต่อการพิจารณากำหนดความเข้มข้นของน้ำปูนและความดันที่จะใช้ในการอัดฉีด ดังนั้นในช่วงที่รอยแตกมีขนาดใกล้เคียงกันจะช่วยให้พิจารณาความเข้มข้นและความดันได้ง่ายขึ้น แต่ถ้ารอยแตกไม่ต่อเนื่องถึงกันและมีขนาดต่างกัน น้ำปูนจะเข้ารอยแตกที่มีขนาดใหญ่ ส่วนรอยแตกที่มีขนาดเล็กจะไม่ค่อยเข้าและมีโอกาสอุดตันตามปากของรอยแตกขนาดเล็ก ทำให้การอุดรอยแตกในหินไม่ทั่วถึง ควรแก้ไขโดยการลดความกว้างของช่วงความลึกที่จะอัดฉีดให้แคบลง แต่ถ้าหินที่มีรอยแตกมากและเป็นรอยแตกที่กว้าง การอัดฉีดเป็นช่วงแคบๆ ก็อาจมีผลทำให้ช่วงที่อยู่ข้างเคียงอุดตันได้ จะต้องพิจารณาขยายช่วงความลึกในการอัดฉีดให้กว้างขึ้นเช่นกัน โดยทั่วไปช่วงความลึกที่อัดฉีดจะอยู่ระหว่าง 5 - 10 เมตร

3.3.3 การอัดฉีดด้วยสารเคมี

การอัดฉีดด้วยสารเคมีเหมาะกับบริเวณที่มีสภาพธรณีวิทยาที่ซับซ้อนและไม่สามารถอัดฉีดด้วยน้ำปูนได้ ซึ่งสารเคมีมีความแกร่ง (Strength) และระยะเวลาความคงทนน้อยกว่าปูนซีเมนต์

อีกทั้งยังมีราคาสูงกว่าด้วย แต่ทั้งนี้เวลาของการแข็งตัวของสารเคมี (gel time) สามารถควบคุมได้ตั้งแต่หลายวินาทีจนถึงหลายชั่วโมง โดยการปรับอัตราส่วนผสม เนื่องจากสารเคมีอยู่ในรูปของของเหลวที่ค่อนข้างเจือจางและมีความหนืดต่ำกว่าน้ำปูน จึงสามารถอัดฉีดเข้าไปในรอยแตกเล็กๆ หรือช่องว่างในหินได้ดีกว่า การป้องกันการรั่วซึมจึงได้ผลกว่า เช่น การอัดฉีดในบริเวณรอยเลื่อน

3.3.3.1 ชนิดของสารเคมีที่ใช้ในการอัดฉีด

1) ซิลิเกต (silicate) เมื่อสารละลายนี้ถูกอัดฉีดเข้าไปในรอยแตกของหินจะแปรสภาพเป็นซิลิเกตเจล (silicate gel) ซึ่งสามารถลดอัตราการรั่วซึมของน้ำในหินได้ และยังทำให้หินมีความแข็งแกร่งเพิ่มขึ้น แต่สารละลายนี้มีสภาพเป็นวุ้นและมีความหนืดค่อนข้างสูง จึงไม่เหมาะกับหินที่มีรอยแตกขนาดเล็กมาก ถึงแม้ว่าจะใช้ความดันในการอัดฉีดสูงก็ตาม

2) โครมลิกริน (chrom ligrin) สารเคมีชนิดนี้สามารถปรับเวลาในการแข็งตัวได้ตั้งแต่หลายวินาทีจนถึงหลายชั่วโมง โดยการเปลี่ยนแปลงอัตราส่วนผสมไบโครเมท (Bichromate) หรือเติมสารที่เป็นตัวเร่ง

3) เอคริล เอไมด์ (Acryl amide) เมื่ออัดฉีดสารละลายของเอคริลเอไมด์ผสมด้วยแคตาไลเซอร์ (catalizer) ซึ่งเป็น oxidizing agent ชนิดแรงเข้าไปในหินแล้วจะเกิดปฏิกิริยาเปลี่ยนแปลงกลายเป็นวุ้น วุ้นนี้จะทำให้หินมีสภาพทึบน้ำและแข็งแกร่งขึ้น อีกทั้งยังมีค่าความหนืดต่ำ สามารถอัดฉีดเข้าไปในรอยแตกเล็กๆ ได้ดีกว่าสารเคมีชนิดอื่น นอกจากนี้ยังสามารถควบคุมเวลาการแข็งตัวได้ง่ายและแม่นยำกว่า

4) ยูเรีย เรซิ่น (Urea resin) เป็นสารที่ไม่มีสีและโปร่งใส สามารถควบคุมเวลาการแข็งตัวได้ โดยการปรับอัตราส่วนผสมระหว่างตัวเร่งกับสารที่ทำให้แข็งตัว ความแกร่งจะสูงที่สุดเมื่อเทียบกับสารเคมีชนิดอื่นที่นิยมใช้ทั่วไป

5) ซีเมนต์ผสมกับสารเคมี จากการผสมน้ำปูนด้วยสารเคมีจะทำให้ควบคุมเวลาการแข็งตัวได้และเป็นการเพิ่มความแกร่งของหิน เช่น โครมลิกนิน หรือ ยูเรียเรซิ่น ก็ไม่สามารถจะผสมกับปูนซีเมนต์ได้

3.3.3.2 การวางแผนงานอัดฉีดด้วยสารเคมี

การวางแผนงานอัดฉีดด้วยสารเคมีพิจารณาขอบเขตงานจากสภาพธรณีวิทยาที่พบได้แก่ การวางตัวของชั้นหิน ขนาดและสภาพรอยแตก สภาพการรั่วซึมของน้ำ เพื่อที่จะเลือกใช้วิธีการอัดฉีด การเลือกใช้สารเคมี เวลาในการแข็งตัวของสารเคมี ปริมาณการอัดฉีด ตำแหน่งหลุมอัดฉีด ขั้นตอนและความดันที่ใช้อัดฉีด ตลอดจนการเลือกชนิดของเครื่องจักรเครื่องมือตามสภาพของงาน

3.3.3.3 เครื่องอัดฉีดสารเคมี

1) ถังผสม

อาจเป็นชนิดที่ขับด้วยมอเตอร์ไฟฟ้า หรือขับด้วยลม ขึ้นอยู่กับสภาพที่ตั้ง ชนิดสารเคมี วิธีผสม และชนิดของปั๊มอัดฉีด

2) ปั๊มอัดฉีดสารเคมี

ควรให้ปั๊มชนิดที่สามารถเพิ่มความดันได้สูงโดยง่าย สามารถปรับปริมาณการอัดฉีดได้หลายระดับ ทำด้วยวัสดุที่ป้องกันการกัดกร่อน ง่ายต่อการใช้งานและเครื่องยนต์ หรือกำลังฉุดไม่มีปัญหามากนัก ถ้าเป็นการอัดฉีดสารละลายชนิดเดียวก็สามารถใช้ปั๊มอัดฉีดธรรมดาชนิด discharge fixing ถ้าอัดฉีดสารละลายสองชนิดผสมความใช้ปั๊ม 2 ตัว ร่วมกัน (double pump)

3.3.3.4 วิธีอัดฉีดสารเคมี

การอัดฉีดสารเคมีมี 3 วิธี คือ วิธีอัดฉีดสารเคมีชนิดเดียว วิธีอัดฉีดสารเคมี 2 ชนิด หนึ่งระบบ และวิธีอัดฉีดสารเคมี 2 ชนิด สองระบบ ซึ่งจะเลือกใช้โดยพิจารณาระยะเวลาของการแข็งตัวของสารเคมี (gel time)

1) วิธีอัดฉีดสารเคมีชนิดเดียว วิธีนี้สารเคมีจะอยู่ในถังเดียว แล้วถูกปั๊มอัดฉีดไปยังหลุมอัดฉีด จะใช้ในกรณีที่ต้องการให้เวลาการแข็งตัวของสารเคมียาวนาน

2) วิธีอัดฉีดสารเคมี 2 ชนิด หนึ่งระบบ สารเคมี A และ B จะถูกกวนอยู่คนละถัง และจะถูกส่งโดยปั๊มคนละตัวไปยังหลุมอัดฉีด ซึ่งสารทั้งสองจะพบและผสมกันที่นั่น จะใช้ในกรณีที่ต้องระยะเวลาการแข็งตัวสั้น วิธีนี้ยังแบ่งออกเป็น 2 แบบ คือ แบบที่ส่วนผสมทั้งสองมีปริมาณเท่ากัน และแบบที่ผสมไม่เท่ากัน โดยแบบที่ส่วนผสมเทากันมีข้อผิดพลาดน้อยจึงนิยมให้การมาก ส่วนแบบที่ผสมไม่เท่ากันจะใช้เมื่อต้องการระยะเวลาการแข็งตัวถูกควบคุมโดยปราศจากการรบกวนในขณะที่อัดฉีด ซึ่งไม่ค่อยนิยมใช้ เพราะต้องใช้ปั๊มที่มีประสิทธิภาพสูง และเสี่ยงต่อการล้มเหลวของงาน

3) วิธีอัดฉีดสารเคมี 2 ชนิด สองระบบ สารเคมี A และ B จะถูกส่งอย่างอิสระจากถังที่บรรจุเช่นเดียวกับวิธีข้อ ข. แต่สารทั้งสองชนิดจะพบกันที่ปลายของท่ออัดฉีดก่อนที่จะถูกอัดฉีดลงไปยังหลุม จะใช้ในกรณีที่ต้องการระยะเวลาการแข็งตัวที่สั้นมากๆ

บทที่ 4
ความสำคัญของปัญหาและการดำเนินงานที่ผ่านมา

4.1 ความสำคัญของปัญหา

การไหลของน้ำใต้ดินสามารถไหลผ่านร่องหรือรอยแตกของชั้นดินและหิน หรือช่องว่างภายในวัสดุที่ไม่ทึบน้ำ และบริเวณที่ไหลผ่านจะก่อให้เกิดแรงดันน้ำ การละเลยเรื่องน้ำใต้ดินในงานก่อสร้างอุโมงค์จะทำให้เกิดการยุบพังของอุโมงค์ หรือก่อให้เกิดแรงดันจนบริเวณก้นปล่องอุโมงค์เกิดการผุดขึ้นของน้ำใต้ดินและหากเกิดการพัดพาเศษดินและหินออกไปจากการไหลหรือผุดขึ้นดังกล่าว จะทำให้เกิดหลุมหรืออุโมงค์ยุบพัง ส่งผลให้เกิดปัญหาความยุ่งยากในการก่อสร้าง การควบคุมน้ำใต้ดินจึงเป็นปัจจัยหลักที่สำคัญประการหนึ่งต่อความสำเร็จของงานก่อสร้างอุโมงค์ แม้ว่าในงานก่อสร้างแต่ละโครงการจะเกิดปัญหาจากน้ำใต้ดินแตกต่างกัน แต่โดยพื้นฐานหรือหลักการสำคัญในการควบคุมจัดการน้ำใต้ดินจะประกอบด้วยวิธีการ 2 วิธี คือ วิธีการระบายออก เช่น การสูบน้ำใต้ดินออกเพื่อควบคุมปริมาณและแรงดันน้ำ และวิธีการป้องกันไม่ให้น้ำใต้ดินไหลเข้าอุโมงค์ที่ดำเนินการก่อสร้าง เช่น การสร้างกำแพงทึบน้ำ หรือบางโครงการอาจต้องใช้ทั้งสองวิธีเพื่อใช้ในการแก้ไขปัญหาน้ำใต้ดิน

งานก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำช่วง แม่แตง - แม่งัด - แม่กวง โครงการเพิ่มปริมาณน้ำในอ่างเก็บน้ำเขื่อนแม่กวงอุดมธารา จังหวัดเชียงใหม่ ประกอบด้วย อุโมงค์ส่งน้ำช่วงแม่แตง - แม่งัด เป็นอุโมงค์ส่งน้ำขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 4 เมตร ความยาว 25.62 กิโลเมตร ปริมาณน้ำผ่านอุโมงค์สูงสุด 28.50 ลูกบาศก์เมตรต่อวินาที และอุโมงค์ส่งน้ำช่วงแม่งัด - แม่กวง เป็นอุโมงค์ส่งน้ำขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 4.20 เมตร ความยาว 22.975 กิโลเมตร ปริมาณน้ำผ่านอุโมงค์สูงสุด 26.00 ลูกบาศก์เมตรต่อวินาที โดยข้อเท็จจริงตามสัญญางานก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำทั้งสองช่วง ได้กำหนดวิธีการแก้ไขปัญหาทั้งวิธีการระบายออก และวิธีการป้องกันไม่ให้น้ำใต้ดินไหลเข้าอุโมงค์ ซึ่งวิธีการทั้งหมดแสดงให้เห็นถึงความสำคัญของปัญหาน้ำใต้ดินที่เป็นอุปสรรคต่องานก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำ พิจารณาได้จากค่างานสำหรับการแก้ไขปัญหาเปรียบเทียบกับราคาค่าก่อสร้างทั้งหมดตามราคากลางของอุโมงค์ส่งน้ำทั้ง 4 สัญญา (เพื่อให้สอดคล้องกับผลงานที่ขอรับการประเมิน จะเปรียบเทียบเฉพาะวิธีการป้องกันไม่ให้น้ำใต้ดินไหลเข้าอุโมงค์ คือ งานอัดฉีดของผสม ,Grouting) ดังนี้

งานก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำและอาคารประกอบ ช่วงแม่แตง - แม่งัด สัญญาที่ 1

ค่างานวิธีจัดการปัญหาน้ำใต้ดินโดยวิธีป้องกันไม่ให้น้ำใต้ดินไหลเข้าอุโมงค์ (งานอัดฉีดของผสม, Grouting) มีค่างานหรือราคารวมกันทั้งสิ้นประมาณ 119,404,272.00 บาท เมื่อเทียบจากราคาค่าก่อสร้างทั้งหมดจำนวน 2,854,822,739.00 บาท คิดเป็น 4.18% ของราคาค่าก่อสร้าง ดังแสดงในตารางที่ 4-1

งานก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำและอาคารประกอบ ช่วงแม่แตง - แม่งัด สัญญาที่ 2

ค่างานวิธีจัดการปัญหาน้ำใต้ดินโดยวิธีป้องกันไม่ให้น้ำใต้ดินไหลเข้าอุโมงค์ (งานอัดฉีดของผสม, Grouting) มีค่างานหรือราคารวมกันทั้งสิ้นประมาณ 245,419,403.10 บาท เมื่อเทียบจากราคาค่าก่อสร้างทั้งหมดจำนวน 2,134,000,000.00 บาท คิดเป็น 11.50% ของราคาค่าก่อสร้าง ดังแสดงในตารางที่ 4-2

งานก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำและอาคารประกอบ ช่วงแม่งัด-แม่กวง สัญญาที่ 1

ค่างานวิธีจัดการปัญหาน้ำใต้ดินโดยวิธีป้องกันไม่ให้น้ำใต้ดินไหลเข้าอุโมงค์ (งานอัดฉีดของผสม, Grouting) มีค่างานหรือราคารวมกันทั้งสิ้นประมาณ 158,419,150.00 บาท เมื่อเทียบจากราคาค่าก่อสร้างทั้งหมดจำนวน 2,334,600,000.00 บาท คิดเป็น 6.79% ของราคาค่าก่อสร้าง ดังแสดงในตารางที่ 4-3

งานก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำและอาคารประกอบ ช่วงแม่งัด-แม่กวง สัญญาที่ 2

ค่างานวิธีจัดการปัญหาน้ำใต้ดินโดยวิธีป้องกันไม่ให้น้ำใต้ดินไหลเข้าอุโมงค์ (งานอัดฉีดของผสม, Grouting) มีค่างานหรือราคารวมกันทั้งสิ้นประมาณ 126,430,989.55 บาท เมื่อเทียบจากราคาค่าก่อสร้างทั้งหมดจำนวน 1,880,800,000.00 บาท คิดเป็น 6.72% ของราคาค่าก่อสร้าง ดังแสดงในตารางที่ 4-4

ตารางที่ 4-1 ราคาค่างานอัดฉีดของผสม (Grouting) เทียบกับราคาค่าก่อสร้างงานก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำ และอาคารประกอบ ช่วงแม่แตง - แม่งัด สัญญาที่ 1

ลำดับที่	รายการ	ปริมาณงานตามสัญญา			
		ปริมาณงาน	หน่วย	ราคาต่อหน่วย (บาท/หน่วย)	ราคารวม (บาท)
8	**กิจกรรมงานอุโมงค์ส่งน้ำ ตั้งแต่ กม.0+000 ถึง กม.13+600**				
8.4	งานเจาะสำรวจล่วงหน้า	5,250	ม.	651.00	3,417,750.00
8.12	งานอัดฉีดของผสม (Grouting) ในอุโมงค์ สำหรับงานขุดระเบิดอุโมงค์ (D&B)				
	8.12.1 งาน Consolidation, Advance, Contact, Fill, Plug และ Curtain Grouting				
	8.12.1.1 งานเจาะหลุมเพื่อการอัดฉีดของผสม แบบ Percussion (Drilling Grouting Holes)	21,520	ม.	507.00	10,910,640.00
	8.12.1.2 งานดำเนินการอัดฉีด (Pressure Grouting)				
	8.12.1.2.1 งานอัดฉีดปูนซีเมนต์ (Cement Grouting)	133,250	ถุง	147.00	19,587,750.00
	8.12.1.2.2 งานอัดฉีดโคลนผง (Bentonite Grouting)	171,000	กก.	12.00	2,052,000.00
	8.12.1.2.3 งานอัดฉีดทรายละเอียด (Silt or Fine Sand Grouting)	6,870	ตัน	1,087.00	7,467,690.00
	3.14.1.2.4 งานอัดฉีดสารเคมี (Chemical Grouting)	111,120	ลิตร	5.80	644,496.00
	8.12.1.3 วัสดุสำหรับการอัดฉีด (Grouting Material)				
	8.12.1.3.1 ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ ประเภท 1	133,250	ถุง	120.00	15,990,000.00
	8.12.1.3.2 โคลนผง (Bentonite)	171,000	กก.	13.00	2,223,000.00
	8.12.1.3.3 ทรายละเอียด	6,870	ตัน	335.00	2,301,450.00
	8.12.1.3.4 โซเดียมซิลิเคต (Sodium Silicate)	111,120	ลิตร	17.80	1,977,936.00
8.14	งานทดลองอัดฉีดน้ำก่อนการอัดฉีดของผสม				
	8.14.1 สำหรับการทดสอบในหลุมเจาะมุมดิ่ง	80	ครั้ง	1,452.00	116,160.00
	8.14.2 สำหรับการทดสอบในหลุมเจาะมุมเอียง	560	ครั้ง	1,767.00	989,520.00
8.19	งานอัดฉีดของผสม (Grouting) ในอุโมงค์ สำหรับงานขุดระเบิดอุโมงค์ (TBM)				
	8.19.1 งาน Consolidation, Foam (PU Foam), Shield Umbrella, Fill Grouting				
	8.19.1.1 งานเจาะหลุมเพื่อการอัดฉีดของผสม แบบ Percussion (Drilling Grouting Holes)	22,220	ม.	507.00	11,265,540.00
	8.19.1.2 งานดำเนินการอัดฉีด (Pressure Grouting)				
	8.19.1.2.1 งานอัดฉีดปูนซีเมนต์ (Cement Grouting)	125,000	ถุง	157.00	19,625,000.00
	8.19.1.2.2 งานอัดฉีดทรายละเอียด (Silt or Fine Sand Grouting)	10	ตัน	1,087.00	10,870.00
	8.19.1.2.3 งานอัดฉีดสารเคมี (Chemical Grouting)	115,380	ลิตร	5.80	669,204.00
	8.19.1.3 วัสดุสำหรับการอัดฉีด (Grouting Material)				
	8.19.1.3.1 ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ ประเภท 1	125,000	ถุง	120.00	15,000,000.00
	8.19.1.3.2 ทรายละเอียด	10	ตัน	327.00	3,270.00
	8.19.1.3.3 โซเดียมซิลิเคต (Sodium Silicate)	108,720	ลิตร	17.80	1,935,216.00
	8.19.1.3.4 Polyurethane Foam	6,660	ลิตร	483.00	3,216,780.00
ราคาค่าก่อสร้างวิธีป้องกันไม่ให้น้ำใต้ดินไหลเข้าอุโมงค์รวม					**119,404,272.00**
ราคาค่าก่อสร้างทั้งหมดช่วงแม่แตง-แม่งัด สัญญาที่ 1					**2,854,822,739.00**
คิดเป็นร้อยละ					**4.18**

ตารางที่ 4-2 ราคาค่างานอัดฉีดของผสม (Grouting) เทียบกับราคาค่าก่อสร้างงานก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำและอาคารประกอบ ช่วงแม่แตง - แม่งัด สัญญาที่ 2

ลำดับที่	รายการ	ปริมาณงานตามสัญญา			
		ปริมาณงาน	หน่วย	ราคาต่อหน่วย (บาท/หน่วย)	ราคารวม (บาท)
4	**กิจกรรมงานอุโมงค์ส่งน้ำ ตั้งแต่ กม.13+600 ถึง กม. 25+624.378**				
4.3	งานเจาะสำรวจล่วงหน้า	4,150	ม.	513.25	2,129,987.50
4.10	งานอัดฉีดของผสม (Grouting) ในอุโมงค์ สำหรับงานขุดระเบิดอุโมงค์ (D&B)				
	4.10.1 งาน Consolidation, Advance, Contact, Fill, Plug และ Curtain Grouting				
	4.10.1.1 งานเจาะหลุมเพื่อการอัดฉีดของผสม แบบ Percussion (Drilling Grouting Holes)	24,190	ม.	513.25	12,415,517.50
	4.10.1.2 งานดำเนินการอัดฉีด (Pressure Grouting)				
	4.10.1.2.1 งานอัดฉีดปูนซีเมนต์ (Cement Grouting)	272,410	ถุง	456.32	124,306,131.20
	4.10.1.2.2 งานอัดฉีดโคลนผง (Bentonite Grouting)	322,000	กก.	9.12	2,936,640.00
	4.10.1.2.3 งานอัดฉีดทรายละเอียด (Silt or Fine Sand Grouting)	3,230	ตัน	4,144.58	13,386,993.40
	4.10.1.2.4 งานอัดฉีดสารเคมี (Chemical Grouting)	197,760	ลิตร	4.54	897,830.40
	4.10.1.3 วัสดุสำหรับการอัดฉีด (Grouting Material)				
	4.10.1.3.1 ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ ประเภท 1	272,410	ถุง	114.48	31,185,496.80
	4.10.1.3.2 โคลนผง (Bentonite)	322,000	กก.	10.60	3,413,200.00
	4.10.1.3.3 ทรายละเอียด	3,230	ตัน	265.61	857,920.30
	4.10.1.3.4 โซเดียมซิลิเคต (Sodium Silicate)	197,760	ลิตร	14.05	2,778,528.00
4.12	งานทดลองอัดฉีดน้ำก่อนการอัดฉีดของผสม				
	4.12.1 สำหรับการทดสอบในหลุมเจาะมุมดิ่ง	40	ครั้ง	1,144.88	45,795.20
	4.12.2 สำหรับการทดสอบในหลุมเจาะมุมเอียง	280	ครั้ง	1,393.38	390,146.40
4.18	งานอัดฉีดของผสม (Grouting) ในอุโมงค์ สำหรับงานขุดระเบิดอุโมงค์ (TBM)				
	4.18.1 งาน Consolidation, Foam (PU Foam), Shield Umbrella, Fill Grouting				
	4.18.1.1 งานเจาะหลุมเพื่อการอัดฉีดของผสม แบบ Percussion (Drilling Grouting Holes)	9,280	ม.	513.25	4,762,960.00
	4.18.1.2 งานดำเนินการอัดฉีด (Pressure Grouting)				
	4.18.1.2.1 งานอัดฉีดปูนซีเมนต์ (Cement Grouting)	75,040	ถุง	456.32	34,242,252.80
	4.18.1.2.2 งานอัดฉีดทรายละเอียด (Silt or Fine Sand Grouting)	1	ตัน	4,144.58	4,144.58
	4.18.1.2.3 งานอัดฉีดสารเคมี (Chemical Grouting)	78,840	ลิตร	4.54	357,933.60
	4.18.1.3 วัสดุสำหรับการอัดฉีด (Grouting Material)				
	4.18.1.3.1 ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ ประเภท 1	75,040	ถุง	114.24	8,572,569.60
	4.18.1.3.2 ทรายละเอียด	1	ตัน	260.62	260.62
	4.18.1.3.3 โซเดียมซิลิเคต (Sodium Silicate)	74,400	ลิตร	14.05	1,045,320.00
	4.18.1.3.4 Polyurethane Foam	4,440	ลิตร	380.58	1,689,775.20
ราคาค่าก่อสร้างวิธีป้องกันไม่ให้น้ำใต้ดินไหลเข้าอุโมงค์รวม					**245,419,403.10**
ราคาค่าก่อสร้างทั้งหมดช่วงแม่แตง-แม่งัด สัญญาที่ 2					**2,134,000,000.00**
คิดเป็นร้อยละ					**11.50**

ตารางที่ 4-3 ราคาค่างานอัดฉีดของผสม (Grouting) เทียบกับราคาค่าก่อสร้างงานก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำและอาคารประกอบ ช่วงแม่งัด - แม่กวง สัญญาที่ 1

ลำดับที่	รายการ	ปริมาณงานตามสัญญา			
		ปริมาณงาน	หน่วย	ราคาต่อหน่วย (บาท/หน่วย)	ราคารวม (บาท)
3	**กิจกรรมงานอุโมงค์ส่งน้ำ ตั้งแต่ กม.0+000 ถึง กม.12+500**				
3.4	งานเจาะสำรวจล่วงหน้า	6,150	ม.	577.00	3,548,550.00
3.12	งานอัดฉีดของผสม (Grouting) ในอุโมงค์				
	3.12.1 งาน Advance Grouting				
	3.12.1.1 งานเจาะหลุมเพื่อการอัดฉีดของผสม แบบ Percussion (Drilling Grout Holes)	13,620	ม.	700.00	9,534,000.00
	3.12.1.2 งานดำเนินการอัดฉีดของผสม (Pressure Grouting)				
	3.12.1.2.1 งานอัดฉีดปูนซีเมนต์ (Cement Grouting)	6,610	ตัน	4,500.00	29,745,000.00
	3.12.1.2.2 งานอัดฉีดสารเคมี (Chemical Grouting)	105,760	ลิตร	5.00	528,800.00
	3.12.1.3 วัสดุสำหรับการอัดฉีด (Grouting Material)				
	3.12.1.3.1 ปูนซีเมนต์ Type I	6,610	ตัน	3,000.00	19,830,000.00
	3.12.1.3.2 โซเดียมซิลิเคต (Sodium Silicate)	105,760	ลิตร	22.00	2,326,720.00
	3.12.2 งาน Consoilidation Grouting				
	3.12.2.1 งานเจาะหลุมเพื่อการอัดฉีดของผสม แบบ Percussion (Drilling Grout Holes)	22,030	ม.	700.00	15,421,000.00
	3.12.2.2 งานดำเนินการอัดฉีด (Pressure Grouting)				
	3.12.2.2.1 งานอัดฉีดปูนซีเมนต์ (Cement Grouting)	9,690	ตัน	4,500.00	43,605,000.00
	3.12.2.2.2 งานอัดฉีดสารเคมี (Chemical Grouting)	155,040	ลิตร	5.00	775,200.00
	3.12.2.3 วัสดุสำหรับการอัดฉีด (Grouting Material)				
	3.12.2.3.1 ปูนซีเมนต์ Type I	9,690	ตัน	3,000.00	29,070,000.00
	3.12.2.3.2 โซเดียมซิลิเคต (Sodium Silicate)	155,040	ลิตร	22.00	3,410,880.00
3.14	งานทดลองอัดฉีดน้ำก่อนการอัดฉีดของผสม				
	3.14.1 สำหรับการทดสอบในหลุมเจาะมุมดิ่ง	40	ครั้ง	1,600.00	64,000.00
	3.14.2 สำหรับการทดสอบในหลุมเจาะมุมเอียง	280	ครั้ง	2,000.00	560,000.00
ราคาค่าก่อสร้างวิธีป้องกันไม่ให้น้ำใต้ดินไหลเข้าอุโมงค์รวม					**158,419,150.00**
ราคาค่าก่อสร้างทั้งหมดช่วงแม่งัด-แม่กวง สัญญาที่ 1					**2,334,600,000.00**
คิดเป็นร้อยละ					**6.79**

ตารางที่ 4-4 ราคาค่างานอัดฉีดของผสม (Grouting) เทียบกับราคาค่าก่อสร้างงานก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำและอาคารประกอบ ช่วงแม่งัด - แม่กวง สัญญาที่ 2

ลำดับที่	รายการ	ปริมาณงานตามสัญญา			
		ปริมาณงาน	หน่วย	ราคาต่อหน่วย (บาท/หน่วย)	ราคารวม (บาท)
3	**กิจกรรมงานอุโมงค์ส่งน้ำ ตั้งแต่ กม.12+500 ถึง กม.22+975.683**				
3.4	งานเจาะสำรวจล่วงหน้า	1,150	ม.	770.70	886,305.00
3.14	งานอัดฉีดของผสม (Grouting) ในอุโมงค์				
	3.14.1 งาน Consolidation Grouting				
	3.14.1.1 งานเจาะหลุมเพื่อการอัดฉีดของผสม แบบ Percussion (Drilling Grouting Holes)	21,160	ม.	770.70	16,308,012.00
	3.14.1.2 งานดำเนินการอัดฉีด (Pressure Grouting)				
	3.14.1.2.1 งานอัดฉีดปูนซีเมนต์ (Cement Grouting)	9,310	ตัน	7,488.45	69,717,469.50
	3.14.1.2.2 งานอัดฉีดสารเคมี (Chemical Grouting)	148,960	ลิตร	7.13	1,062,084.80
	3.14.1.3 วัสดุสำหรับการอัดฉีด (Grouting Material)				
	3.14.1.3.1 ปูนซีเมนต์ Type I	9,310	ตัน	2,519.16	23,453,379.60
	3.14.1.3.2 โซเดียมซิลิเกต (Sodium Silicate)	148,960	ลิตร	23.01	3,427,569.60
	3.14.2 งาน Contact Grouting				
	3.14.2.1 งานเจาะหลุมเพื่อการอัดฉีดของผสม แบบ Percussion (Drilling Grouting Holes)	25	ม.	747.29	18,682.25
	3.14.2.2 งานดำเนินการอัดฉีด (Pressure Grouting)				
	3.14.2.2.1 งานอัดฉีดปูนซีเมนต์ (Cement Grouting)	30	ตัน	7,488.45	224,653.50
	3.14.2.2.2 งานอัดฉีดโคลนผง (Bentonite Grouting)	1,500	กก.	13.47	20,205.00
	3.14.2.2.3 งานอัดฉีดทรายละเอียด (Silt or Fine Sand Grouting)	15	ตัน	6,128.10	91,921.50
	3.14.2.3 วัสดุสำหรับการอัดฉีด (Grouting Material)				
	3.14.2.3.1 ปูนซีเมนต์ Type I	30	ตัน	2,519.16	75,574.80
	3.14.2.3.2 โคลนผง (Bentonite)	1,500	กก.	15.99	23,985.00
	3.14.2.3.3 ทรายละเอียด	15	ตัน	395.78	5,936.70
	3.14.4 งาน Foam Grouting (PU Foam)				
	3.14.4.1 งานดำเนินการอัดฉีดของผสม (Pressure Grouting)				
	3.14.4.1.1 งานอัดฉีดสารเคมี (Chemical Grouting)	7,740	ลิตร	6.68	51,703.20
	3.14.4.2 วัสดุสำหรับการอัดฉีด (Grouting Material)				
	3.14.4.2.1 Polyurethane Foam	7,740	ลิตร	402.61	3,116,201.40
	3.14.5 งาน Shield Umbrella Grouting				
	3.14.5.1 งานเจาะหลุมเพื่อการอัดฉีดของผสม แบบ Percussion (Drilling Grouting Holes)	1,380	ม.	770.70	1,063,566.00
	3.14.5.2 งานดำเนินการอัดฉีด (Pressure Grouting)				
	3.14.5.2.1 งานอัดฉีดปูนซีเมนต์ (Cement Grouting)	640	ตัน	7,488.45	4,792,608.00
	3.14.5.2.2 งานอัดฉีดสารเคมี (Chemical Grouting)	1,170	ลิตร	6.68	7,815.60
	3.14.5.3 วัสดุสำหรับการอัดฉีด (Grouting Material)				
	3.14.5.3.1 ปูนซีเมนต์ Type I	640	ตัน	2,519.16	1,612,262.40
	3.14.5.3.2 Polyurethane Foam	1,170	ลิตร	402.61	471,053.70
ราคาค่าก่อสร้างวิธีป้องกันไม่ให้น้ำใต้ดินไหลเข้าอุโมงค์รวม					**126,430,989.55**
ราคาค่าก่อสร้างทั้งหมดช่วงแม่งัด-แม่กวง สัญญาที่ 2					**1,880,800,000.00**
คิดเป็นร้อยละ					**6.72**

จากความสำคัญของปัญหาน้ำใต้ดินเมื่อพิจารณาราคางานป้องกันน้ำใต้ดินไหลเข้ามาภายในอุโมงค์ที่ดำเนินการก่อสร้างเทียบกับราคาค่าก่อสร้างในแต่ละสัญญา เมื่อดำเนินการก่อสร้างได้เกิดปัญหาอุปสรรคและความยุ่งยากในการก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำ โครงการเพิ่มปริมาณน้ำในอ่างเก็บน้ำเขื่อนแม่กวงอุดมธารา จังหวัดเชียงใหม่ โดยมีปัญหาทั้งการขุดระเบิด และการขุดเจาะด้วยเครื่อง TBM ทั้งในส่วนของงานอุโมงค์ส่งน้ำช่วงแม่แตง - แม่งัด และอุโมงค์ส่งน้ำช่วงแม่งัด - แม่กวง ดังนั้น เพื่อให้เกิดความชัดเจนของปัญหาที่เกิดขึ้น รวมถึงวิธีการแก้ไขปัญหา ผู้ขอรับการประเมินได้พิจารณา รวบรวมเหตุการณ์ที่เกิดปัญหาขึ้น ที่เกี่ยวข้องกับผลงานการปรับปรุงการจัดการน้ำใต้ดินเพื่อเพิ่มประสิทธิภาพ งานก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำด้วยวิธีขุดระเบิด (Drill and Blast, D&B) โครงการเพิ่มปริมาณน้ำในอ่างเก็บน้ำอ่างแม่กวงอุดมธารา จังหวัดเชียงใหม่ ของผู้ขอรับการประเมิน โดยขอแสดงรายละเอียด แยกเหตุการณ์ของปัญหาแบ่งเป็นช่วงเวลาดังนี้

1) เหตุการณ์ปัญหาช่วงเวลาก่อนที่ผู้ขอรับการประเมินมาปฏิบัติหน้าที่ คือ

- ปัญหาการขุดระเบิดอุโมงค์ส่งน้ำผ่านโพรงหินปูนของอุโมงค์ส่งน้ำช่วงแม่แตง - แม่งัด สัญญาที่ 1 กม.3+016.50

2) เหตุการณ์ปัญหาช่วงเวลาเมื่อผู้ขอรับการประเมินมาปฏิบัติหน้าที่และดำเนินการแก้ไขปัญหาแล้ว คือ

- ปัญหาการขุดระเบิดอุโมงค์ส่งน้ำลอดอ่างเก็บน้ำห้วยแม่ประจุ๋ม งานอุโมงค์ส่งน้ำช่วงแม่งัด - แม่กวง และอาคารประกอบ สัญญาที่ 1 ช่วง กม.6+480 ถึง กม.6+260 (ระบุ กม.ย้อนหลังตามการขุดระเบิดจากทางด้านท้ายน้ำไปทางด้านเหนือน้ำ)

3) เหตุการณ์ช่วงเวลาผู้ขอรับการประเมินมาปฏิบัติหน้าที่ และการแก้ไขปัญหาอยู่ระหว่างดำเนินการหรือมีแผนจะดำเนินการ คือ

- การขุดระเบิดอุโมงค์ส่งน้ำลอดผ่านแม่น้ำปิงของอุโมงค์ส่งน้ำช่วงแม่แตง - แม่งัด สัญญาที่ 2 ช่วง กม.13+668.465 ถึง กม.15+717.652

4.2 การดำเนินงานที่ผ่านมา

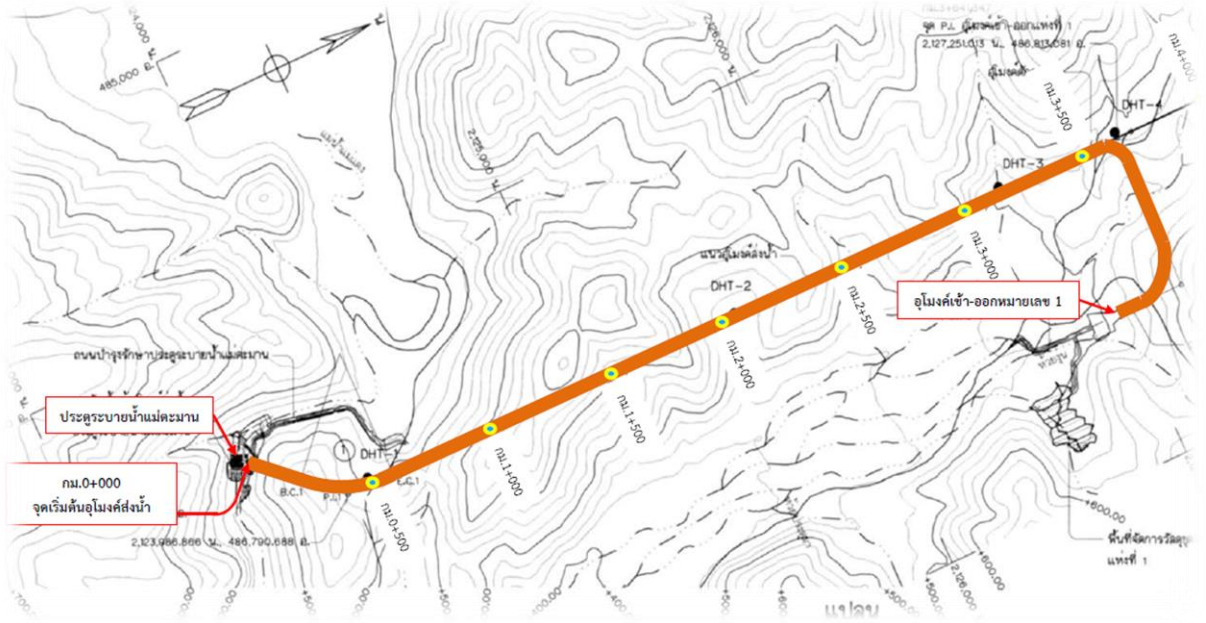
การดำเนินงานที่ผ่านมา หรือเหตุการณ์ปัญหาช่วงเวลาก่อนที่ผู้ขอรับการประเมินจะมาปฏิบัติหน้าที่ผู้อำนวยการสำนักงานก่อสร้างชลประทานขนาดใหญ่ที่ 1 และคณะกรรมการตรวจการจ้าง ของงานอุโมงค์ส่งน้ำทั้ง 2 ช่วง จำนวน 4 สัญญา ซึ่งผู้ขอรับการประเมินมีวัตถุประสงค์แสดงรายละเอียดปัญหาของการจัดการน้ำใต้ดินและวิธีการแก้ไขปัญหาของผู้ที่เกี่ยวข้อง ในบทนี้เพื่อเป็นการเริ่มต้นการศึกษา วิเคราะห์ ปัญหาอันเกิดจากน้ำใต้ดินของงานก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำด้วยวิธีขุดระเบิด (Drill and Blast, D&B) และวิธีการแก้ไขปัญหาในอดีตที่ผ่านมา เพื่อให้ทราบถึงความสำคัญของปัญหาการจัดการน้ำใต้ดินเมื่อทำงานก่อสร้างจริง และขั้นตอน วิธีปฏิบัติงานที่ใช้ในการแก้ไขปัญหา เพื่อส่งผลต่อการนำไปใช้ปฏิบัติเมื่อประสบเหตุการณ์ที่มีลักษณะคล้ายคลึงกัน หรือเพื่อให้เกิดการปรับปรุงการจัดการน้ำใต้ดิน เป็นการเพิ่มประสิทธิภาพ หรือความก้าวหน้าการก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำด้วยวิธีขุดระเบิด (Drill and Blast, D&B) ให้มีผลสำเร็จมากยิ่งขึ้น ตลอดจนงานก่อสร้างมีคุณภาพตามหลักวิชาการ ทั้งนี้ เหตุการณ์ปัญหาช่วงเวลาเมื่อผู้ขอรับการประเมินมาปฏิบัติหน้าที่

ดังกล่าว และดำเนินการแก้ไขปัญหาแล้ว ตลอดจนการแก้ไขปัญหาที่อยู่ระหว่างดำเนินการจะขอแสดงรายละเอียดในบทที่ 5 และบทที่ 6 ตามลำดับต่อไป

4.2.1 ปัญหาการขุดระเบิดอุโมงค์ส่งน้ำผ่านโพรงหินปูนของอุโมงค์ส่งน้ำช่วงแม่แตง - แม่งัด สัญญาที่ 1

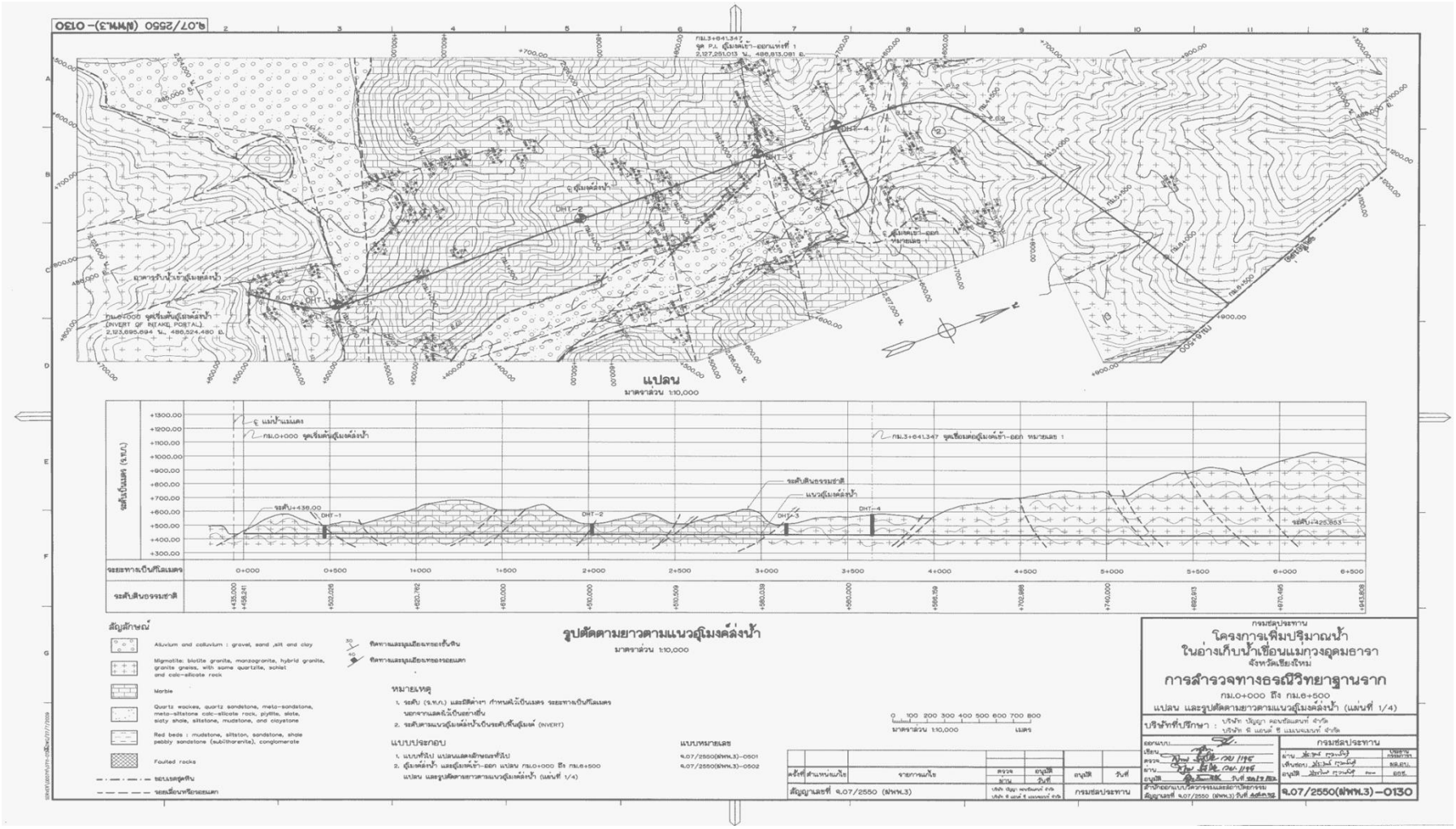
4.2.1.1 สภาพปัญหา

งานขุดระเบิดอุโมงค์ D&B (Drill and Blast) อุโมงค์ส่งน้ำช่วงแม่แตง - แม่งัด สัญญาที่ 1 จะทำการขุดระเบิดอุโมงค์ตั้งแต่ กม.0+000 ถึง กม.3+641.347 โดยจะทำการขุดระเบิดเข้าหากัน คือ ด้านที่ 1 จะเริ่มขุดระเบิดอุโมงค์ตั้งแต่ กม.0+000 จุดเริ่มต้นอุโมงค์ส่งน้ำบริเวณประตูระบายน้ำแม่ตะมานเป็นต้นไป ส่วนด้านที่ 2 จะเริ่มขุดระเบิดจากอุโมงค์เข้า - ออกหมายเลข 1 เลี้ยวซ้ายย้อนกลับไปทางจุดเริ่มต้นอุโมงค์ส่งน้ำเพื่อให้บรรจบกันดังแสดงในรูปที่ 4-1



รูปที่ 4-1 แสดงงานขุดระเบิดอุโมงค์ D&B งานก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำช่วงแม่แตง - แม่งัด สัญญาที่ 1

สภาพปัญหางานขุดระเบิดอุโมงค์ D&B ที่เกิดขึ้นในช่วง กม.0+000 ถึง กม.3+641.347 ตามแบบก่อสร้างหมายเลข จ.07/2550 (ฝพพ.3)-0130 ดังแสดงในรูปที่ 4-2 การสำรวจทางธรณีวิทยาฐานรากแปลนและรูปตัดตามยาวแนวอุโมงค์ส่งน้ำ กม.0+000 ถึง กม.6+500 ปรากฏว่าช่วง กม.2+440 และ กม.2+500 มีแนวรอยเลื่อนตัดผ่านอุโมงค์ส่งน้ำ ซึ่งอาจจะทำให้เกิดปัญหาจากน้ำใต้ดิน โดยเมื่อผู้รับจ้างได้เริ่มปฏิบัติงานขุดระเบิดอุโมงค์ระหว่างวันที่ 5 ถึง 6 กันยายน 2561 ขณะดำเนินการขุดระเบิดอุโมงค์ด้านอุโมงค์เข้า - ออกหมายเลข 1 ที่ กม.3+016.50 ได้เกิดปัญหาอุปสรรคสภาพทางธรณีวิทยาที่มีความแปรปรวนสูงและมีความอันตรายมาก ซึ่งเกิดจากลักษณะโครงสร้างคาสต์ (Karst Structure) คือ มีลักษณะเฉพาะของชั้นหินปูนที่มีโพรงหรือช่องว่างขนาดใหญ่และสภาพน้ำใต้ดินที่มีแรงดันสูง ไม่สามารถคาดการณ์หรือกำหนดตำแหน่งอย่างชัดเจนและไม่สามารถกำหนดหรือคาดหมายลักษณะรูปร่างของโพรงหินปูนขนาดใหญ่นี้ได้



รูปที่ 4-2 แบบก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำและอาคารประกอบ พร้อมส่วนประกอบอื่น อุโมงค์ส่งน้ำช่วงแม่แตง - แม่งัด กม.0+000 ถึง กม.6+500

ที่มา : กรมชลประทาน บริษัท ไร้ท์ทันเน็ลลิ่ง จำกัด, (2559) เอกสารแนบท้ายสัญญา ผนวก 1 แบบรูป การสำรวจทางธรณีวิทยาฐานรากแปลนและรูปตัดตามยาวแนวอุโมงค์ส่งน้ำ.

จากการเจาะสำรวจล่วงหน้าพบลักษณะที่คาดว่าเป็นลักษณะโครงสร้างคาสต์ (Karst Structure) ที่ประมาณ กม.3+008 เป็นโพรงหรือช่องว่างที่มีขนาดไม่น้อยกว่า 2 เมตร มีน้ำใต้ดินที่มีแรงดันสูงประมาณ 10 บาร์ ไหลพุ่งออกจากหลุมเจาะสำรวจล่วงหน้าบริเวณหน้าอุโมงค์ที่จะขุดระเบิด (Face Tunnel) ดังแสดงในรูปที่ 4-3 ถึง 4-4 เป็นปริมาณไม่น้อยกว่า 160 ถึง 200 ลิตรต่อวินาที (RT-MTMG-158/2561) ทำให้เกิดน้ำท่วมบริเวณอุโมงค์เข้า - ออกหมายเลข 1 ดังแสดงในรูปที่ 4-5 ถึง 4-7 โดยน้ำที่ท่วมลึกที่สุดประมาณ 1.90 เมตร ส่งผลให้มีความจำเป็นต้องอพยพคน และเครื่องจักรออกจากบริเวณดังกล่าว พร้อมทั้งทำการตัดระบบไฟฟ้า เพื่อไม่ให้เป็นอัตรายต่อบุคลการที่จะเข้าไปแก้ไขสถานการณ์ โดยผู้รับจ้างได้เตรียมการติดตั้งปั้มน้ำเพิ่มเติมอีก 1 ชุด จากที่มีอยู่เดิม 3 ชุด รวมเป็น 4 ชุด เป็นเครื่องสูบน้ำจำนวนทั้งสิ้นประมาณ 15 เครื่อง และจัดชุดรักษาความปลอดภัยคอยเช็คระดับน้ำอยู่ทุกๆครึ่งชั่วโมง จากปัญหาและอุปสรรคที่เกิดขึ้นดังกล่าวทำให้เกิดผลกระทบต่อการปฏิบัติงานก่อสร้างงานขุดระเบิดอุโมงค์ D&B เป็นอย่างมาก ซึ่งส่งผลต่อการปฏิบัติงานก่อสร้างมีความล่าช้าไม่เป็นไปตามแผนงานที่กำหนด



รูปที่ 4-3 น้ำใต้ดินที่มีแรงดันสูงพุ่งออกมาที่ กม.3+016.500 วันที่ 5 ถึง 6 กันยายน 2561

ที่มา : Right Tunneling. เหตุการณ์พบน้ำในอุโมงค์ งานก่อสร้างอุโมงค์ในชั้นหิน.เอกสารนำเสนอ.



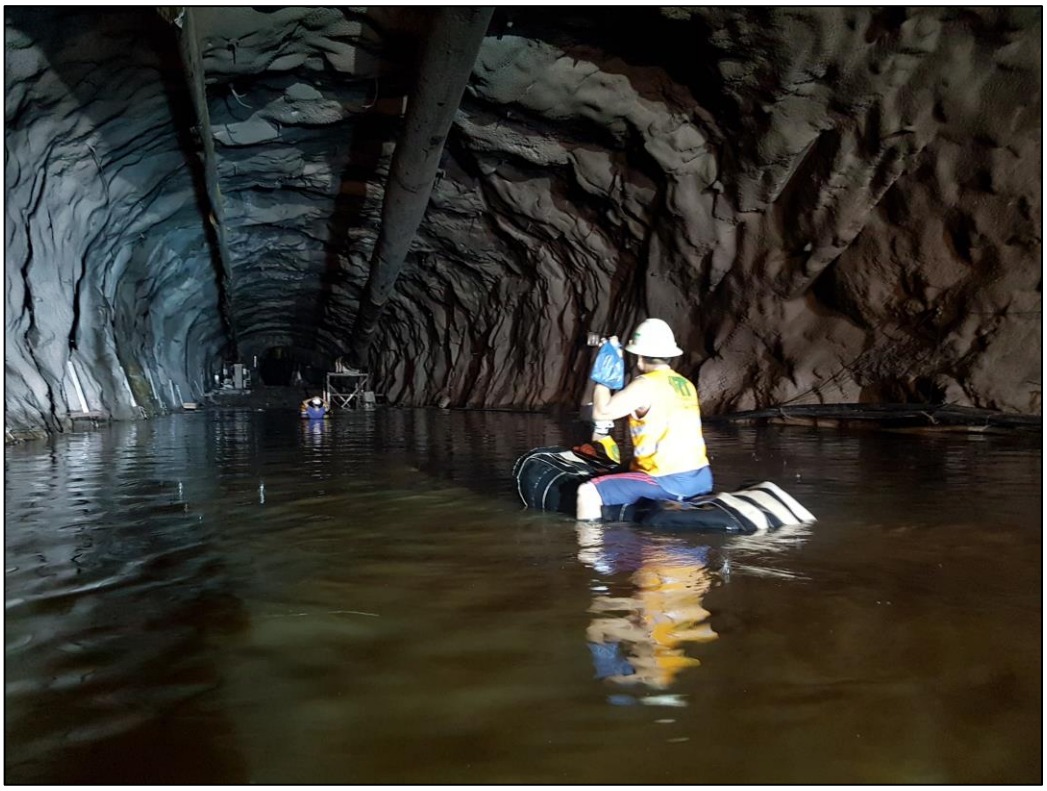
รูปที่ 4-4 น้ำใต้ดินพุ่งออกมาขณะเจาะสำรวจล่วงหน้ากม.3+016.500 วันที่ 5-6 ก.ย.2561

ที่มา : Right Tunneling. เหตุการณ์พบน้ำในอุโมงค์ งานก่อสร้างอุโมงค์ในชั้นหิน.เอกสารนำเสนอ.



รูปที่ 4-5 สภาพน้ำท่วมภายในอุโมงค์เข้า - ออก หมายเลข 1 เนื่องมาจากน้ำใต้ดินแรงดันสูง

ที่มา : Right Tunneling. เหตุการณ์พบน้ำในอุโมงค์ งานก่อสร้างอุโมงค์ในชั้นหิน.เอกสารนำเสนอ.



รูปที่ 4-6 สภาพน้ำท่วมภายในอุโมงค์เข้า - ออก หมายเลข 1 เนื่องมาจากน้ำใต้ดินแรงดันสูง (ต่อ)

ที่มา : Right Tunneling. เหตุการณ์พบน้ำในอุโมงค์ งานก่อสร้างอุโมงค์ในชั้นหิน.เอกสารนำเสนอ.



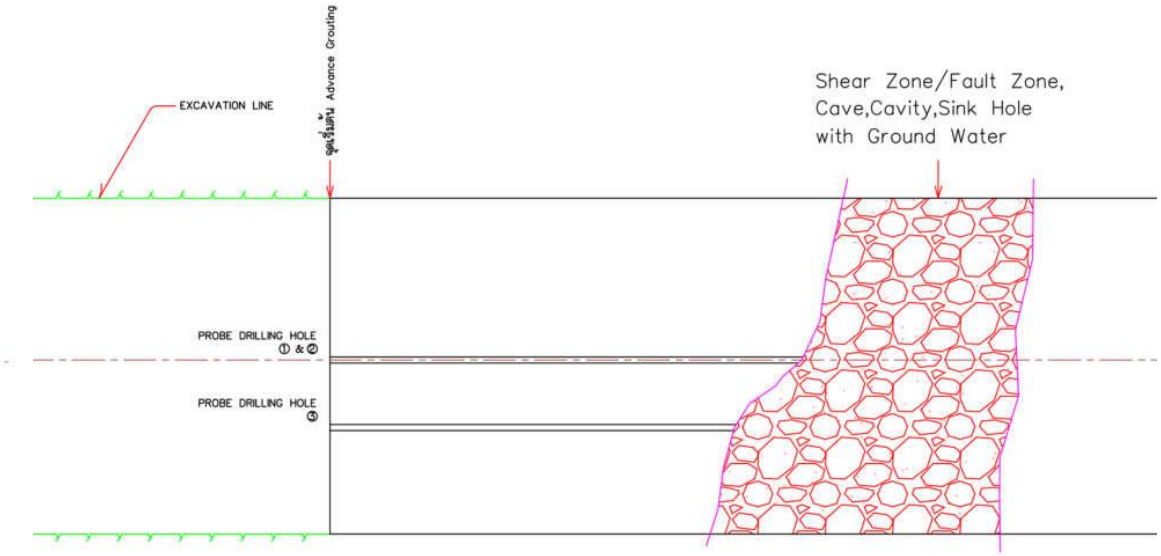
รูปที่ 4-7 สภาพน้ำท่วมภายในอุโมงค์เข้า - ออก หมายเลข 1 เนื่องมาจากน้ำใต้ดินแรงดันสูง (ต่อ)

ที่มา : Right Tunneling. เหตุการณ์พบน้ำในอุโมงค์ งานก่อสร้างอุโมงค์ในชั้นหิน.เอกสารนำเสนอ.

4.2.1.2 การแก้ไขปัญหา

ผู้รับจ้างได้เสนอรายละเอียด และวิธีการทำงานอัดฉีดของผสมล่วงหน้า (Advance Grouting) ในอุโมงค์กรณีพบน้ำใต้ดิน โดยเมื่อได้รับอนุมัติแล้ว และระดับน้ำภายในอุโมงค์เริ่มลดลง คงเหลือลึกประมาณ 0.50 เมตร ผู้รับจ้างได้เข้าตรวจสอบพื้นที่และจัดเตรียมอุปกรณ์สำหรับการอัดฉีดของผสมล่วงหน้า และได้เริ่มดำเนินการเจาะรูและอัดฉีดของผสมตามขั้นตอนดังต่อไปนี้

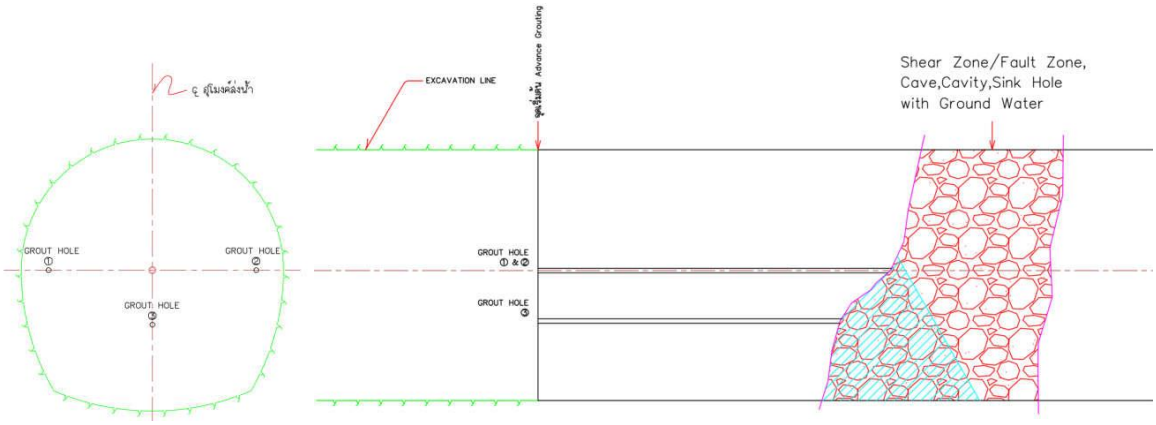
ขั้นตอนที่ 1 เป็นขั้นตอนการสำรวจล่วงหน้าและตรวจสอบปริมาณการไหลและแรงดันของน้ำใต้ดิน รวมถึงการปิดรูเจาะเพื่อลดการไหลของน้ำ ดังแสดงในรูปที่ 4-8 ซึ่งเป็นขั้นตอนที่ได้ดำเนินการตั้งแต่ช่วงวันที่ 6 กันยายน 2561 โดยการเจาะสำรวจล่วงหน้าพบลักษณะเป็นโพรงหรือช่องว่างที่มีขนาดไม่น้อยกว่า 2 เมตร ประมาณ กม.3+008 ลึกเข้าไปจากบริเวณหน้าอุโมงค์ที่จะขุดระเบิด (Face Tunnel) ประมาณ 8 เมตร (หน้าอุโมงค์ที่ กม.3+016.50) และระดับน้ำได้ลดลงแล้ว จากการระบายหรือสูบน้ำออกจากอุโมงค์แต่ยังคงมีน้ำใต้ดินไหลออกมา



รูปที่ 4-8 การสำรวจล่วงหน้าและตรวจสอบปริมาณการไหลและแรงดันของน้ำใต้ดิน

ที่มา : Right Tunneling. เหตุการณ์พบน้ำในอุโมงค์ งานก่อสร้างอุโมงค์ในชั้นหิน.เอกสารนำเสนอ.

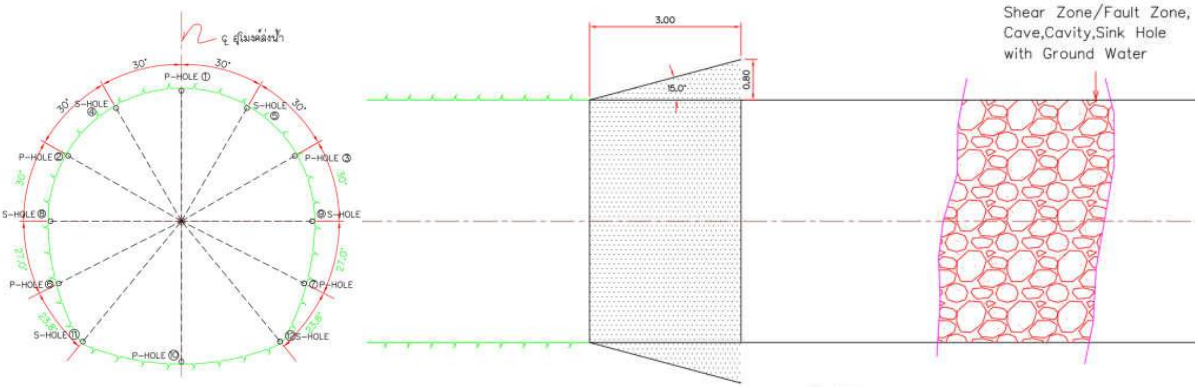
ขั้นตอนที่ 2 เป็นขั้นตอนการดำเนินการอัดฉีดของผสมในหลุมเจาะสำรวจที่ 1, 2 และ 3 ตามลำดับ ดังแสดงในรูปที่ 4-9 เพื่อลดการไหลเข้ามาในอุโมงค์ของน้ำใต้ดิน ใช้อัตราส่วนน้ำต่อปูนซีเมนต์ เท่ากับ 0.6:1 โดยน้ำหนัก ใช้น้ำปูนทั้งหมด 4,782 ลิตร และอัตราส่วนน้ำต่อโซเดียมซิลิเกต เท่ากับ 3:1 โดยปริมาตร ใช้โซเดียมซิลิเกตทั้งหมด 2,988 ลิตร ที่ความดัน 10 บาร์ ซึ่งความดันที่ใช้ในการอัดฉีดของผสม เท่ากับ แรงดันของน้ำใต้ดิน +3 บาร์ ทั้งนี้แรงดันของน้ำใต้ดินได้จากการติดตั้งท่อและ Pressure Gauge การอัดฉีดของผสมในขั้นตอนนี้ทำให้ปริมาณน้ำใต้ดินที่ไหลเข้ามาในอุโมงค์ลดลง



รูปที่ 4-9 รูปตัดขวางและรูปตัดตามแนวอุโมงค์ของหลุมเจาะสำรวจล่วงหน้า

ที่มา : Right Tunneling. เหตุการณ์พบน้ำในอุโมงค์ งานก่อสร้างอุโมงค์ในชั้นหิน.เอกสารนำเสนอ.

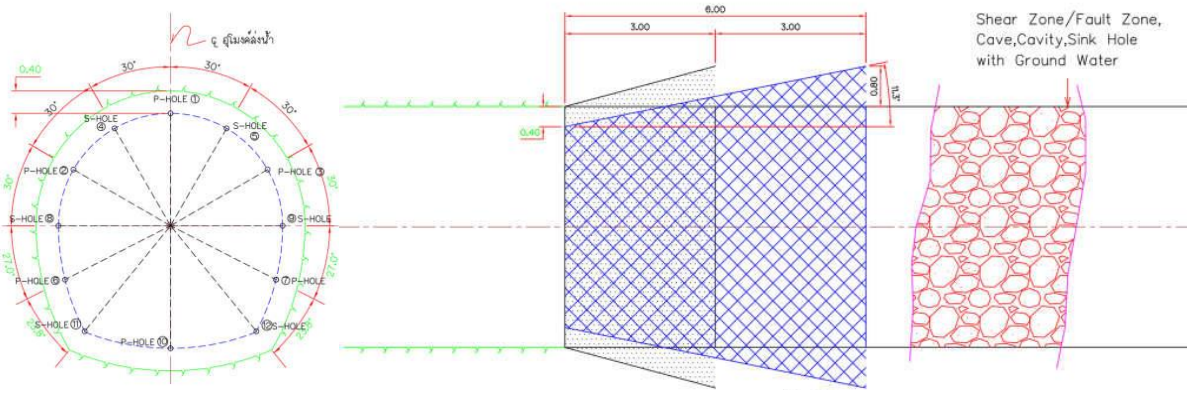
ขั้นตอนที่ 3 ดำเนินการพ่นคอนกรีตบริเวณหลังคา ผนัง และหน้าอุโมงค์ก่อน เนื่องจากเป็นหินพึ่งผ่านการขุดระเบิด 1 Round จากนั้นจึงดำเนินการเจาะหลุมและอัดฉีดของผสมล่วงหน้า จำนวน 12 หลุม ที่ความลึก 3 เมตร โดยเจาะทำมุม 15 องศากับแนวอุโมงค์ เพื่อทำการอัดฉีดของผสมให้ครอบคลุมอุโมงค์ลักษณะแผ่ออกเหมือนร่ม (Umbrella) และได้ทำตามวิธี Split Spacing Method คือ ต้องดำเนินการเจาะอัดฉีดของผสมในหลุมอันดับแรก (Primary Grout Holes) แล้วจึงทำการเจาะอัดฉีดของผสมหลุมอันดับสอง (Secondary Grout Holes) และหลุมลำดับอื่นๆ ต่อไปตามลำดับ ดังแสดงในรูปที่ 4-10



รูปที่ 4-10 รูปตัดขวางหลุมอัดฉีดและรูปตัดตามแนวอุโมงค์การเจาะและอัดฉีดของผสมล่วงหน้า ความลึก 3 เมตร ทำมุม 15 องศา กับแนวอุโมงค์

ที่มา : Right Tunneling. เหตุการณ์พบน้ำในอุโมงค์ งานก่อสร้างอุโมงค์ในชั้นหิน.เอกสารนำเสนอ.

ขั้นตอนที่ 4 เป็นขั้นตอนวางแผนและดำเนินการเจาะหลุมและอัดฉีดของผสมล่วงหน้า จำนวน 12 หลุม ที่ความลึก 6 เมตร โดยเจาะทำมุม 11.3 องศากับแนวอุโมงค์ ซึ่งได้ทำตามวิธี Split Spacing Method ดังแสดงในรูปที่ 4-11



รูปที่ 4-11 รูปตัดขวางหลุมอัดฉีดและรูปตัดตามแนวอุโมงค์การเจาะและอัดฉีดของผสมล่วงหน้า ความลึก 6 เมตร ทำมุม 11.3 องศา กับแนวอุโมงค์

ที่มา : Right Tunneling. เหตุการณ์พบน้ำในอุโมงค์ งานก่อสร้างอุโมงค์ในชั้นหิน.เอกสารนำเสนอ.

ขณะที่ทำการเจาะหลุมที่ความลึก 5.2 เมตร พบน้ำใต้ดินปริมาณ 200 ลิตรต่อวินาที พุ่งออกมาไกล 15 เมตร พร้อมกับกรวดและทราย ซึ่งไม่สามารถสูบออกได้ทัน จึงอุดหลุมด้วยดอกเจาะและก้านเจาะ ทำให้น้ำลดลงประมาณ 60 เปอร์เซ็นต์ แล้วจึงทำการสูบน้ำออก จากนั้นจึงถอดดอกเจาะและก้านเจาะออก ทำการติดตั้งอุปกรณ์ลดแรงดันน้ำ (Blow Out Prevention: BOP) ดังแสดงในรูปที่ 4-12 ยึดกับหน้าอุโมงค์ เป็นอุปกรณ์ที่สามารถลดแรงดันน้ำโดยการปิดไม่ให้น้ำใต้ดินไหลออกมาทางปากหลุมและสามารถทำการอัดฉีดของผสมได้พร้อมกัน ดังแสดงในรูปที่ 4-13 แต่หากแรงดันน้ำสูงมาก ไม่สามารถอัดฉีดของผสมได้ ก็สามารถเปิดให้น้ำออกมา เพื่อลดแรงดันน้ำได้ ดังแสดงในรูปที่ 4-14 โดยฝังท่อและทำการอัดฉีดของผสมรอบท่อที่ระยะ 1.5 เมตร และใช้รถเจาะหลุมเจาะช่วยดันให้ BOP ติดหน้าอุโมงค์อย่างมั่นคง ดังแสดงในรูปที่ 4-15 หลังจากนั้นทำการเจาะผ่านท่อและอัดฉีดของผสมผ่านอุปกรณ์จนสำเร็จดังแสดงรูปที่ 4-16



รูปที่ 4-12 อุปกรณ์ลดแรงดันน้ำ (Blow Out Prevention: BOP)

ที่มา : Right Tunneling. เหตุการณ์พบน้ำในอุโมงค์ งานก่อสร้างอุโมงค์ในชั้นหิน.เอกสารนำเสนอ.



รูปที่ 4-13 การอัดฉีดของผสมผ่านอุปกรณ์ลดแรงดันน้ำ

ที่มา : Right Tunneling. เหตุการณ์พบน้ำในอุโมงค์ งานก่อสร้างอุโมงค์ในชั้นหิน.เอกสารนำเสนอ.



รูปที่ 4-14 การระบายน้ำใต้ดินเพื่อลดแรงดันน้ำผ่านอุปกรณ์ลดแรงดันน้ำ

ที่มา : Right Tunneling. เหตุการณ์พบน้ำในอุโมงค์ งานก่อสร้างอุโมงค์ในชั้นหิน.เอกสารนำเสนอ.



รูปที่ 4-15 การติดตั้งอุปกรณ์ลดแรงดันน้ำ โดยใช้รถเจาะช่วยดัน

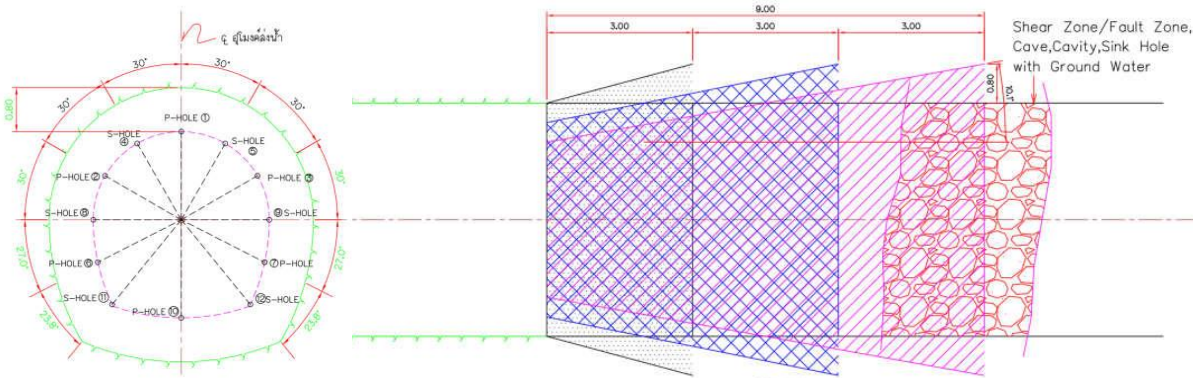
ที่มา : Right Tunneling. เหตุการณ์พบน้ำในอุโมงค์ งานก่อสร้างอุโมงค์ในชั้นหิน.เอกสารนำเสนอ.



รูปที่ 4-16 การอัดฉีดของผสมผ่านอุปกรณ์สำเร็จ

ที่มา : Right Tunneling. เหตุการณ์พบน้ำในอุโมงค์ งานก่อสร้างอุโมงค์ในชั้นหิน.เอกสารนำเสนอ.

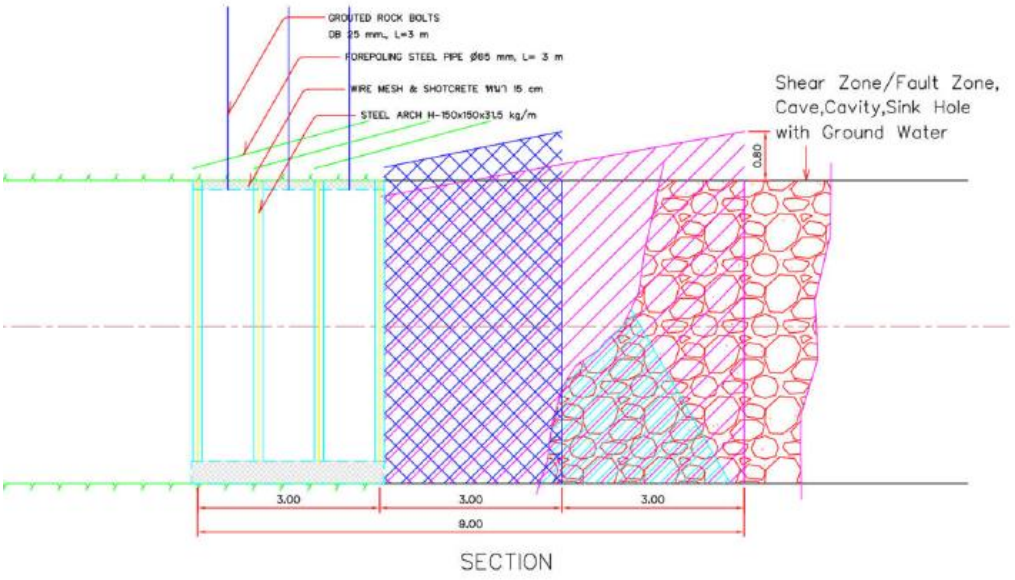
ขั้นตอนที่ 5 เป็นขั้นตอนวางแผนและดำเนินการเจาะหลุมและอัดฉีดของผสมล่วงหน้า จำนวน 12 หลุม ที่ความลึก 9 เมตร โดยเจาะทำมุม 10.1 องศากับแนวอุโมงค์ ซึ่งได้ทำตามวิธี Split Spacing Method ดังแสดงในรูปที่ 4-17 และหากพบหลุมที่มีแรงดันน้ำใต้ดินสูง จะทำการอัดฉีดของผสมผ่านอุปกรณ์ลดแรงดันน้ำ



รูปที่ 4-17 รูปตัดขวางหลุมอัดฉีดและรูปตัดตามแนวอุโมงค์การเจาะและอัดฉีดของผสมล่วงหน้า ความลึก 9 เมตร ทำมุม 10.1 องศา กับแนวอุโมงค์

ที่มา : Right Tunneling. เหตุการณ์พบน้ำในอุโมงค์ งานก่อสร้างอุโมงค์ในชั้นหิน.เอกสารนำเสนอ.

ขั้นตอนที่ 6 ดำเนินการขุดระเบิดอุโมงค์ และทำการติดตั้งค้ำยันชนิด R-E จนได้ระยะทาง 3 เมตร ดังแสดงในรูปที่ 4-18 และ 4-19



รูปที่ 4-18 รูปตัดตามแนวอุโมงค์เมื่อขุดระเบิดและติดตั้งค้ำยันระยะทาง 3 เมตร

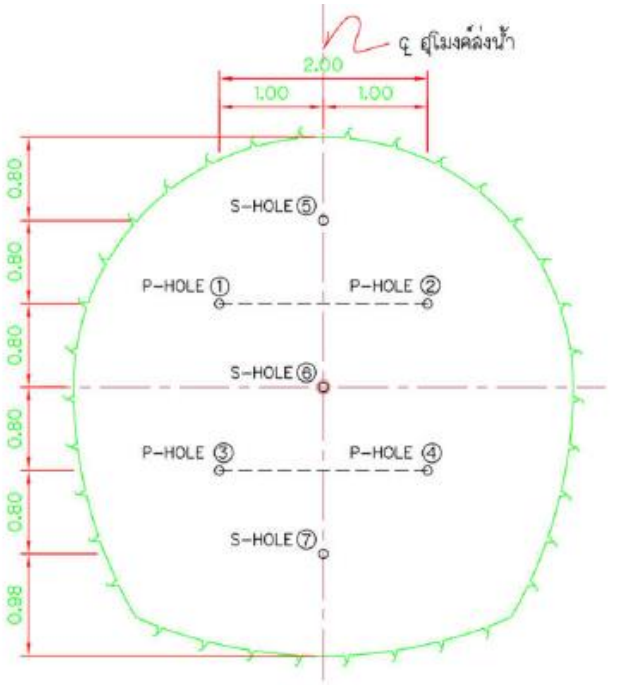
ที่มา : Right Tunneling. เหตุการณ์พบน้ำในอุโมงค์ งานก่อสร้างอุโมงค์ในชั้นหิน.เอกสารนำเสนอ.



รูปที่ 4-19 การติดตั้งค้ำยันชนิด R-E ในช่วงที่ใกล้จะถึงและช่วงของโพรงหินปูน

ที่มา : Right Tunneling. เหตุการณ์พบน้ำในอุโมงค์ งานก่อสร้างอุโมงค์ในชั้นหิน.เอกสารนำเสนอ.

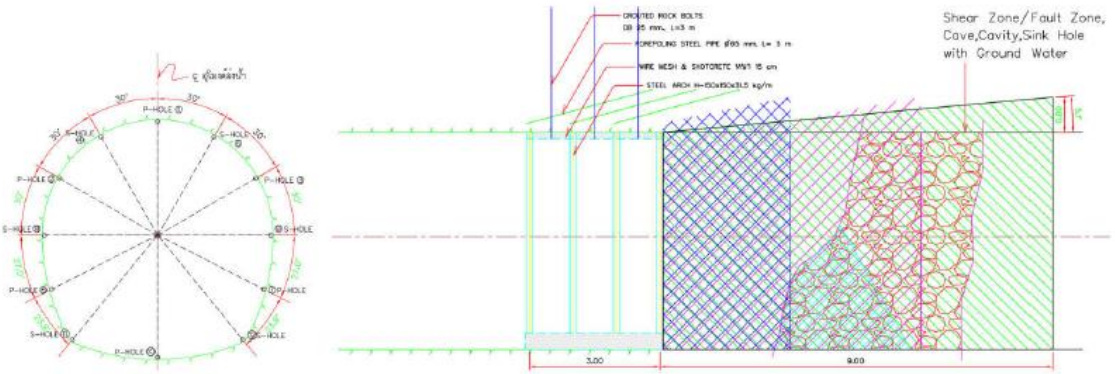
ขั้นตอนที่ 7 เป็นขั้นตอนการเจาะสำรวจล่วงหน้าดังแสดงในรูปที่ 4-20 เพื่อตรวจสอบระยะ ขนาดของมวลหินที่มีสภาพไม่มั่นคง และปริมาณน้ำใต้ดิน แล้วจึงดำเนินการอัดฉีดของผสมล่วงหน้าในหลุมเจาะสำรวจตามระยะและความลึกที่ได้เจาะสำรวจไว้



รูปที่ 4-20 รูปตัดขวางแนวอุโมงค์ที่ได้ทำการอัดฉีดของผสมล่วงหน้า

ที่มา: Right Tunneling. เหตุการณ์พบน้ำในอุโมงค์ งานก่อสร้างอุโมงค์ในชั้นหิน.เอกสารนำเสนอ.

ขั้นตอนที่ 8 หลังจากดำเนินการปรับปรุงคณะภาพและเพิ่มความแข็งแรงของมวลหินด้านหน้าอุโมงค์แล้วเสร็จ ก่อนทำการขุดระเบิดอุโมงค์ให้ทำการเจาะและอัดฉีดของผสมตามวิธี Split Spacing Method ควมลึก 9.0 เมตร หลุมเจาะทำมุม 15 องศากับแนวอุโมงค์ ดังแสดงในรูปที่ 4-21 จากนั้นดำเนินการซ้ำตามขั้นตอนที่ 6 - 8 จนถึงระยะที่พ้นโพรงและมวลหินหน้าอุโมงค์มีควาแข็งแรงแล้วจึงดำเนินการติดตั้งค้ำยันตามสภาพธรณีวิทยา



รูปที่ 4-21 รูปตัดตามแนวอุโมงค์ที่ได้ทำการอัดฉีดของผสมล่วงหน้า

ที่มา : Right Tunneling. เหตุการณ์พบน้ำในอุโมงค์ งานก่อสร้างอุโมงค์ในชั้นหิน.เอกสารนำเสนอ.

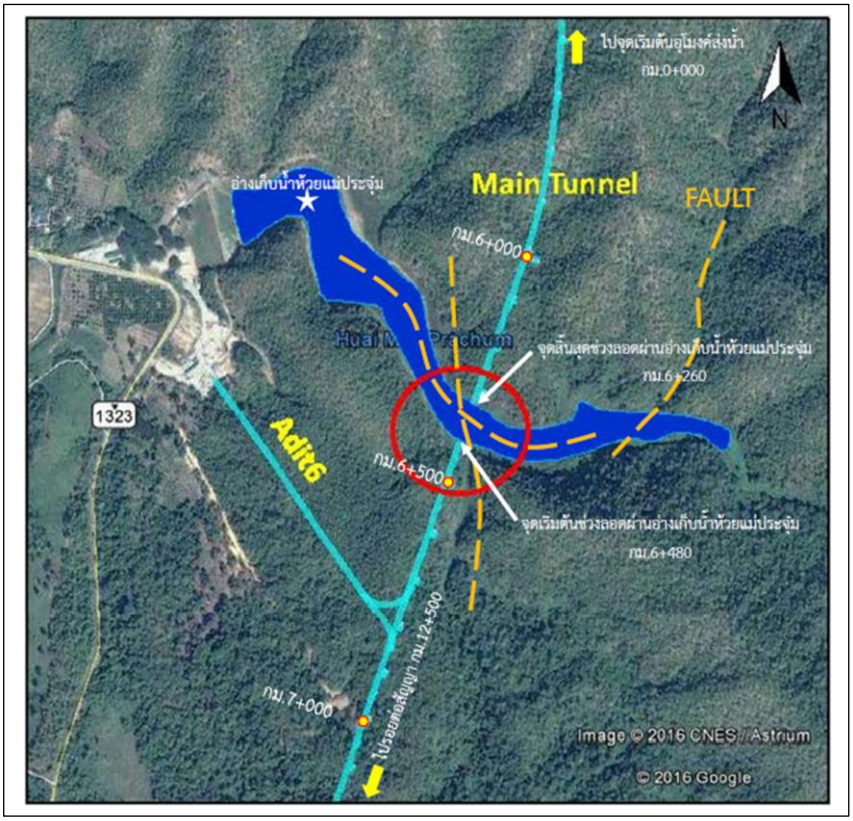
จากปัญหาการขุดระเบิดอุโมงค์ส่งน้ำผ่านโพรงหินปูนของอุโมงค์ส่งน้ำช่วงแม่แตง - แม่งัด สัญญาที่ 1 กม.3+016.50 เป็นปัญหาที่ไม่สามารถคาดการณ์ล่วงหน้า ซึ่งผู้รับจ้างแก้ไขปัญหาเฉพาะหน้าได้อย่างรวดเร็ว และแก้ไขปัญหาที่เกิดขึ้นได้อย่างมีประสิทธิภาพ อีกทั้งยังคำนึงถึงความปลอดภัยของผู้ปฏิบัติงานที่เข้าแก้ไขปัญหา โดยมีการเจาะสำรวจล่วงหน้า เพื่อตรวจสอบสภาพธรณีวิทยา ปริมาณการไหลและแรงดันของน้ำใต้ดิน นำมาใช้ในการวางแผนการอัดฉีดของผสมล่วงหน้า ซึ่งการอัดฉีดของผสมล่วงหน้าให้ครอบคลุมอุโมงค์ด้านหน้า มีลักษณะแผ่ออกเหมือนร่ม (Umbrella) ซ้อนกัน ทั้งนี้ ยังมีการนำอุปกรณ์ลดแรงดันน้ำ (Blow Out Prevention) มาใช้ในการอัดฉีดของผสมล่วงหน้า เพื่อให้สามารถดำเนินการอัดฉีดของผสมได้อย่างมีประสิทธิภาพ เมื่อระเบิดอุโมงค์ไปด้านหน้าการอัดฉีดของผสมล่วงหน้าที่ดำเนินการไปแล้วนั้นจะเป็นเสมือนกำแพงทึบน้ำ ที่มีทั้งความแข็งแรงและป้องกันการไหลของน้ำใต้ดินเข้าสู่อุโมงค์ และอุโมงค์บริเวณโพรงหินปูนได้ทำการติดตั้งค้ำยันชนิด R-E ที่มีค้ำยันล่วงหน้า (Forepoling) ซึ่งเหมาะสำหรับการค้ำยันหินที่คุณภาพไม่ดี เพื่อให้อุโมงค์มีความมั่นคงแข็งแรง

บทที่ 5

ปัญหาอุปสรรคและแนวทางการแก้ไขปัญหา

เหตุการณ์ปัญหาช่วงเวลาเมื่อผู้ขอรับการประเมินมาปฏิบัติหน้าที่ และได้เข้ามาดำเนินการแก้ไขปัญหา คือ ปัญหาต่างๆที่เกี่ยวข้องของงานอัดฉีดของผสม (Grouting) ซึ่งเป็นปัญหาต่อเนื่องที่ยังไม่ได้รับการแก้ไขจากการขุดระเบิดอุโมงค์ส่งน้ำลอดอ่างเก็บน้ำห้วยแม่ประจุ๋ม งานอุโมงค์ส่งน้ำช่วงแม่งัด - แม่กวง และอาคารประกอบ สัญญาที่ 1 ซึ่งเป็นช่วงเวลาที่ผู้ขอรับการประเมินทำหน้าที่คณะกรรมการตรวจการจ้างสัญญาดังกล่าว และปฏิบัติหน้าที่ในตำแหน่งผู้อำนวยการสำนักงานก่อสร้างชลประทานขนาดใหญ่ที่ 1 ซึ่งกรมชลประทานมอบหมายให้รับผิดชอบโครงการเพิ่มปริมาณน้ำในอ่างเก็บน้ำอ่างแม่กวงอุดมธารา จังหวัดเชียงใหม่ มีหน้าที่วางแผน กำกับ ดูแลการก่อสร้างโครงการให้แล้วเสร็จ สามารถใช้งานได้ตามวัตถุประสงค์ของโครงการ ซึ่งผู้ขอรับการประเมินได้ศึกษา วิเคราะห์ และแก้ไขปัญหาดังกล่าว และนำมาปรับปรุงการจัดการน้ำใต้ดินเพื่อ เพิ่มประสิทธิภาพงานก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำด้วยวิธีขุดระเบิด (Drill and Blast , D&B) โครงการเพิ่มปริมาณน้ำในอ่างเก็บน้ำอ่างแม่กวงอุดมธารา จังหวัดเชียงใหม่ ให้มีการดำเนินงานให้ดียิ่งขึ้น มีรายละเอียดดังนี้

5.1 ปัญหาการขุดระเบิดอุโมงค์ส่งน้ำลอดอ่างเก็บน้ำห้วยแม่ประจุ๋ม งานอุโมงค์ส่งน้ำช่วงแม่งัด - แม่กวง และอาคารประกอบ สัญญาที่ 1



รูปที่ 5-1 แสดงตำแหน่งรอยเลื่อนที่พาดผ่านบริเวณอ่างเก็บน้ำห้วยแม่ประจุ๋ม

ที่มา : กรมชลประทาน บริษัท อิตาเลียนไทย ดีเวล๊อปเมนต์ จำกัด (มหาชน), (2561). วิธีการดำเนินงาน อัดฉีดของผสมล่วงหน้า (Method Statement of Advance Grouting)

5.1.1 สภาพปัญหา

งานขุดระเบิดอุโมงค์ส่งน้ำและอาคารประกอบ ช่วงแม่งัด - แม่กวง สัญญาที่ 1 ซึ่งเป็นช่วงที่ต้องขุดระเบิดลอดผ่านอ่างเก็บน้ำห้วยแม่ประจุ๋ม ลึกจากผิวดินหรือก้นอ่างเก็บน้ำประมาณ 25 เมตร บริเวณด้านเหนือน้ำตั้งแต่ กม.6+480 ถึง กม.6+260 (ระบุ กม.ย้อนหลังตามที่ผู้รับจ้างขุดระเบิดจากทางด้านท้ายน้ำจากทางเข้าอุโมงค์หมายเลข 6 ไปทางด้านเหนือน้ำ) เป็นระยะทาง 220 เมตร และมีและมีรอยเลื่อน (Fault) พาดผ่านดังแสดงในรูปที่ 5-1 โดยเมื่อวันที่ 6 กุมภาพันธ์ 2561 ผู้รับจ้างได้ทำการขุดระเบิดอุโมงค์ส่งน้ำถึง กม.6+475 พบน้ำใต้ดินไหลซึมจำนวนมากทำให้พ่นคอนกรีตงาน Shotcrete ไม่ติดผนังอุโมงค์ ต่อมาได้มีการเจาะติดตั้งท่อระบายน้ำและทำการเจาะสำรวจล่วงหน้าในคืนวันที่ 7 กุมภาพันธ์ 2561 พบน้ำใต้ดินไหลออกมาตามรูเจาะสำรวจล่วงหน้าเป็นปริมาณที่มาก มีอัตราการไหลประมาณ 500 ลิตร/นาที จึงได้เริ่มทำการอัดฉีดของผสมล่วงหน้า (Advance Grouting) เพื่อควบคุมปริมาณน้ำให้อยู่ในเกณฑ์ที่จะสามารถขุดเปิดอุโมงค์ได้ปรากฏว่ายังไม่สามารถควบคุมปริมาณน้ำใต้ดิน ทำให้การก่อสร้างเป็นไปด้วยความยากลำบาก ดังแสดงในรูปที่ 5-2 และรูปที่ 5-3

โดยเพื่อให้การทำการอัดฉีดของผสมล่วงหน้า (Advance Grouting) บริเวณช่วงที่ผ่านลอดใต้อ่างเก็บน้ำแม่ประจุ๋มสามารถลดปริมาณน้ำใต้ดินที่ไหลออกมามาก ผู้รับจ้างจึงได้ทำการผสมสารเคมีผสมเพิ่ม sodium silicate ซึ่งเป็นสารเคมีหลักที่ทำให้น้ำปูนแข็งตัวได้เร็วขึ้น เพื่ออุดรอยแตกภายในหินเป็นการช่วยลดปริมาณของน้ำใต้ดินที่ไหลเข้ามาภายในอุโมงค์ แต่เกิดปัญหาเนื่องจากสัดส่วนผสมระหว่างสารผสมเพิ่ม sodium silicate และซีเมนต์ไม่เป็นไปตามวิธีการทำงาน (Method Statement) ที่ผู้รับจ้างเสนอ ทำให้ไม่สอดคล้องกับสภาพหน้างาน การทำงานอัดฉีดของผสมล่วงหน้า จึงมีวัสดุของผสมสูญเสียและไม่สำเร็จตามวัตถุประสงค์ ประกอบกับผู้รับจ้างได้ใช้ sodium silicate เกินกว่าปริมาณตามสัญญามาก คิดเป็นร้อยละ 354 เทียบกับปริมาณตามสัญญา ส่งผลให้ที่ปรึกษาควบคุมงานและคณะกรรมการตรวจการจ้างไม่สามารถพิจารณาให้ผู้รับจ้างเบิกจ่ายค่างาน และไม่ให้ผู้รับจ้างรายงานความก้าวหน้างานจ้างก่อสร้างตามแบบฟอร์มรายงานความก้าวหน้าทุก 30 วัน (กบ. 1) ตั้งแต่ครั้งที่ 45 เป็นต้นมาส่งผลกระทบมาถึงปัจจุบัน (มิถุนายน 2562)



รูปที่ 5-2 ปริมาณน้ำที่ไหลเข้ามาในอุโมงค์ปริมาณที่สูง กม.6+475



รูปที่ 5-3 ปริมาณน้ำที่ไหลเข้ามาในอุโมงค์ปริมาณที่สูง กม.6+467.50

และเมื่อการขุดระเบิดอุโมงค์ผ่านอ่างเก็บน้ำห้วยแม่ประจุ๋มแล้ว ผู้รับจ้างได้ทำงานอัดฉีดของผสมล่วงหน้า (Advance Grouting) ก่อนการขุดระเบิดในบริเวณที่มีการสำรวจล่วงหน้าพบน้ำใต้ดิน โดยเมื่อได้ขุดระเบิดแล้วเสร็จในบางช่วงยังคงมีน้ำใต้ดินไหลออกมาอีกเป็นจำนวนมาก ผู้รับจ้างจึงได้ขออนุมัติการทำงานอัดฉีดน้ำปูนเพิ่มคุณภาพมวลหิน (Consolidation Grouting) แทนงานอัดฉีดของผสมล่วงหน้า (Advance Grouting) ซึ่งการทำงานอัดฉีดน้ำปูนเพิ่มคุณภาพมวลหิน ตามเงื่อนไขและข้อกำหนดระบุตามสัญญา ระบุว่าการทำ Consolidation Grouting ของหินรอบๆ อุโมงค์ จะทำหลังจากที่ติดตั้งดาดคอนกรีตเรียบร้อยแล้ว เพื่อเพิ่มคุณภาพมวลหินที่อยู่รอบๆ อุโมงค์ หรือจะทำได้ในบริเวณที่ผู้ควบคุมงานของผู้ว่าจ้างกำหนด การขออนุมัติทำงานดังกล่าวของ ผู้รับจ้างจึงเป็นการพิจารณาแตกต่างจากข้อกำหนดตามสัญญาของงานอัดฉีดของผสมล่วงหน้าและงานอัดฉีดน้ำปูนเพิ่มคุณภาพมวลหิน ทำให้ส่งผลต่อการตรวจวัดปริมาณงานและการเบิกจ่ายเงินค่างานตามสัญญา

ดังนั้น จากสภาพปัญหาที่เกิดขึ้นทั้งหมด ทำให้งานอัดฉีดของผสมทั้งอัดฉีดของผสมล่วงหน้า (Advance Grouting) และงานอัดฉีดน้ำปูนเพิ่มคุณภาพมวลหิน (Consolidation Grouting) ไม่สามารถจัดการน้ำใต้ดินให้เป็นไปตามวัตถุประสงค์ของงาน ไม่สามารถรายงานความก้าวหน้าให้สอดคล้องกับการปฏิบัติงานจริงและเบิกจ่ายค่างานได้ และยังส่งผลกระทบต่อคุณภาพงาน และความล่าช้าที่ต้องแก้ไขปัญหาการจัดการน้ำใต้ดินทำให้งานก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำมีความล่าช้าไม่เป็นไปตามแผนงาน รวมถึงส่งผลต่อการเบิกจ่ายที่เกี่ยวข้องกับงบประมาณของราชการและค่างานของผู้รับจ้าง ซึ่งอาจเกิดปัญหาข้อขัดแย้งระหว่างกันต่อไปได้

5.1.2 การศึกษา วิเคราะห์ข้อมูลเพื่อแก้ไขปัญหา

จากสภาพปัญหาดังกล่าว พิจารณาแล้วสามารถสรุปประเด็นปัญหาเพื่อดำเนินการปรับปรุงการจัดการน้ำใต้ดินเพื่อเพิ่มประสิทธิภาพงานก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำด้วยวิธีขุดระเบิด (Drill and Blast , D&B) โครงการเพิ่มปริมาณน้ำในอ่างเก็บน้ำอ่างแม่กวงอุดมธารา จังหวัดเชียงใหม่ดังนี้

- ปัญหาการปฏิบัติงานอัดฉีดน้ำปูนล่วงหน้า (Advance Grouting)
- ปัญหาปริมาณงาน การเบิกจ่ายเงินงานอัดฉีดน้ำปูนล่วงหน้า (Advance Grouting)
- ปัญหาการเลือกวิธีปฏิบัติงานอัดฉีดของผสม (Grouting)

ทั้งนี้ เพื่อเป็นการกำหนดแนวทางหรือวิธีการในการแก้ไขปัญหาที่เกิดขึ้นให้มีความถูกต้องเป็นไปตามหลักวิชาการ จึงได้ดำเนินการศึกษาและวิเคราะห์ข้อมูลที่เกี่ยวข้อง ดังนี้

1) ลักษณะทางด้านธรณีวิทยาเทคนิค

1.1) ข้อมูลจากรายงานสำรวจ - ออกแบบ

จาก กม.5+000 ถึง กม.6+700 ระนาบชั้นหินทำมุมกับแนวอุโมงค์ประมาณ 40 - 50 องศา ปัญหาน้ำบาดาลอาจพบได้ตามรอยแตกและรอยเลื่อนที่วางในแนว NE-SW ที่ตั้งฉากกับแนวอุโมงค์ การพังทลายของผนังและเพดานอุโมงค์ที่อาจจะเกิดขึ้นได้ถ้าไม่มีการติดตั้งค้ำยัน ส่วนใหญ่จะเป็นลักษณะการลื่นไถลของก้อนหินตามรอยไม่ต่อเนื่อง บางบริเวณอาจเกิดการพังทลายจากแรงเฉือนระดับตื้นในมวลหินที่ถูกรอยเลื่อนตัดผ่าน นอกจากนี้การพังทลายเนื่องจากแรงเฉือนระดับลึกพร้อมกับการเสียรูปขนาดใหญ่อาจเกิดขึ้นได้

ร่วมกับแรงดันน้ำที่มาก หินทรายเนื้อควอรตซ์ เป็นหินที่แข็งมากและค่าการขัดสี (Abrasiveness) สูงมาก การก่อสร้างอุโมงค์ช่วงนี้ควรต้องเจาะสำรวจล่วงหน้าเพื่อตรวจสอบแรงดันน้ำบาดาล รายละเอียดดังแสดงในรูปที่ 5-4

1.2) ข้อมูลที่ระบุตามสัญญา

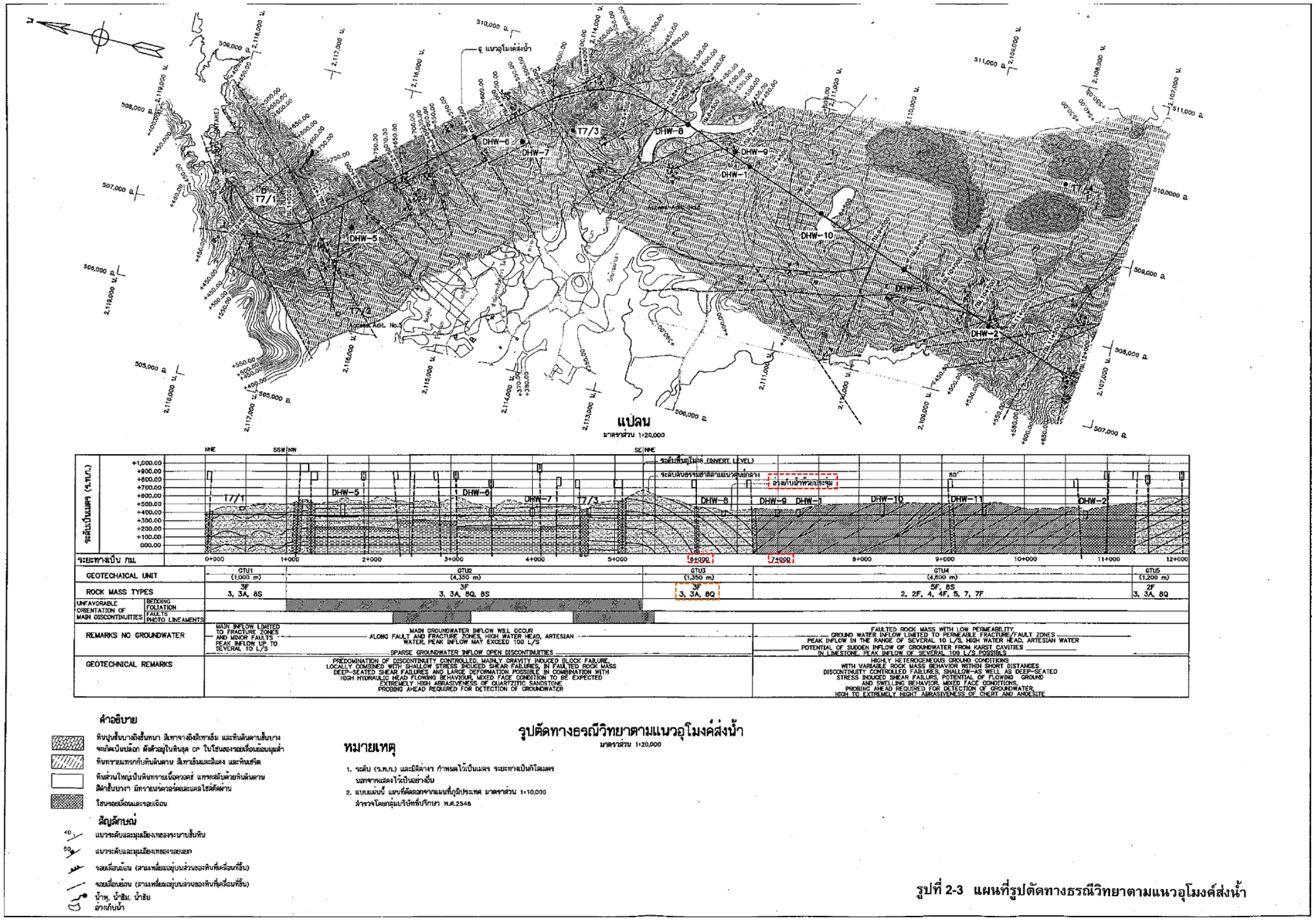
ลักษณะทางด้านธรณีเทคนิคตามแนวอุโมงค์ส่งน้ำช่วงแม่งัด - แม่กวง จากข้อมูลที่ระบุในเอกสารแนบท้ายสัญญา ผนวก 2 เงื่อนไขเฉพาะของงานก่อสร้าง ดังนี้

จากอาคารรับน้ำถึง อุโมงค์ส่งน้ำช่วง กม.6+700 หินที่พบในระดับอุโมงค์คาดว่าเป็นหินทราย หินทรายเนื้อควอรตซ์ จนถึงหินควอร์ตไซต์ (จากผลการทำ Petrography Analysis หินทรายส่วนใหญ่เป็นหิน Arenite และ GrayWacke) แทรกสลับด้วยหินดินดานสีดำ และหินทรายแป้ง ระนาบขั้นหินโดยทั่วไปวางตัวเกือบขนานกับแนวอุโมงค์เอียงตัวปานกลางไปทางทิศตะวันตกเฉียงใต้ ยกเว้นช่วงอาคารรับน้ำถึง กม.1+300 และจาก กม.5+000 ถึง กม.6+700 ระนาบชั้นหินทำมุมกับแนวอุโมงค์ประมาณ 40 - 50 องศา

ปัญหาน้ำบาดาล (น้ำใต้ดิน) อาจพบได้ตามรอยแตกและรอยเลื่อนที่วางในแนว NE-SW ที่ตั้งฉากกับแนวอุโมงค์ การพังทลายของผนังและเพดานอุโมงค์ที่อาจจะเกิดขึ้นได้ถ้าไม่มีการติดตั้งค้ำยันส่วนใหญ่จะเป็นลักษณะการลื่นไถลของก้อนหินตามรอยไม่ต่อเนื่องบางบริเวณอาจเกิดการพังทลายจากแรงเฉือนระดับตื้นในมวลหินที่ถูกรอยเลื่อนตัดผ่าน นอกจากนี้การพังทลายเนื่องจากแรงเฉือนระดับลึกพร้อมกับการเสียรูปขนาดใหญ่อาจเกิดขึ้นได้ร่วมกับแรงดันน้ำที่มาก หินทรายเนื้อควอรตซ์นี้ เป็นหินที่แข็งมากและค่าการขัดสี (Abrasiveness) สูงมาก ในการก่อสร้างอุโมงค์ช่วงนี้ควรจะต้องเจาะสำรวจล่วงหน้าเพื่อตรวจสอบแรงดันน้ำบาดาล (น้ำใต้ดิน) โดยแสดงข้อมูลลักษณะทางด้านธรณีเทคนิคตามแบบก่อสร้างหมายเลข จ.60/2546 - 119 ก1 ดังแสดงในรูปที่ 5-5

จากการพิจารณาทางด้านธรณีเทคนิคตามแนวอุโมงค์ส่งน้ำช่วงแม่งัด - แม่กวง ช่วง กม. 6+480 - 6+260 ซึ่งต้องขุดระเบิดอุโมงค์ลอดอ่างเก็บน้ำแม่ประจุ๋ม ทั้งจากข้อมูลรายงานสำรวจ - ออกแบบและข้อมูลที่ระบุตามสัญญามีรายละเอียดตรงกันสรุปว่า “...ระนาบชั้นหินทำมุมกับแนวอุโมงค์ประมาณ 40 -50 องศา ปัญหาน้ำใต้ดินอาจพบได้ตามรอยแตกและรอยเลื่อนที่วางในแนว NE-SW ที่ตั้งฉากกับแนวอุโมงค์ การพังทลายขนาดใหญ่อาจเกิดขึ้นจากแรงเฉือนระดับลึกและแรงดันน้ำมากซึ่งอาจเป็นปัจจัยร่วมกัน ลักษณะหินเป็นหินทรายเนื้อควอรตซ์ ซึ่งเป็นหินที่แข็งมากและค่าการขัดสี (Abrasiveness) สูง การก่อสร้างอุโมงค์ช่วงนี้จะต้องเจาะสำรวจล่วงหน้าเพื่อตรวจสอบแรงดันน้ำใต้ดิน...”

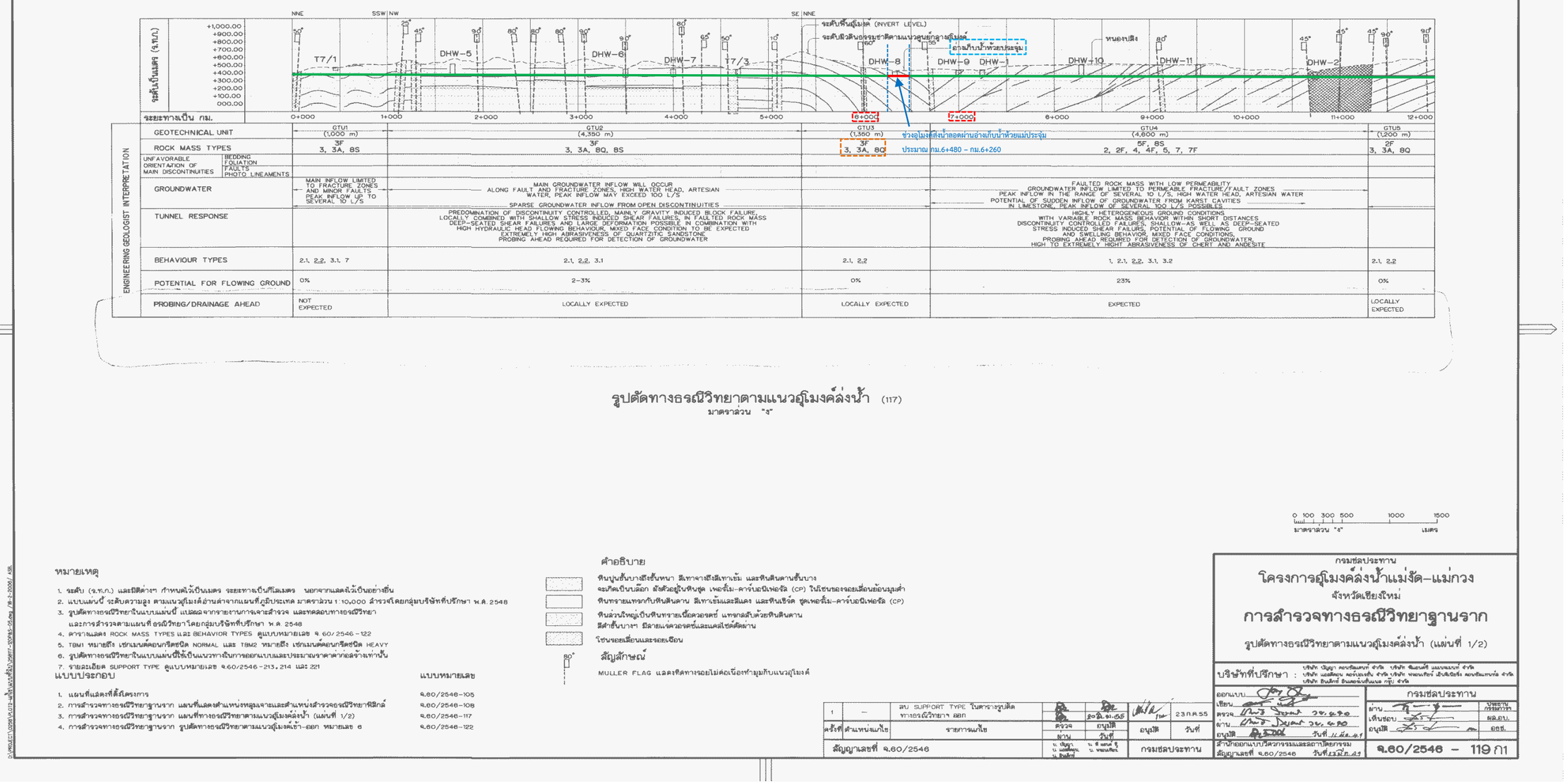
โดยเมื่อพิจารณาร่างแบบจากรายงานสำรวจ - ออกแบบ และแบบก่อสร้างตามสัญญา ระบุว่า เป็นหินประเภท (Rock Mass Type) 3F (3 , 3A , 8Q ,8S) และแสดงรายละเอียดน้ำใต้ดิน (Remark Ground Water) จะเกิดขึ้นตลอดรอยเลื่อนและบริเวณรอยแตกของหิน มีแรงดันน้ำสูง และอาจมีการไหลสูงสุดเกินกว่า 100 ลิตรต่อวินาที น้ำใต้ดินเกิดจากน้ำที่ไหลสะสมจากรอยแตกของหินที่ไม่ต่อเนื่องกัน มีข้อควรปฏิบัติสำคัญเมื่อก่อสร้างอุโมงค์ช่วงนี้จะต้องเจาะสำรวจล่วงหน้า (Prob Ahead) เพื่อตรวจสอบหาน้ำใต้ดิน



รูปที่ 2-3 แผนที่รูปตัดทางธรณีวิทยาตามแนวอุโมงค์ส่งน้ำ

รูปที่ 5-4 แผนที่รูปตัดทางธรณีวิทยาตามแนวอุโมงค์ส่งน้ำช่วงแม่งัด-แม่กวง กม.0+000 ถึง กม.12+000

ที่มา : กรมชลประทาน บริษัท ปัญญา คอนซัลแตนท์ จำกัด บริษัท พี แอนด์ ซี แมเนจเมนท์ จำกัด บริษัท แอสดีคอน คอร์ปอเรชั่น จำกัด บริษัท ฟรอนเทียร์ เอ็นจิเนียริ่ง คอนซัลแทนท์ส จำกัด และบริษัท อินเด็กซ์ อินเตอร์เนชั่นแนล กรุ๊ป จำกัด, (2549). รายงานสรุปโครงการขั้นออกแบบรายละเอียด.



รูปตัดทางธรณีวิทยาตามแนวอุโมงค์ส่งน้ำ (117)

มาตราส่วน "ง"

0 100 300 500 1000 1500
มาตราส่วน "ง" เมตร

หมายเหตุ

1. ระดับ (ร.ท.ก.) และมิติต่างๆ กำหนดไว้เป็นเมตร ระยะทางเป็นกิโลเมตร นอกจากแสดงไว้เป็นอย่างอื่น
2. แบบแผนนี้ ระดับความสูง ตามแนวอุโมงค์อ่านค่าจากแผนที่ภูมิประเทศ มาตราส่วน 1:10,000 สำรวจโดยกลุ่มบริษัทที่ปรึกษา พ.ศ. 2548
3. รูปตัดทางธรณีวิทยาในแบบแผนนี้ แปลผลจากรายงานการเจาะสำรวจ และทดสอบทางธรณีวิทยา และการสำรวจตามแผนที่ธรณีวิทยาโดยกลุ่มบริษัทที่ปรึกษา พ.ศ. 2548
4. ตารางแสดง ROCK MASS TYPES และ BEHAVIOR TYPES ดูแบบหมายเลข จ.60/2546-122
5. TBM1 หมายถึง เชิ่กเมนต์คอนกรีตชนิด NORMAL และ TBM2 หมายถึง เชิ่กเมนต์คอนกรีตชนิด HEAVY
6. รูปตัดทางธรณีวิทยาในแบบแผนนี้ใช้เป็นแนวทางในการออกแบบและประมาณราคาค่าก่อสร้างเท่านั้น
7. รายละเอียด SUPPORT TYPE ดูแบบหมายเลข จ.60/2546-213, 214 และ 221

แบบประกอบ

	แบบหมายเลข
1. แผนที่แสดงที่ตั้งโครงการ	จ.60/2546-105
2. การสำรวจทางธรณีวิทยาฐานราก แผนที่แสดงตำแหน่งหลุมเจาะและตำแหน่งสำรวจธรณีวิทยาพิเศษ	จ.60/2546-108
3. การสำรวจทางธรณีวิทยาฐานราก แผนที่ทางธรณีวิทยาตามแนวอุโมงค์ส่งน้ำ (แผ่นที่ 1/2)	จ.60/2546-117
4. การสำรวจทางธรณีวิทยาฐานราก รูปตัดทางธรณีวิทยาตามแนวอุโมงค์ส่งน้ำ-ออก หมายเลข 6	จ.60/2546-122

คำอธิบาย

หินบุนขั้นบางถึงชั้นหนา สีเทาจางถึงสีเทาเข้ม และหินดินดานชั้นบาง
จะเกิดเป็นบล็อก ยังตัวอยู่ในหินชุด เพอร์ไม-คาร์บอนิเฟอรัส (CP) ในบริเวณของจะเลื่อนย้อนมุมต่ำ
หินทรายแทรกกับหินดินดาน สีเทาเข้มและสีแดง และหินเชิร์ต ชุดเพอร์ไม-คาร์บอนิเฟอรัส (CP)
หินส่วนใหญ่เป็นหินทรายเนื้อควอรตซ์ แทรกสลับด้วยหินดินดาน
สีดำชั้นบางๆ มีลายแจควอรตซ์และแคลไซต์คั่นผ่าน
โซนของเฉือนและรอยเลื่อน
สัญลักษณ์
MULLER FLAG แสดงทิศทางรอยไม่ต่อเนื่องทำมุมกับแนวอุโมงค์

1	—	ลบ SUPPORT TYPE ในตารางรูปตัดทางธรณีวิทยาฯ ออก		30มิ.ย.55		
ครั้งที่	ตำแหน่งแก้ไข	รายการแก้ไข	ตรวจ / ผ่าน	อนุมัติ / วันที่	อนุมัติ	วันที่
สัญญาเลขที่ จ.60/2546			น. ปัญญา น. ณัฐพัฒน์ น. อิงเดียร์	น. ดี แสนดี รู้ น. พยอมศิริ	กรมชลประทาน	23 ก.ค. 55

กรมชลประทาน
โครงการอุโมงค์ลงน้ำแม่งัด–แม่กวง
จังหวัดเชียงใหม่
การสำรวจทางธรณีวิทยาฐานราก
รูปตัดทางธรณีวิทยาตามแนวอุโมงค์ส่งน้ำ (แผ่นที่ 1/2)

บริษัทที่ปรึกษา : บริษัท ปัญญา คอนซัลแตนท์ จำกัด บริษัท ซีแอนด์ซี แอนด์แอนท์ จำกัด บริษัท แอสโซซิเอท คอร์ปอเรชั่น จำกัด บริษัท ทาดะเทคโนซาย จำกัด บริษัท อินเตอร์ อินเตอร์เนชั่นแนล กรุ๊ป จำกัด

ออกแบบ		กรมชลประทาน	
เขียน		ส่วน	ประธานกรรมการ
ตรวจ	วันที่ 30 ต.ค. 55	เห็นชอบ	ผอ.กบ.
ผ่าน	วันที่ 30 ต.ค. 55	อนุมัติ	ผอก.
อนุมัติ	วันที่ 1 พ.ย. 55		

สำนักออกแบบวิศวกรรมและสถาปัตยกรรม
สัญญาเลขที่ จ.60/2546 วันที่ 23 มิ.ย. 55

จ.60/2546 – 119 ก1

D:\PROJECT\2558\14.073-แก้ไขแบบที่ยื่นประกวดราคา-2558\15-05.dwg /ฟ้า-2-2558 / ASB

รูปที่ 5-5 แบบก่อสร้างตามสัญญางานอุโมงค์ส่งน้ำ ช่วงแม่งัด-แม่กวง กม.0+000 ถึง กม.12+000

ที่มา : กรมชลประทาน บริษัท อิตาเลียนไทย ดีเวล็อปเมนต์ จำกัด (มหาชน), (2558) เอกสารแนบท้ายสัญญา ผนวก 1 แบบรูป รูปตัดทางธรณีวิทยาตามแนวอุโมงค์ส่งน้ำ

2) วิธีการจัดการน้ำใต้ดิน

การจัดการน้ำใต้ดินของงานก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำช่วงแม่งัด - แม่กวง สัญญาที่ 1 โดยการป้องกันไม่ให้น้ำใต้ดินไหลเข้าอุโมงค์โดยใช้วิธีอัดฉีดของผสม (Grouting) มีการดำเนินการทั้งก่อนการขุดระเบิดอุโมงค์ ระหว่างก่อสร้าง และภายหลังจากก่อสร้างคอนกรีต Lining แล้วเสร็จ โดยวิธีอัดฉีดของผสมที่มีความสำคัญเมื่อพิจารณาจากปัญหาที่เกิดขึ้นของการขุดระเบิดอุโมงค์ส่งน้ำลอดอ่างเก็บน้ำห้วยแม่ประจุ๋มงานอุโมงค์ส่งน้ำช่วงแม่งัด - แม่กวง และอาคารประกอบ สัญญาที่ 1 คือ งานอัดฉีดน้ำปูนเพิ่มคุณภาพมวลหิน (Consolidation Grouting) และงานอัดฉีดของผสมล่วงหน้า (Advance Grouting) ซึ่งวิธีการจัดการน้ำใต้ดินทั้งหมดข้างต้น มีรายละเอียดระบุทั้งจากรายงานสำรวจ - ออกแบบ และจากข้อมูลเงื่อนไข ข้อกำหนดตามสัญญา ข้อมูลทางด้านเทคนิค และเอกสารอื่นๆที่เกี่ยวข้องดังนี้

2.1) รายงานสำรวจ - ออกแบบ

ตามรายงานสำรวจ - ออกแบบ งานอุโมงค์ส่งน้ำช่วงแม่งัด - แม่กวง ของบริษัทสำรวจ - ออกแบบที่กรมชลประทานว่าจ้าง ซึ่งได้กำหนดวิธีป้องกันไม่ให้น้ำใต้ดินไหลเข้าอุโมงค์โดยใช้วิธีอัดฉีดของผสม (Grouting) โดยรายงานดังกล่าวได้แสดงเกณฑ์หรือแนวคิดเพื่อใช้ในการทำงานและการคำนวณปริมาณงานอัดฉีดขอบผสมหลายประเภท โดยในส่วนของงานอัดฉีดน้ำปูนเพิ่มคุณภาพมวลหิน (Consolidation Grouting) และงานอัดฉีดของผสมล่วงหน้า (Advance Grouting) มีรายละเอียดดังนี้

2.1.1) Consolidation / Sealing Grouting

ในกรณีที่หินรอบอุโมงค์เมื่อติดตั้งดาดคอนกรีตเรียบร้อยแล้วไม่ว่าจะเป็นก่อสร้างอุโมงค์ด้วยวิธีการเจาะระเบิดหรือด้วยหัวเจาะ TBM (แสดงรายละเอียดในภาพรวมของอุโมงค์ส่งน้ำช่วงแม่งัด - แม่กวง ทั้งหมด ทำให้รวมถึงกรณีงานอุโมงค์ส่งน้ำช่วงแม่งัด - แม่กวง สัญญาที่ 2 ด้วย) ก็ตามถ้ามีแนวโน้มว่าเป็นมวลหินที่จะต้องปรับปรุงคุณภาพให้ดีขึ้นหรือเพื่อลดแรงดันน้ำเพื่อรองรับการใช้งานของอุโมงค์ในระยะยาวจำเป็นต้องมีการทำ Consolidation: Sealing Grouting รอบอุโมงค์

รายละเอียดของปริมาณปูนซีเมนต์ที่จะใช้ประมาณการณ์จากข้อสมมติฐานดังนี้

- จำนวนหลุมต่อรอบการทำ Grouting	4	หลุม
- ระยะห่างของแต่ละรอบการทำ Grouting	1.4	เมตร
- ความลึกของหลุม Grouting	2.5	เมตร
- ความลึกของการเจาะหลุม Grouting	7.14	เมตร/ความยาวอุโมงค์ 1 เมตร
- ปริมาตรหินที่จะทำ Grouting	33.1	ลบ.ม./ความยาวอุโมงค์ 1 เมตร
- ปริมาตรของรอยแตกในหิน	6	%
- ปริมาตรของ Grout	2.0	ลบ.ม./ความยาวอุโมงค์ 1 เมตร
- WIC Ratio	1	

รายละเอียดดังแสดงในรูปที่ 5-6

4.7 Consolidation/sealing grouting, contact grouting, and drainage drillings

The evaluation of the amount of contact and consolidation/sealing grouting is based on the estimated share laid down in Table 7 and the distribution of behaviour types evaluated.

The quantity of consolidation/sealing grouting was based on following assumptions:

boreholes per round	4
distance between rounds(m)	1,4
borehole length (m)	2,5
drilling (m/m of tunnel)	7,14
grouted rock volume (m^3/m)	33,1
open joint volume (%)	6
grout volume (m^3/m)	2,0
w/c ratio	1
cement consumption (t/m)	2,6

รูปที่ 5-6 เกณฑ์กำหนดในการคำนวณปริมาณงานอัดฉีดน้ำปูนเพิ่มคุณภาพมวลหิน

ที่มา : Gruppe Geotechnik Graz ZT GmbH (3G), (2005).Tender Design Stage.

2.1.2) Advance Grouting

การทำ Advance Grouting จะดำเนินการในช่วงอุโมงค์ที่มีปัญหาเกี่ยวกับคุณภาพหินที่ไม่ดีหรือมีปัญหาเกี่ยวกับน้ำใต้ดินที่มีปริมาณมาก ซึ่งจะทำให้เกิดปัญหากับการขุดเปิดอุโมงค์ การประมาณการปริมาณทำ Advance Grouting พิจารณาจากข้อสมมุติฐานดังนี้

- สมมุติว่าการทำ Advance Grouting ในช่วงทำ Probing Ahead 20%
- จำนวนหลุมต่อช่วงอุโมงค์ที่ทำ 6 หลุม
- ความยาวของแต่ละหลุม 20 เมตร
- ความยาวของหลุม Grout ทั้งหมด 120 เมตร
- ปริมาตรหินที่จะทำ Grout 40 ลบ.ม./ความยาวอุโมงค์ 1 เมตร
- ปริมาตรของรอยแตกในหิน 6 %
- ปริมาตรของ Grout 2.4 ลบ.ม./ความยาวอุโมงค์ 1 เมตร
- WIC Ratio 1

ในกรณีที่มีอัตราการไหลของน้ำใต้ดินสูงอาจจะต้องใช้ sodium silicate ผสมกับปูนซีเมนต์เพื่อให้ปูนซีเมนต์แข็งตัวเร็วขึ้น ที่ปรึกษาสำรวจออกแบบจึงได้ประมาณปริมาณ sodium silicate ที่ต้องใช้ประมาณ 5% ของปริมาณปูนซีเมนต์ รายละเอียดดังแสดงในรูปที่ 5-7

4.9 Advance grouting

Advance grouting is limited to sections, where surface wells might be affected by the drawdown of groundwater by the tunnel advance. The required quantity beforehand is difficult to estimate. A total length to be grouted ahead has been taken to 250m. The respective assumptions and figures are shown below.

boreholes per section	6
length boreholes (m)	20
drilling length (m)	120
rock volume grouted (m3/m)	40
joint volume (%)	6
grout volume (m3/m)	2,4
specific weight cement [to/m³]	3,1
specific weight water [t/m³]	1
w/c ratio [to/to]	1
specific weight grout [t/m³]	2,05
cement weight of grout [to/m³]	1,55
cement weight [to/ lin. tunnel m]	3,72
total length of adv. Grouting (m)	250
cement consumption (t)	930
drilling length total (m)	1500

รูปที่ 5-7 เกณฑ์กำหนดในการคำนวณปริมาณงานอัดฉีดของผสมล่วงหน้า

ที่มา : Gruppe Geotechnik Graz ZT GmbH (3G), (2005).Tender Design Stage.

2.2) เงื่อนไข ข้อกำหนดตามสัญญา

งานอัดฉีดของผสม (Grouting) โดยการอัดฉีดน้ำปูนเพิ่มคุณภาพมวลหิน (Consolidation Grouting) และงานอัดฉีดของผสมล่วงหน้า (Advance Grouting) งานก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำช่วงแม่งัด - แม่กวง สัญญาที่ 1 ระบุวิธีการตามเอกสารแนบท้ายสัญญา ผนวก 2 รายการรายละเอียดด้านวิศวกรรม (Technical Specification) ดังแสดงในรูปที่ 5-8

(5) งานอัดฉีดน้ำปูนเพิ่มคุณภาพมวลหิน (Consolidation Grouting) และงานอัดฉีดของผสมล่วงหน้า (Advance Grouting)

งานอัดฉีดน้ำปูนเพิ่มคุณภาพมวลหิน (Consolidation Grouting) และงานอัดฉีดน้ำปูนล่วงหน้า (Advance Grouting) จะดำเนินการเพื่อปรับปรุงคุณภาพของมวลหิน ดังนี้

- การทำ Advance Grouting เพื่อเพิ่มความแข็งแรงของมวลหินบริเวณด้านหน้าอุโมงค์ หรือเพื่อลดการไหลเข้ามาในอุโมงค์ของน้ำใต้ดิน
- การทำ Consolidation Grouting ของหินรอบ ๆ อุโมงค์หลังจากติดตั้งดาดคอนกรีตเรียบร้อยแล้ว เพื่อเพิ่มคุณภาพของมวลหินที่อยู่รอบ ๆ อุโมงค์
- การทำ Consolidation Grouting บริเวณพื้นที่ก่อสร้างโครงการตามที่ผู้ควบคุมงานของผู้ว่าจ้างกำหนด

การทำ Consolidation Grouting จะทำแบบ Single – Stage ผ่าน Packer หรือ Nipple ที่ติดตั้งในรูอัดฉีดน้ำปูนที่เจาะ หรือทางท่อที่ฝังเตรียมไว้ในดาดคอนกรีต แต่ถ้าสภาพธรณีวิทยาเหมาะสมอาจจะทำแบบ Multi–stage Grouting แรงดันที่ใช้ในการอัดฉีดน้ำปูนแต่ละ Stage จะต้องเสนอขออนุมัติจากผู้ควบคุมงานของผู้ว่าจ้างก่อน

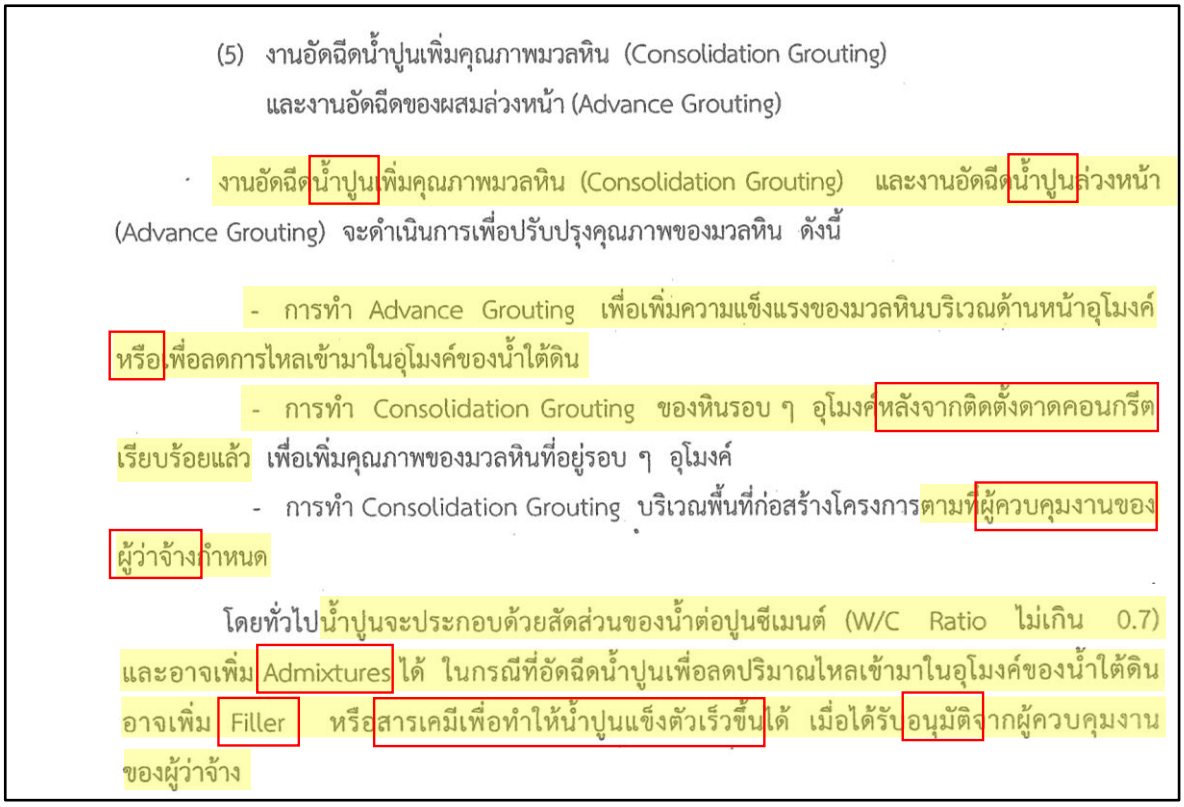
โดยทั่วไปน้ำปูนจะประกอบด้วยสัดส่วนของน้ำต่อปูนซีเมนต์ (W/C Ratio ไม่เกิน 0.7) และอาจเพิ่ม Admixtures ได้ ในกรณีที่อัดฉีดน้ำปูนเพื่อลดปริมาณไหลเข้ามาในอุโมงค์ของน้ำใต้ดิน อาจเพิ่ม Filler หรือสารเคมีเพื่อทำให้น้ำปูนแข็งตัวเร็วขึ้นได้ เมื่อได้รับอนุมัติจากผู้ควบคุมงานของผู้ว่าจ้าง

รูปที่ 5-8 รายการรายละเอียดด้านวิศวกรรม ข้อกำหนดงาน Consolidation Grouting และงาน Advance Grouting

ที่มา : กรมชลประทาน บริษัท อิตาเลียนไทย ดีเวล็อปเมนต์ จำกัด (มหาชน), 2558. เอกสารแนบท้ายสัญญา ผนวก 2 รายการรายละเอียดด้านวิศวกรรม บทที่ 13 งานอุโมงค์ส่งน้ำ.

จากการศึกษา วิเคราะห์ข้อกำหนดของงานอัดฉีดของผสม (Grouting) โดยการอัดฉีดน้ำปูนเพิ่มคุณภาพมวลหิน (Consolidation Grouting) และงานอัดฉีดน้ำปูนล่วงหน้า (Advance Grouting) งานก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำช่วงแม่งัด - แม่กวง สัญญาที่ 1 ตามรายการรายละเอียดด้านวิศวกรรมมีข้อพิจารณา ดังนี้

2.2.1) ข้อพิจารณา 1 : หลักปฏิบัติสำคัญตามรายการรายละเอียดด้านวิศวกรรม



(5) งานอัดฉีดน้ำปูนเพิ่มคุณภาพมวลหิน (Consolidation Grouting) และงานอัดฉีดของผสมล่วงหน้า (Advance Grouting)

งานอัดฉีดน้ำปูนเพิ่มคุณภาพมวลหิน (Consolidation Grouting) และงานอัดฉีดน้ำปูนล่วงหน้า (Advance Grouting) จะดำเนินการเพื่อปรับปรุงคุณภาพของมวลหิน ดังนี้

- การทำ Advance Grouting เพื่อเพิ่มความแข็งแรงของมวลหินบริเวณด้านหน้าอุโมงค์ หรือเพื่อลดการไหลเข้ามาในอุโมงค์ของน้ำใต้ดิน
- การทำ Consolidation Grouting ของหินรอบ ๆ อุโมงค์หลังจากติดตั้งดาดคอนกรีตเรียบร้อยแล้ว เพื่อเพิ่มคุณภาพของมวลหินที่อยู่รอบ ๆ อุโมงค์
- การทำ Consolidation Grouting บริเวณพื้นที่ก่อสร้างโครงการตามที่ผู้ควบคุมงานของผู้ว่าจ้างกำหนด

โดยทั่วไปน้ำปูนจะประกอบด้วยสัดส่วนของน้ำต่อปูนซีเมนต์ (W/C Ratio ไม่เกิน 0.7) และอาจเพิ่ม Admixtures ได้ ในกรณีที่อัดฉีดน้ำปูนเพื่อลดปริมาณไหลเข้ามาในอุโมงค์ของน้ำใต้ดิน อาจเพิ่ม Filler หรือสารเคมีเพื่อทำให้น้ำปูนแข็งตัวเร็วขึ้นได้ เมื่อได้รับอนุมัติจากผู้ควบคุมงานของผู้ว่าจ้าง

รูปที่ 5-9 ข้อความสำคัญงาน Consolidation Grouting และงาน Advance Grouting

ที่มา : กรมชลประทาน บริษัท อิตาเลียนไทย ดีเวล็อปเมนต์ จำกัด (มหาชน), (2558) เอกสารแนบท้ายสัญญา ผนวก 2 รายการรายละเอียดด้านวิศวกรรม บทที่ 13 งานอุโมงค์ส่งน้ำ

เมื่อพิจารณาตามรูปที่ 5-9 สรุปได้ดังนี้

(1) งานหลักของงานอัดฉีดของผสมที่ต้องดำเนินการเป็นงานอัดฉีดน้ำปูน ไม่ใช่งานอัดฉีดของผสมอื่นๆ

(2) งานอัดฉีดของผสมล่วงหน้า (Advance Grouting) มีวัตถุประสงค์เพื่อเพิ่มความแข็งแรงของมวลหินด้านหน้าอุโมงค์ และเพื่อลดการไหลของน้ำใต้ดิน

(3) งานอัดฉีดน้ำปูนเพิ่มคุณภาพมวลหิน (Consolidation Grouting) ทำหลังจากติดตั้งดาดคอนกรีต (Concrete Lining) แล้วเท่านั้น เว้นแต่มีบริเวณที่มีความจำเป็นต้องทำ แต่ต้องให้ผู้ควบคุมงานของผู้ว่าจ้างเป็นผู้กำหนด (เสนอผู้ว่าจ้างอนุมัติ)

(4) สามารถเพิ่ม Admixtures ในน้ำปูนได้

(5) กรณีเพื่อลดปริมาณการไหลของน้ำใต้ดินไหลเข้าอุโมงค์ โดยต้องการให้น้ำปูนแข็งตัวเร็วขึ้น อาจเพิ่ม Filler หรือ สารเคมีได้

(6) การดำเนินการตามข้อ (5) ต้องได้รับอนุมัติจากผู้ควบคุมงานของผู้ว่าจ้างก่อน

2.2.2) ข้อพิจารณา 2 : การวัดปริมาณงานและการจ่ายเงิน

(1) งานอัดฉีดของผสม Consolidation, Contact, Plug และ Curtain Grouting

การวัดปริมาณงาน

คณะกรรมการตรวจการจ้างจะทำการตรวจวัดปริมาณงานอัดฉีดของผสม Consolidation, Contact, Plug และ Curtain Grouting ตามรายการที่แสดงไว้ในใบแจ้งปริมาณงานและราคาของสัญญานี้ เมื่อผู้รับจ้างได้ดำเนินการแล้วเสร็จเฉพาะส่วนที่อัดเข้าไปในหลุมอัดฉีดตามที่คณะกรรมการตรวจการจ้างเห็นสมควร โดยคณะกรรมการตรวจการจ้างจะทำการตรวจวัดปริมาณงานนั้นมีหน่วยเป็นมวลรวมของส่วนผสมของการอัดฉีดที่แห้งก่อนการผสมกับน้ำ ตามขอบเขตที่แบบรูปกำหนดไว้ หรือตามที่ผู้ควบคุมงานของผู้ว่าจ้างสั่งการ หรือตามปริมาณที่ทำได้จริงภายในขอบเขตที่คณะกรรมการตรวจการจ้างสั่งการ โดยให้ยึดถือการวัดปริมาณงานของคณะกรรมการตรวจการจ้างเป็นเกณฑ์

การจ่ายเงิน

ผู้ว่าจ้างจะจ่ายเงินให้ในอัตราราคาต่อหน่วย ตามแสดงไว้ในใบแจ้งปริมาณงานและราคา ซึ่งประกอบด้วยค่าวัสดุ ของผสม ค่าขนส่ง การผสม แรงงาน การดำเนินการ และค่าใช้จ่ายอื่น ๆ เพื่อให้งานบรรลุวัตถุประสงค์

(2) งานอัดฉีดของผสม Advance Grouting

การวัดปริมาณงาน

คณะกรรมการตรวจการจ้างจะทำการตรวจวัดปริมาณวัสดุที่ใช้ในงานอัดฉีดของผสม ตามรายการ ดังนี้

(ก) ปูนซีเมนต์	วัดปริมาณเป็น ตัน
(ข) สารเคมี	วัดปริมาณเป็น ลิตร

คณะกรรมการตรวจการจ้างจะตรวจวัดปริมาณวัสดุที่ใช้จากงานอัดฉีดของผสม Advance Grouting ตามรายการที่แสดงไว้ในใบแจ้งปริมาณงานและราคาของสัญญานี้ ที่ผู้รับจ้างได้จัดทำแล้วเสร็จเฉพาะส่วนที่อัดเข้าไปในหลุมอัดฉีดตามที่คณะกรรมการตรวจการจ้างเห็นสมควร โดยคณะกรรมการตรวจการจ้างจะทำการตรวจวัดปริมาณงานนั้นมีหน่วยเป็นมวลรวมของส่วนผสมของการอัดฉีดที่แห้งก่อนการผสมกับน้ำ ตามขอบเขตที่แบบรูปกำหนดไว้ หรือตามที่ผู้ควบคุมงานของผู้ว่าจ้างสั่งการ หรือตามปริมาณที่ทำได้จริงภายในขอบเขตที่คณะกรรมการตรวจการจ้างสั่งการ โดยให้ยึดถือการวัดปริมาณงานของคณะกรรมการตรวจการจ้างเป็นเกณฑ์

รูปที่ 5-10 การวัดปริมาณงานและการจ่ายงาน Consolidation Grouting และงาน Advance Grouting ที่ระบุในรายการรายละเอียดด้านวิศวกรรม ตามสัญญา

ที่มา : กรมชลประทาน บริษัท อิตาเลียนไทย ดีเวล๊อปเมนต์ จำกัด (มหาชน), (2558) เอกสารแนบท้ายสัญญา ผนวก 2 รายการรายละเอียดด้านวิศวกรรม บทที่ 13 งานอุโมงค์ส่งน้ำ

เมื่อพิจารณาจากรูปที่ 5-10 สรุปได้ดังนี้

(1) การวัดปริมาณงานและการจ่ายเงิน รายการงาน Advance Grouting เท่านั้น ที่มีของผสมหลักและสารเคมีแยกรายการเพื่อตรวจวัดปริมาณงาน

(2) การวัดปริมาณงานอัดฉีดของผสม จะตรวจวัดเฉพาะส่วนที่อัดเข้าไปในหลุมและวัดปริมาณงาน**<u>หน่วยเป็นมวลรวมของส่วนผสมของการอัดฉีดที่แห้งก่อนการผสมน้ำ</u>** ซึ่งรายการ (ข) สารเคมี ที่ระบุในวรรคแรกของการวัดปริมาณงาน มีหน่วยเป็นลิตร

2.2.3) ข้อพิจารณา 3 : ใบแจ้งปริมาณงานและราคา

งานอัดฉีดของผสม (Grouting) โดยการอัดฉีดน้ำปูนเพิ่มคุณภาพมวลหิน (Consolidation Grouting) และงานอัดฉีดน้ำปูนล่วงหน้า (Advance Grouting) งานก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำช่วงแม่งัด - แม่กวง สัญญาที่ 1 มีรายละเอียดตามเอกสารแนบท้ายสัญญา ผนวก 3 ใบแจ้งปริมาณงานและราคาแนบท้ายสัญญา ดังแสดงในรูปที่ 5-11

ลำดับที่	รายการ	ค่า K สูตรที่	ปริมาณ	หน่วย	ราคาต่อหน่วย (บาท)	ราคารวมทั้งสิ้น (บาท)
	3.12.1 งาน Advance Grouting					
	3.12.1.1 งานเจาะหลุมเพื่อการอัดฉีดของผสม แบบ Percussion	4.6	13,620	ม.	700.00	9,534,000.00
	(Drilling Grout Holes)					
	3.12.1.2 งานดำเนินการอัดฉีดของผสม (Pressure Grouting)					
	3.12.1.2.1 งานอัดฉีดปูนซีเมนต์ (Cement Grouting)	-	6,610	ตัน	4,500.00	29,745,000.00
	3.12.1.2.2 งานอัดฉีดสารเคมี (Chemical Grouting)	-	105,760	ลิตร	5.00	528,800.00
	3.12.1.3 วัสดุสำหรับการอัดฉีด (Grouting Material)					
	3.12.1.3.1 ปูนซีเมนต์ Type I	4.7	6,610	ตัน	3,000.00	19,830,000.00
	3.12.1.3.2 โซเดียมซิลิเคต (Sodium Silicate)	-	105,760	ลิตร	22.00	2,326,720.00
	3.12.2 งาน Consolidation Grouting					
	3.12.2.1 งานเจาะหลุมเพื่อการอัดฉีดของผสม แบบ Percussion	4.6	22,030	ม.	700.00	15,421,000.00
	(Drilling Grout Holes)					
	3.12.2.2 งานดำเนินการอัดฉีด (Pressure Grouting)					
	3.12.2.2.1 งานอัดฉีดปูนซีเมนต์ (Cement Grouting)	-	9,690	ตัน	4,500.00	43,605,000.00
	3.12.2.2.2 งานอัดฉีดสารเคมี (Chemical Grouting)	-	155,040	ลิตร	5.00	775,200.00
	3.15.2.3 วัสดุสำหรับการอัดฉีด (Grouting Material)					
	3.12.2.3.1 ปูนซีเมนต์ Type I	4.7	9,690	ตัน	3,000.00	29,070,000.00
	3.12.2.3.2 โซเดียมซิลิเคต (Sodium Silicate)	-	155,040	ลิตร	22.00	3,410,880.00

รูปที่ 5-11 การวัดปริมาณงานและการจ่ายงาน Consolidation Grouting

ที่มา : กรมชลประทาน บริษัท อิตาเลียนไทย ดีเวล๊อปเมนต์ จำกัด (มหาชน), (2558)เอกสารแนบท้ายสัญญา ผนวก 3 ใบแจ้งปริมาณงานและราคา.

เมื่อพิจารณาตามภาพที่ 5-11 สรุปได้ดังนี้

(1) ใบแจ้งปริมาณงานและราคาตามสัญญา มีรายการสำหรับงานอัดฉีดสารเคมีให้ทั้ง Advance Grouting และ Consolidation Grouting ซึ่งกำหนดชนิดของสารเคมีเป็น sodium silicate

(2) sodium silicate วัสดุสารเคมีของรายการ Advance Grouting และ Consolidation grouting มีราคาวัสดุรวมแล้วน้อยกว่าปูนซีเมนต์มาก ซึ่งสอดคล้องกับข้อพิจารณา 1 ตามข้อ 2.2.1 งานหลักของงานอัดฉีดของผสมที่ต้องดำเนินการเป็นงานอัดฉีดน้ำปูน ไม่ใช่งานอัดฉีดของผสมอื่น (สารเคมี)

2.3) ข้อสรุปเพิ่มเติมจากเงื่อนไขและข้อกำหนดตามสัญญา

เมื่อพิจารณาภาพรวมของหลักปฏิบัติ การวัดปริมาณงานและการเบิกจ่ายเงินที่ระบุในรายการรายละเอียดด้านวิศวกรรม และใบแจ้งปริมาณงานและราคาตามสัญญา สามารถพิจารณาข้อสรุปเพิ่มเติมได้ดังนี้

2.3.1) การใช้สารเคมี คือ sodium silicate เพื่อลดปริมาณไหลเข้ามาในอุโมงค์ของน้ำใต้ดิน โดยทำให้น้ำปูนแข็งตัวเร็วขึ้น ระบุให้ใช้ได้ทั้งงานอัดฉีดน้ำปูนเพิ่มคุณภาพมวลหิน (Consolidation Grouting) และงานอัดฉีดน้ำปูนล่วงหน้า (Advance Grouting) โดยสัญญากำหนดวิธีการใช้และการตรวจวัดปริมาณงานที่ชัดเจน

กรณีพิจารณาวิธีการตรวจวัดตามข้อ (2) ของการวัดปริมาณงานและการจ่ายเงินตามสัญญางาน Advance Grouting หัวข้อ (ข) สารเคมี จะต้องแปลงหน่วยของการตรวจวัดจาก “ ลิตร (ของเหลว) ” เป็น “ ลิตร (แห้ง) ” หรือไม่นั้น จะต้องศึกษาและวิเคราะห์ข้อมูลเพิ่มเติมในหัวข้อที่ “ 2.4) ข้อมูลทางด้านเทคนิคงานอัดฉีดของผสม และเอกสารการคำนวณปริมาณงานตามรายงานสำรวจ - ออกแบบ ” ต่อไป

2.3.2) การใช้สารเคมีต้องได้รับอนุมัติจากผู้ว่าจ้างก่อน

2.3.3) กรณีการใช้ sodium silicate ล้วนๆ แต่เพียงรายการเดียว ตามเงื่อนไขและข้อกำหนดตามสัญญาไม่ได้ระบุว่าให้ใช้ได้ และเอกสารแนบท้ายสัญญา ผนวก 2 รายการรายละเอียดด้านวิศวกรรม กำหนดให้ใช้เป็น admixture หรือ additive ในน้ำปูน

ทั้งนี้ เพื่อให้มีความชัดเจนในการแก้ไขปัญหางานอัดฉีดของผสม (Grouting) เพื่อจัดการน้ำใต้ดินของงานอุโมงค์ส่งน้ำช่วงแม่งัด - แม่กวง สัญญาที่ 1 ผู้ขอรับการประเมินได้พิจารณาศึกษา และวิเคราะห์ข้อมูลทางด้านเทคนิคและ เอกสารการคำนวณปริมาณงานตามรายงานสำรวจ - ออกแบบ เพิ่มเติม เพื่อพิจารณาเกี่ยวกับการใช้และการคำนวณปริมาณงานสารเคมีชนิด sodium silicate

2.4) ข้อมูลทางด้านเทคนิคงานอัดฉีดของผสม และเอกสารการคำนวณปริมาณงานตามรายงานสำรวจ - ออกแบบ

2.4.1) การใช้ sodium silicate เป็น admixture หรือ additive

TABLE 7.3 Set Time of Cement-Sodium Silicate Mixtures

Cement-Silicate Ratio by Volume	Time of Set	Typical Usage
1:1	1 to 10 seconds	Controlling flowing water
10:1	1 to 10 minutes	Water control/limiting grout mobility
30:1	10 to 20 minutes	Compounding rapid-setting cement grout
50:1	30 to 60 minutes	

รูปที่ 5-12 เวลาการแข็งตัวของการผสม Cement และ Sodium Silicate

ที่มา : James Warner, (1935) Practical Handbook of Grouting : Soil, Rock, and Structures

จากรูปที่ 5-12 จะเห็นว่าสัดส่วนสูงสุดที่ sodium silicate เมื่อนำมาผสมเข้ากับน้ำปูนเป็นสารอัดฉีด ด้วยสัดส่วน Cement : Silicate ที่ 1:1 โดยปริมาตร จะสามารถทำให้สารผสมแข็งได้ภายใน 1 - 10 วินาที

ดังนั้น จึงไม่มีความจำเป็นที่จะต้องมีการใช้วิธีการอัดฉีดของผสม (Grouting) ด้วยโซเดียมซิลเคตล้วนสำหรับการอัดฉีดของผสมในมวลดินที่มีช่องว่างขนาดเล็กมากๆ ซึ่งหากเป็นโพรง รอยแตกในมวลหินและมีน้ำไหลในปริมาณมากแล้ว ช่องว่างที่มีอยู่จะมีขนาดใหญ่เพียงพอ สำหรับทำการอัดฉีดด้วยส่วนผสมของ Cement-sodium silicate เพื่อหยุดน้ำไม่ให้ไหลได้

2.4.2) การวัดปริมาณ-การเบิกจ่าย sodium silicate กรณีที่ใช้เป็น admixture หรือ additive ตามข้อกำหนดของสัญญา

จากรูปที่ 5-10 รายการรายละเอียดด้านวิศวกรรมตามสัญญา ให้จ่ายตามปริมาณมวลรวมที่แห้ง ก่อนการผสมกับน้ำ โดยมีหน่วยเป็น ลิตร ซึ่งหมายถึง sodium silicate ที่แห้ง โดยsodium silicate แห้งโดยทั่วไปมีหน่วยน้ำหนักที่ 1.40 - 1.41 กรัมต่อลูกบาศก์เซนติเมตร (g/cm^3 ,1 ลิตร จึงหนักประมาณ 1.4 กิโลกรัม)

ทั้งนี้ หากมีการนำมาใช้งานอยู่ในรูปของของเหลว จึงมีความจำเป็นต้องทราบสัดส่วนของ sodium silicate ที่แห้ง เพื่อใช้ในการคำนวณปริมาณวัสดุที่ใช้งานให้ถูกต้อง นั่นคือ การแปลงค่าปริมาณ sodium silicate ในรูปของเหลวให้เป็นปริมาณแห้ง สามารถทำได้โดยการพิจารณาค่าต่างๆ ที่กำหนดในมาตรฐานหรือใบรับรองสินค้าของผู้ผลิต sodium silicate

2.4.3) มาตรฐานการผลิต/จำหน่าย และข้อมูลตามใบรับรองสินค้าของผู้ผลิตโซเดียมซิลิเคต (Sodium Silicate)

sodium silicate มีผลิตและจำหน่ายอยู่ใน 2 รูปแบบ คือ ในรูปของผลึกหรือผงของแข็ง (sodium silicate anhydrous) และในรูปของของเหลว (sodium silicate solution-

water glass) ดังนั้น water glass ที่ผลิตออกจากโรงงาน จึงมีน้ำ (H_2O) ผสมอยู่ด้วยเสมอจำนวนหนึ่ง อย่างน้อยก็อยู่ระหว่าง 40 - 60% โดยน้ำหนัก ในสภาพของน้ำด่างตัวแปรที่กำหนดความเข้มข้นของ sodium silicate เรียกว่า silica : alkali weight ratio หรือ mole ratio คือสัดส่วนของโมเลกุลของ SiO_2 : Na_2O โดยทั่วไปมีค่าระหว่าง 4.0 ถึง 0.4 ซึ่งผู้ผลิตและจำหน่ายทั่วไปจะมีรายละเอียด หรือใบรับรองด้านคุณสมบัติ จะแสดงค่า mole ratio นี้ให้เสมอ ตามตัวอย่าง ใบรับรองสินค้าของผู้ผลิตและจำหน่ายในประเทศไทยดังแสดงในรูปที่ 5-13

SODIUM SILICATE PRODUCT CERTIFICATE

CHARACTERISTIC	SPECIFIED VALUE	RESULTS
Appearance	Slightly Grey Liquid	Slightly Grey Liquid
Total Alkaline (as % Na2O)	13.1 - 14.5	14.33
Silicon Content (as % SiO2)	31.4 - 33.0	32.41
Mole Ratio	2.2 - 2.5	2.34
Sp.Gr (at 30oC)	1.50 - 1.54	1.538
Baume'	48.0 - 52.0	50.72
Viscosity ,cps.	0 - 900	377
Total Solid,%	44.5 - 47.5	46.74

Packing 30 KG. , 250 KG./Drum

รูปที่ 5-13 ตัวอย่าง ใบรับรองสินค้าของผู้ผลิตและจำหน่ายในประเทศไทย

ที่มา : ห้างหุ้นส่วนจำกัด วี – รีนเคมีคอล, (2562).โซเดี่ยมซิลิเกต (Sodium Silicate), (http://www.wee-rinchem.co.th/-(Sodium-Silicate).html).

ทั้งนี้ ผลิตภัณฑ์ที่มีใบรับรองสินค้ากำหนดค่า mole ratio จะสามารถคำนวณสัดส่วน sodium silicate แห้งได้ หรือบางผลิตภัณฑ์จะแสดงค่าเปอร์เซ็นต์ SiO_2 และ Na_2O โดยตรง ดังนี้

จากตัวอย่างใบรับรองสินค้าตามรูปที่ 5-13

mole ratio	=	2.34	
total alkaline(%Na_2O)	=	14.33	..... (1)
silicon content (% SiO_2)	=	32.41	..... (2)
total solid% = (1)+(2)	=	46.74 (ส่วนที่เป็นของแข็ง)	..... (3)
ดังนั้น จะมี %H_2O = 100-(3)	**=**	**53.26 (ส่วนที่เป็นน้ำ)**	
หรือมีเนื้อ sodium silicate แห้ง : น้ำ เท่ากับ		**46.74 : 53.26**	

2.4.4) ปริมาณงานอัดฉีดของผสม (Grouting) ตามรายงานสำรวจ - ออกแบบ

ปริมาณงานอัดฉีดน้ำปูนล่วงหน้า (Advance Grouting) ของทั้งสัญญางานอุโมงค์ส่งน้ำช่วงแม่งัด - แม่กวง สัญญาที่ 1 กำหนดมาจากข้อมูลของประเภทหิน Rock Mass Type (RMT) ซึ่งประเมินมาจากรอยแตก หรือรอยเลื่อน จากแผนที่ธรณีวิทยาที่บริษัทสำรวจ - ออกแบบดำเนินการสำรวจ

ด้านธรณีวิทยา โดยตามเล่มรายละเอียดการคำนวณปริมาณงานและราคาค่าก่อสร้าง จากรายงานสำรวจ - ออกแบบ มีปริมาณงานอัดฉีดน้ำปูนล่วงหน้า จำนวน 2,270 เมตร นอกจากนั้นยังระบุช่วงของงานขุดระเบิดอุโมงค์ที่ต้องดำเนินการงานอัดฉีดน้ำปูนล่วงหน้า รายละเอียดตามภาคผนวก ก. ปริมาณดังกล่าวแสดงให้เห็นว่าเป็นการประเมินปริมาณจากข้อมูลประเภทหินตามที่ได้อธิบายข้างต้น โดยส่วนใหญ่หินประเภท (RMT) 4F, 5F 8Q, 8S จะระบุให้ดำเนินการงานอัดฉีดน้ำปูนล่วงหน้า และจะเพิ่มเติมให้ดำเนินการในหินประเภทอื่น ถึงแม้ข้อมูลประเภทหินจะแสดงว่าเป็นหินนอกเหนือจาก 4 ประเภทดังกล่าว โดยจะดำเนินในช่วงลอดผ่านหมู่บ้านหรือแหล่งชุมชน และรวมถึงแหล่งน้ำธรรมชาติ

สำหรับปริมาณงานอัดฉีดน้ำปูนเพิ่มคุณภาพมวลหิน (Consolidation Grouting) ของงานอุโมงค์ส่งน้ำช่วงแม่งัด - แม่กวง สัญญาที่ 1 กำหนดตามข้อมูล Geotechnical unit ซึ่งเป็นค่าตัวแปรสมมุติที่กำหนดขึ้นเพื่ออธิบายลักษณะธรณีวิทยาเทคนิกทั้งหินและน้ำใต้ดิน รวมถึงวิธีทำงานเบื้องต้นในช่วงอุโมงค์ส่งน้ำที่ต้องการอธิบาย เช่น Unit 1 : เป็นช่วงทางเข้าอุโมงค์ ถึง อุโมงค์ส่งน้ำ กม.1.00 งานอุโมงค์ส่งน้ำแม่งัด - แม่กวง

ทั้งนี้ ปริมาณงานอัดฉีดน้ำปูนเพิ่มคุณภาพมวลหิน ตามเล่มรายงานการออกแบบเบื้องต้น (Tender Design) ของบริษัทที่ปรึกษาสำรวจ - ออกแบบ มีจำนวน 3,190 เมตร (คำนวณเฉพาะ Geotechnical unit 1-5) ดังแสดงในรูปที่ 5-14

Item	Geotechnical unit								
	1	2	3	4	5	6	7	8	total
length consolidation grouting (m)	220	870	230	1680	190	560	660	910	5320
drill holes f. cons./sealing grouting (m)	1800	7000	1900	13500	1600	4500	5300	7300	42900
quantity cement cons. grouting (to)	600	2300	600	4400	500	1500	1800	2400	14100
length contact grouting (m)	0	0	0	130	260	715	845	1210	3160
quantity cement contact grouting (to)	0	0	0	100	200	300	400	500	1500
drainage drillings (No)	0	2	1	21	1	2	4	1	32
drainage drill holes (m)	0	300	200	2600	200	300	500	200	4300

รูปที่ 5-14 ปริมาณงาน Consolidation Grouting (หน่วย : เมตร) และงานอื่นๆ ตามรายงาน Tender Design

ที่มา : Gruppe Geotechnik Graz ZT GmbH (3G), (2005).Tender Design Stage

จากรูปที่ 5-14 การพิจารณาปริมาณงานในช่วง Geotechnical unit เฉพาะ Unit 1 - 5 เนื่องจาก Unit ดังกล่าวอยู่ในช่วงงานอุโมงค์ส่งน้ำช่วงแม่งัด - แม่กวง สัญญาที่ 1 โดยตามเล่มรายงานรายละเอียดการออกแบบ (Datail Design) ของบริษัทสำรวจ-ออกแบบ แสดงช่วงของการขุดระเบิดและขุดเจาะอุโมงค์ คือ Unit 1 : ทางเข้าอุโมงค์ - กม.1.00 , Unit 2 : กม.1.00 - 5.00 , Unit 3 : กม.5.00 - 6.50 , Unit 4 : กม.6.50 - 11.30 และ Unit 5 : กม.11.30 - 12.50 มีรายละเอียดที่มาของ Geotechnical unit ตามรายงาน Mae - Ngad Mae - Kung Tunnel Project Detailed Design Stage ของบริษัทที่ปรึกษาสำรวจ - ออกแบบตามภาคผนวก ข.

3) การตรวจสอบและวิเคราะห์การจัดการน้ำใต้ดินของผู้รับจ้าง

3.1) การปฏิบัติงานอัดฉีดน้ำปูนล่วงหน้า (Advance Grouting) ของผู้รับจ้าง บริเวณลอดอ่างเก็บน้ำห้วยแม่ประจุ๋ม งานอุโมงค์ส่งน้ำช่วงแม่งัด - แม่กวง สัญญาที่ 1

สืบเนื่องจากการทำงานอัดฉีดน้ำปูนล่วงหน้า (Advance Grouting) ของผู้รับจ้าง บริเวณลอดอ่างเก็บน้ำห้วยแม่ประจุ๋ม งานอุโมงค์ส่งน้ำช่วงแม่งัด - แม่กวง สัญญาที่ 1 เป็นช่วงที่ผู้ขอรับการประเมินยังไม่ได้มาปฏิบัติหน้าที่ การตรวจสอบและวิเคราะห์การจัดการน้ำใต้ดินของผู้รับจ้างบริเวณดังกล่าว จึงได้พิจารณาจากเอกสารที่เกี่ยวข้อง โดยผู้ขอรับการประเมินได้พิจารณาจากเอกสารวิธีการทำงาน (Method Statement) งานอัดฉีดน้ำปูนล่วงหน้า (Advance Grouting) บริเวณช่วงลอดผ่านอ่างเก็บน้ำห้วยแม่ประจุ๋มช่วง กม.6+480 ถึง กม.6+260 เมื่อวันที่ 1 มีนาคม 2561 ของผู้รับจ้างที่ได้เสนอที่ปรึกษาควบคุมงานและคณะกรรมการตรวจการจ้าง รายละเอียดตามภาคผนวก ค. โดยขอแสดงเฉพาะในส่วนประเด็นที่เกี่ยวข้อง ดังแสดงในรูปที่ 5-15

จากรูปที่ 5-15 วิธีการอัดฉีดของผสม (Grouting) แบบ Single Stage คือ การอัดฉีดของผสมครั้งเดียวผ่านการเจาะหลุม 1 ครั้งตลอดความยาวที่ต้องการ ซึ่งจะสามารถทำได้เมื่อสภาพธรณีวิทยาดี เช่น หินดีมีความแข็งแรง แรงดันน้ำใต้ดินต่ำ จะทำให้การเจาะหลุมไม่พัง ก้านเจาะไม่ติด

กรณีสภาพธรณีวิทยาไม่ดี เช่น หินไม่ดี มีแรงดันน้ำใต้ดินสูงตาม Method Statement ของผู้รับจ้าง จะทำการอัดฉีดของผสมแบบ Multi-stage คือ การอัดฉีดของผสมผ่านการเจาะหลุมและทำการอัดฉีดของผสมหลายครั้ง เพื่อไม่ให้หลุมเจาะที่ลึกนั้นพังและก้านเจาะอาจติดอยู่ในหลุมทำให้ไม่สามารถนำออกมาได้ จึงต้องทำการอัดฉีดของผสมเป็นระดับๆไป เพื่อเพิ่มความแข็งแรงให้มวลหิน โดย Multi-stage ยังสามารถแบ่งออกเป็น 2 ประเภท คือ Upstage Grouting และ Downstage Grouting

Upstage Grouting คือ การอัดฉีดของผสมจากด้านล่างหรือก้นหลุมขึ้นมาด้านบนของหลุมเจาะ (แนวระดับ) หรือจากส่วนลึกก้นหลุมไล่อัดฉีดจนถึงปากหลุมเจาะ (แนวราบ) เช่น ต้องการอัดฉีดของผสมในหลุมที่ลึก 9 เมตร ให้เจาะหลุมลึก 9 เมตร นำ Packer ติดตั้งที่ความลึก 6 เมตร แล้วอัดฉีดของผสมช่วงความลึก 6 - 9 เมตร เมื่อเสร็จแล้ว ให้ย้าย Packer ไปติดตั้งที่ความลึก 3 เมตร แล้วอัดฉีดของผสมช่วงความลึก 3 - 6 เมตร และสุดท้ายนำ Packer ติดตั้งที่ปากหลุม แล้วอัดฉีดของผสมช่วงความลึก 0 - 6 เมตร ดังแสดงในรูปที่ 5-16 โดยในกรณี Downstage Grouting จะกลับกัน คือ การอัดฉีดจากด้านบนของหลุมเจาะลงไปก้นหลุม (แนวระดับ) หรือจากปากหลุมอัดฉีดเข้าไปจนถึงส่วนลึกที่ก้นหลุมเจาะ (แนวราบ) เช่น ต้องการอัดฉีดของผสมในหลุมที่ลึก 9 เมตร ให้เจาะหลุมลึก 3 เมตร นำ Packer ติดตั้งที่ปากหลุม แล้วอัดฉีดของผสมช่วงความลึก 0 - 3 เมตร รอให้ของผสมแข็งตัว จึงเจาะหลุมซ้ำหลุมเดิมให้ได้ความลึก 6 เมตร นำ Packer ติดตั้งที่ความลึก 3 เมตร แล้วอัดฉีดของผสมช่วงความลึก 3 - 6 เมตร รอให้ของผสมแข็งตัว จึงเจาะหลุมซ้ำหลุมเดิมให้ได้ความลึก 9 เมตร นำ Packer ติดตั้งที่ความลึก 6 เมตร แล้วอัดฉีดของผสมช่วงความลึก 6 - 9 เมตร ดังแสดงในรูปที่ 5-17

2. ขั้นตอนงานอัดฉีดน้ำปูนเพิ่มคุณภาพมวลหินล่วงหน้า หรือ Advance Grouting

2.1 Advance grouting เพื่อเพิ่มความแข็งแรงของมวลหิน บริเวณด้านหน้าอุโมงค์หรือเพื่อลดการไหลเข้ามาในอุโมงค์ของน้ำใต้ดิน

2.2 เจาะหลุมลึกเข้าไปในชั้นหินประมาณ 8.0 - 16.0 เมตร

2.3 Grout แบบ Single stage ผ่าน Packer หรือถ้าสภาพธรณีวิทยาเหมาะสมอาจทำแบบ Multi-stage grouting ก็ได้

2.4 ถ้าสภาพธรณีวิทยาไม่เหมาะสมกับการใช้ Packer ให้ใช้เทคนิค Stand pipe (PVC/Steel pipe) grouting (ตามเอกสารอ้างอิง)

2.5 ถ้าสภาพธรณีวิทยาไม่เหมาะสมกับการใช้ Packer และ Stand pipe ให้ใช้เทคนิค Pipe Roof grouting (ตามเอกสารอ้างอิง)

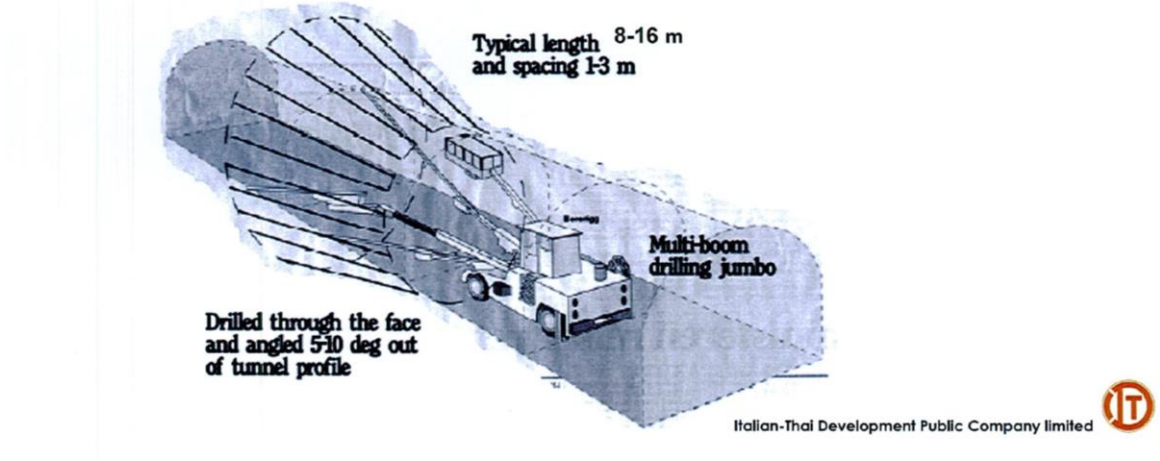
2.6 อัตราส่วนผสมของ Cement grouting ผสมปูนซีเมนต์และน้ำในถังผสม อัตราส่วนปูนซีเมนต์ 100 กก.ต่อน้ำ 70 ลิตร (W/C Ratio ไม่เกิน 0.7) อาจเพิ่ม Admixture ได้ ในกรณีที่อัดฉีดน้ำปูนเพื่อลดปริมาณการไหลเข้ามาในอุโมงค์ของน้ำใต้ดิน หรืออาจเพิ่ม Filler หรือสารเคมี เพื่อทำให้น้ำปูนแข็งตัวได้เร็วขึ้น

2.7 อัตราส่วนผสมของ Chemical grouting ต่อ Cement grouting แบบ 1:1 (Two Component) อัตราส่วนสามารถปรับเปลี่ยนได้ตามความเหมาะสมสามารถเลือกใช้ Mix Ratio ในหัวข้อที่ 4.) ใช้ในกรณีที่มีแรงดันน้ำสูง น้ำใต้ดินปริมาณมากและหินแย่แตกมาก RQD ต่ำ

2.8 Grout โดยใช้แรงดัน 20-50 bar+Water pressure แต่ไม่เกิน 5 MPa (50 bar.)

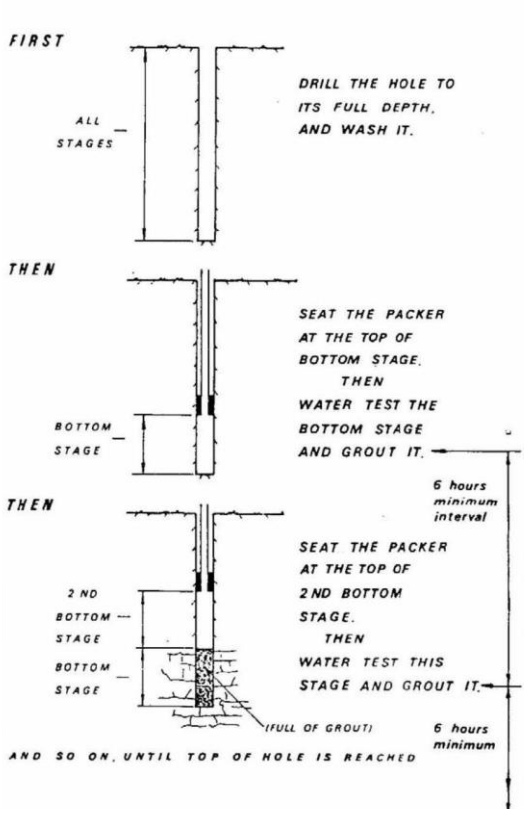
2.9 เมื่อ Grout เสร็จแล้วจะต้องทิ้ง Packer ไว้เพื่อรักษาระดับแรงดันเอาไว้จนกระทั่งน้ำปูนเริ่มแข็งตัว (Initial Set) กรณีใช้ Stand pipe Technic ให้ฝังท่อสำหรับอัดฉีดเข้าไปทิ้งไว้ในหลุม

2.10 จะหยุดGrout เมื่อน้ำใต้ดินไม่เป็นอุปสรรคต่อการก่อสร้างและสามารถติดตั้งค้ำยันได้สมบูรณ์ เช่น งานอัดระเบิด งานติดตั้งสลักยึดหิน และงานพ่นคอนกรีต หากไม่สามารถทำให้ปริมาณน้ำใต้ดินลดลงได้ ควรทำการเจาะและดำเนินงานอัดฉีดของผสมล่วงหน้าหลุม Secondary, Tertiary เพิ่มเติม



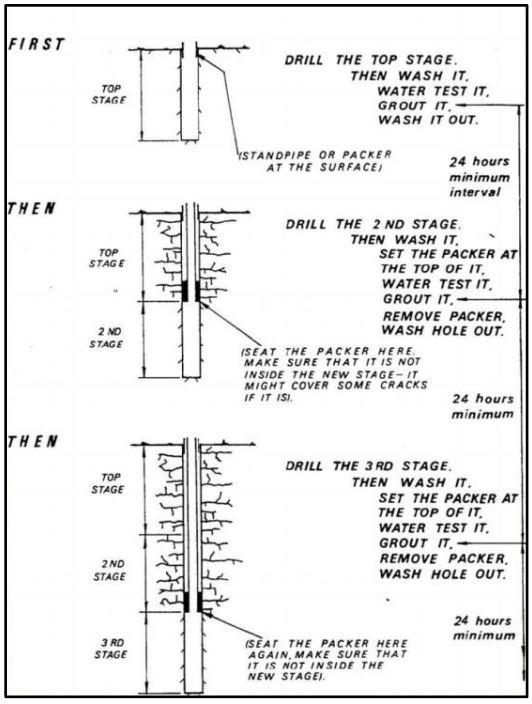
รูปที่ 5-15 Method Statement งานอัดฉีดน้ำปูนล่วงหน้าของผู้รับจ้าง

ที่มา : กรมชลประทาน บริษัท อิตาเลียนไทย ดีเวล๊อปเมนต์ จำกัด (มหาชน), (2561).วิธีการดำเนินงานอัดฉีดของผสมล่วงหน้า (Method Statement of Advance Grouting).



รูปที่ 5-16 วิธีอัดฉีดของผสม Multi-Stage Grouting แบบ Upstage Grouting

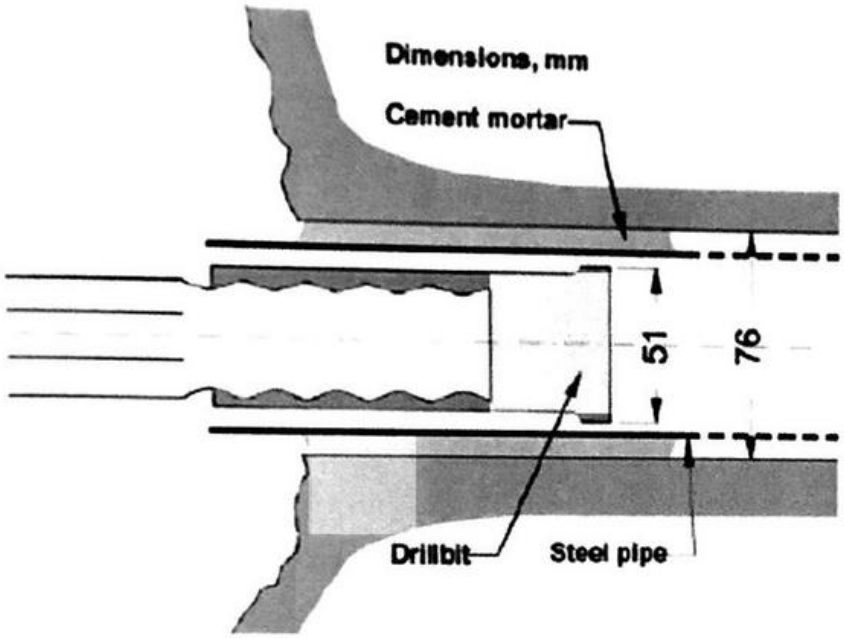
ที่มา : Jines(Thailand) Co., (2018). Grouting for Tunneling and Hydraulic Structures, เอกสารนำเสนอ.



รูปที่ 5-17 วิธีอัดฉีดของผสม Multi-Stage Grouting แบบ Downstage Grouting

ที่มา : Jines(Thailand) Co., (2018). Grouting for Tunneling and Hydraulic Structures, เอกสารนำเสนอ.

และหากเป็นกรณีที่สภาพธรณีวิทยาไม่เหมาะสมกับการใช้ Packer เนื่องจากหินไม่ดี หรือแรงดันน้ำใต้ดินสูง ทำให้ปากหลุมพัง หรือผนังหลุมที่ความลึกต่างๆ ไม่เรียบ ไม่สามารถติดตั้ง Packer ได้อย่างมีประสิทธิภาพ ผู้รับจ้างจะใช้เทคนิค Stand Pipe ก่อน เพื่อให้สามารถติดตั้ง Packer ได้อย่างมีประสิทธิภาพ โดย Stand Pipe จะเป็นการใช้ท่อ PVC หรือ Steel Pipe มีวิธีการปฏิบัติ คือ ทำการเจาะหลุมความลึกตามที่ต้องการอัดฉีดของผสม ด้วยดอกเจาะที่มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางใหญ่กว่า Stand Pipe เพื่อให้สามารถสอด Stand Pipe เข้าไปภายในหลุมที่เจาะแล้วได้ ทำการอัดฉีดของผสมโดยของผสมจะเข้าไปในบริเวณวงแหวนช่องว่างระหว่าง Stand Pipe กับผนังหลุม จนเห็นของผสม ล้นกลับออกมาที่ปากหลุม เมื่อของผสมที่อัดฉีดรอบ Stand Pipe แข็งตัว จึงทำการเจาะด้วยดอกเจาะขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางเล็กกว่า Stand Pipe เพื่อเพิ่มความลึกจนถึงระยะที่กำหนด ดังแสดงในรูปที่ 5-18



รูปที่ 5-18 การใช้ Stand Pipe กรณีหินไม่ดีหลุมเจาะไม่แข็งแรง

ที่มา : BASF, (2011). Pre Excavation Grouting in Rock Tunneling

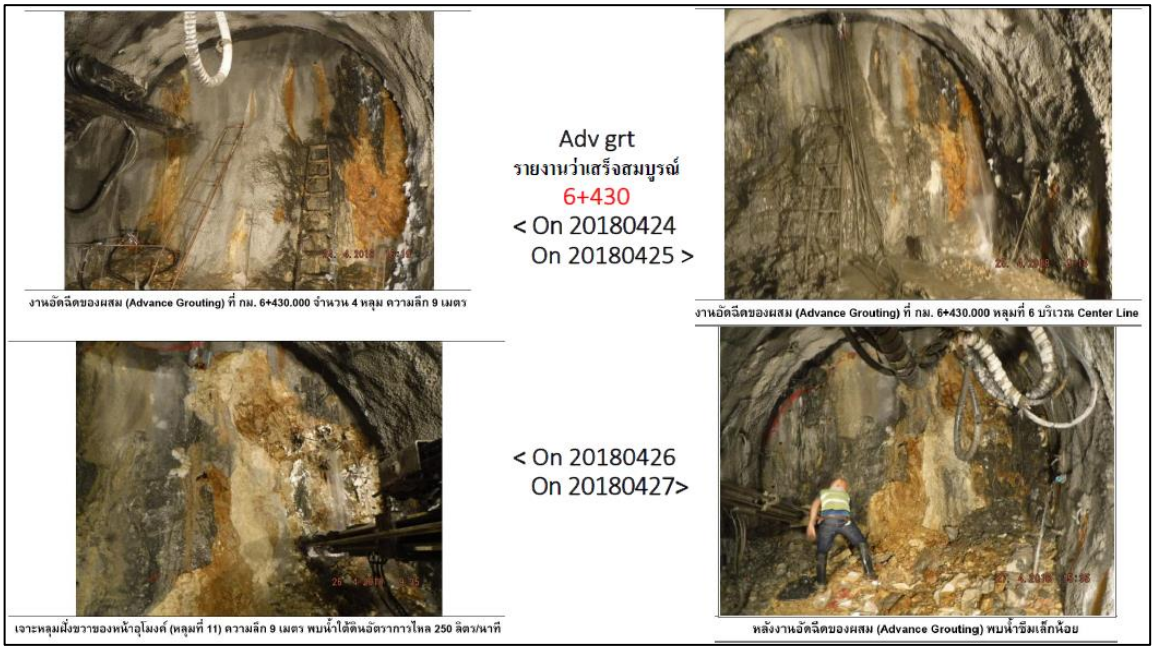
และกรณีที่สุดท้าย หากสภาพธรณีวิทยาไม่เหมาะสมกับการใช้ Packer และ Stand Pipe ผู้รับจ้างเสนอจะใช้วิธี Pipe Roof Grouting ซึ่งเป็นวิธีการเดียวกันกับการทำค้ำยันล่วงหน้า (Forepoling) ตามแนวยาวของอุโมงค์ก่อนที่จะทำการขุดระเบิดอุโมงค์ในรอบถัดไป

จากขั้นตอนปฏิบัติงาน (Method Statement) ผู้รับจ้างได้ปฏิบัติงานอัดฉีดน้ำปูนล่วงหน้า (Advance grouting) บริเวณลอดอ่างเก็บน้ำห้วยแม่ประจุ๋มช่วง กม.6+480 ถึง กม.6+260 ดังแสดงในรูปที่ 5-19 ถึง รูปที่ 5-22



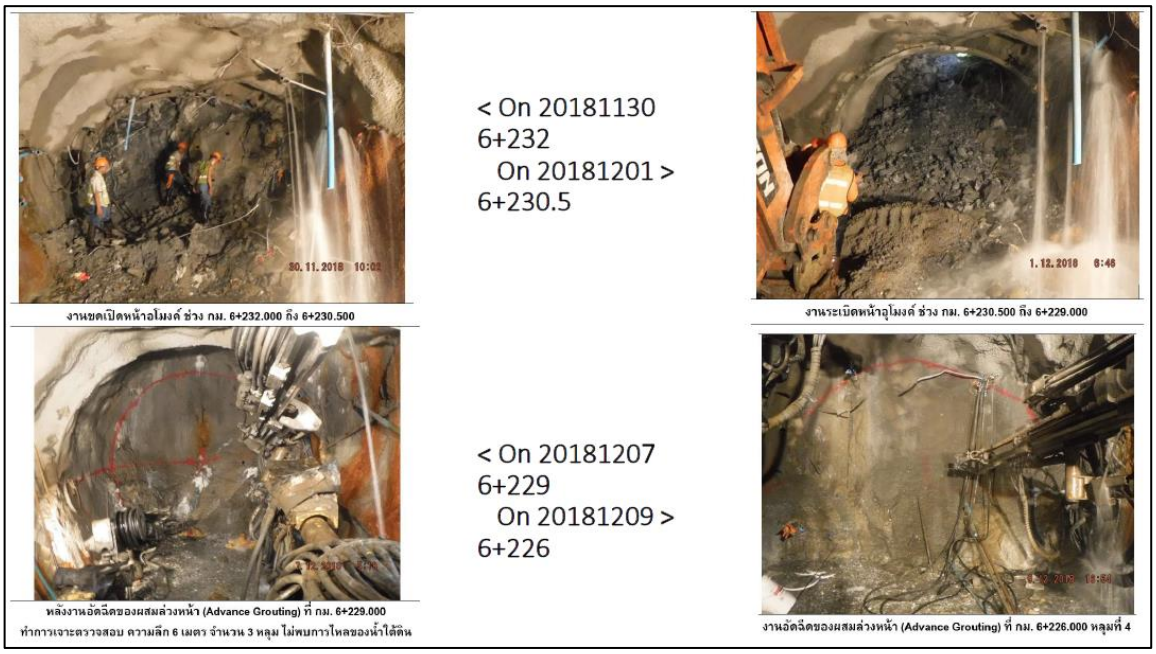
รูปที่ 5-19 งานอัดฉีดน้ำปูนล่วงหน้าบริเวณช่วง กม.6+434.5 ถึง กม.6+431.5

ที่มา : บริษัท ปัญญา คอนซัลแตนท์ จำกัด บริษัท พี แอนด์ ซี แมเนจเมนท์ จำกัด บริษัท สามารถ เอ็นจิเนียริ่ง คอนซัลแตนส์ จำกัด และบริษัท พิสุทธิ์ เทคโนโลยี จำกัด, 19 มกราคม (2562). ตรวจสอบเอกสารงาน Grout กบ.1 ครั้งที่ 45 & 46 , เอกสารนำเสนอ



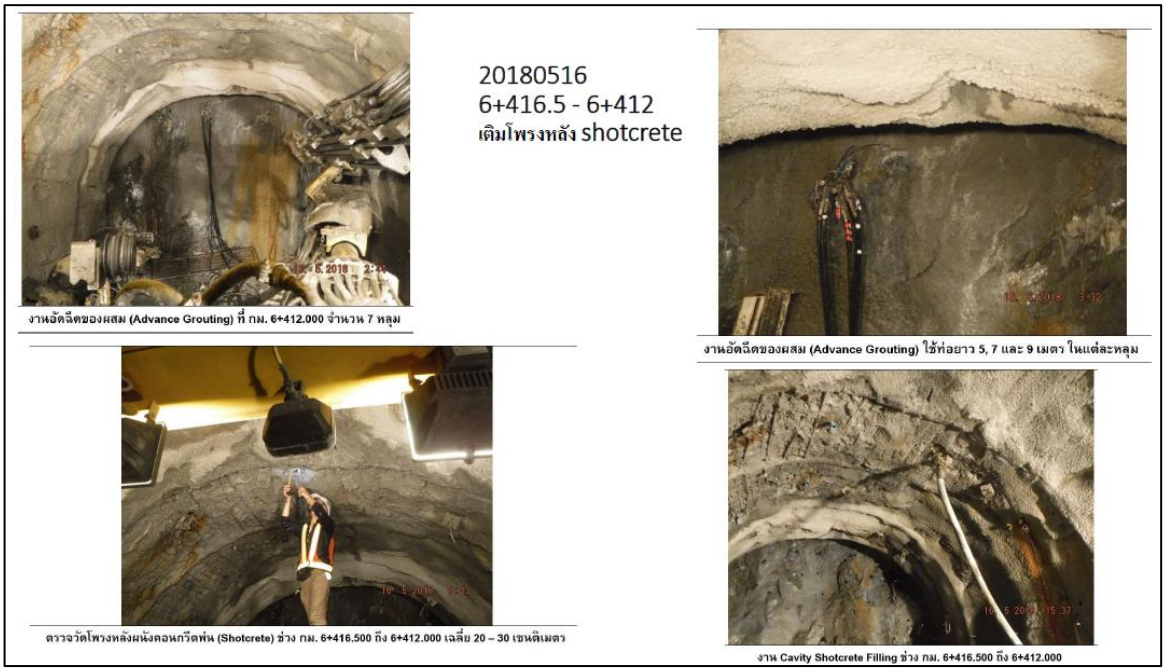
รูปที่ 5-20 งานอัดฉีดน้ำปูนล่วงหน้าบริเวณช่วง กม.6+430

ที่มา : บริษัท ปัญญา คอนซัลแตนท์ จำกัด บริษัท พี แอนด์ ซี แมเนจเมนท์ จำกัด บริษัท สามารถ เอ็นจิเนียริ่ง คอนซัลแตนส์ จำกัด และบริษัท พิสุทธิ์ เทคโนโลยี จำกัด, 19 มกราคม (2562). ตรวจสอบเอกสารงาน Grout กบ.1 ครั้งที่ 45 & 46 , เอกสารนำเสนอ



รูปที่ 5-21 งานอัดฉีดน้ำปูนล่วงหน้าช่วง กม.6+232 , กม.6+230.5,กม.6+229 และ กม.6+226

ที่มา : บริษัท ปัญญา คอนซัลแตนท์ จำกัด บริษัท พี แอนด์ ซี แมเนจเมนท์ จำกัด บริษัท สามารถ เอ็นจิเนียริ่ง คอนซัลแตนส์ จำกัด และบริษัท พิสุทธิ์ เทคโนโลยี จำกัด, 19 มกราคม (2562). ตรวจสอบเอกสารงาน Grout กบ.1 ครั้งที่ 45 & 46 , เอกสารนำเสนอ.



รูปที่ 5-22 งานอัดฉีดน้ำปูนล่วงหน้าบริเวณช่วง กม.6+416.5 ถึง กม. 6+412

ที่มา : บริษัท ปัญญา คอนซัลแตนท์ จำกัด บริษัท พี แอนด์ ซี แมเนจเมนท์ จำกัด บริษัท สามารถ เอ็นจิเนียริ่ง คอนซัลแตนส์ จำกัด และบริษัท พิสุทธิ์ เทคโนโลยี จำกัด, 19 มกราคม (2562). ตรวจสอบเอกสารงาน Grout กบ.1 ครั้งที่ 45 & 46 , เอกสารนำเสนอ.

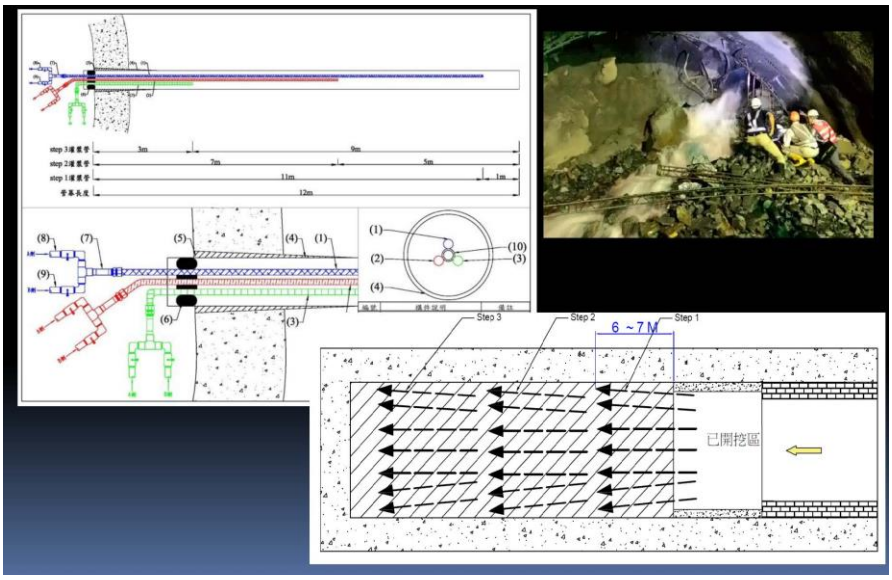
งานอัดฉีดน้ำปูนล่วงหน้าบริเวณลอดอ่างเก็บน้ำห้วยแม่ประจุ๋มดังแสดงในรูปที่ 5-19 ถึง รูปที่ 5-22 เมื่อพิจารณาเอกสารรายงานความก้าวหน้าประจำเดือน (กบ.1) มีปริมาณการใช้วัสดุของผสม คือ ปูนซีเมนต์และ sodium silicate เป็นจำนวนมากดังแสดงในตารางที่ 5-1

ตารางที่ 5-1 แสดงปริมาณวัสดุของผสมตามรายงานความก้าวหน้าประจำเดือน (กบ.1)

ที่	รายงานความก้าวหน้าประจำเดือน (กบ.1)	ปูนซีเมนต์ (ตัน)	sodium silicate (ลิตร)
1	กบ.ครั้งที่ 36 (6 ก.พ.61 - 7 มี.ค.61)	88.610	26,499.800
2	กบ.ครั้งที่ 37 (8 มี.ค.61 - 6 เม.ย.61)	53.376	23,568.000
3	กบ.ครั้งที่ 38 (7 เม.ย.61 – 6 พ.ค.61)	105.473	80,044.000
4	กบ.ครั้งที่ 39 (7 พ.ค.61 – 5 มิ.ย.61)	191.772	85,321.200
5	กบ.ครั้งที่ 40 (6 มิ.ย.61 – 5 ก.ค.61)	81.559	37,226.000
6	กบ.ครั้งที่ 41 (6 ก.ค.61 – 4 ส.ค.61)	73.250	48,670.000
7	กบ.ครั้งที่ 42 (5 ส.ค.61 – 3 ก.ย.61)	43.785	10,140.000
8	กบ.ครั้งที่ 43 (4 ก.ย.61 – 3 ต.ค.61)	92.706	19,029.000
9	กบ.ครั้งที่ 44 (4 ต.ค.61 – 2 พ.ย.61)	65.575	31,250.000

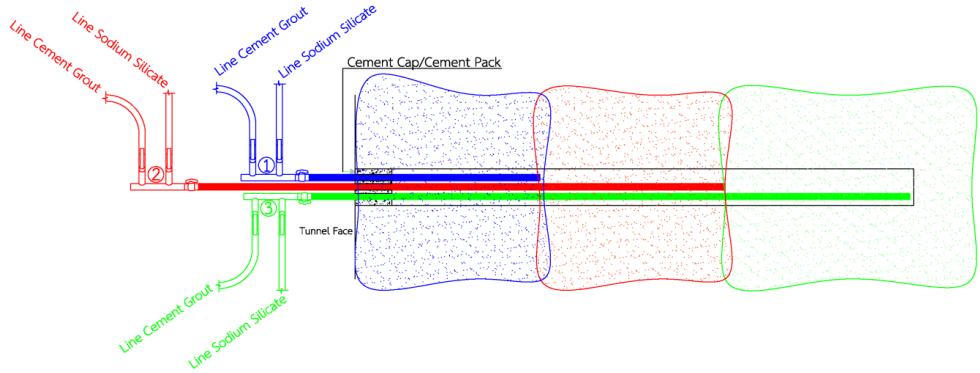
3.2) การปฏิบัติงานอัดฉีดน้ำปูนล่วงหน้า (Advance Grouting) ของผู้รับจ้างงานอุโมงค์ส่งน้ำช่วงแม่งัด - แม่กวง สัญญาที่ 1 กม.6+059

เพื่อให้เกิดความชัดเจนในการทำงานอัดฉีดน้ำปูนล่วงหน้า (Advance Grouting) ของผู้รับจ้าง ผู้ขอรับการประเมินและผู้เชี่ยวชาญด้านธรณีวิทยา ได้ศึกษาและตรวจสอบการทำงานในสนามของ ผู้รับจ้างในช่วงอุโมงค์ส่งน้ำแม่งัด - แม่กวง กม.6+059 ซึ่งเป็นช่วงที่ผู้ขอรับการประเมินเข้ามารับผิดชอบแล้ว โดยเป็นการทำงานเมื่อวันที่ 20 ถึง 28 มีนาคม 2562 โดยก่อนเริ่มการขุดระเบิด ผู้รับจ้างทำอัดฉีดน้ำปูนล่วงหน้า ซึ่งผู้รับจ้างเรียกว่า Modified Stages Grouting โดยใช้ท่อ PVC จำนวน 3 ท่อมีความยาวแตกต่างกัน สอดเข้าไปในหลุมเจาะ ทุกท่อจะต่อสายอัดฉีดของผสม ประกอบด้วย น้ำปูนและสายอัดฉีดโซเดียมซิลิเกต เพื่อให้วัสดุที่อัดฉีดเข้าไปผสมกันบริเวณปากท่อ และจะก่อตัวเป็น Silicate polymer ตามระยะเวลาที่กำหนด เป็นการปรับใช้วิธี Multi-stage Grouting มีวัตถุประสงค์เพื่อให้สารผสม ได้ผสมกันในแต่ละสายและอัดฉีดเข้าในหลุมในแต่ละช่วงความลึกได้อย่างรวดเร็วมากยิ่งขึ้น ดังแสดงในรูปที่ 5-23 และ รูปที่ 5-24



รูปที่ 5-23 Modified Stages Grouting ของผู้รับจ้าง

ที่มา : Jines(Thailand) Co., Grouting for Tunneling and Hydraulic Structures (2018)

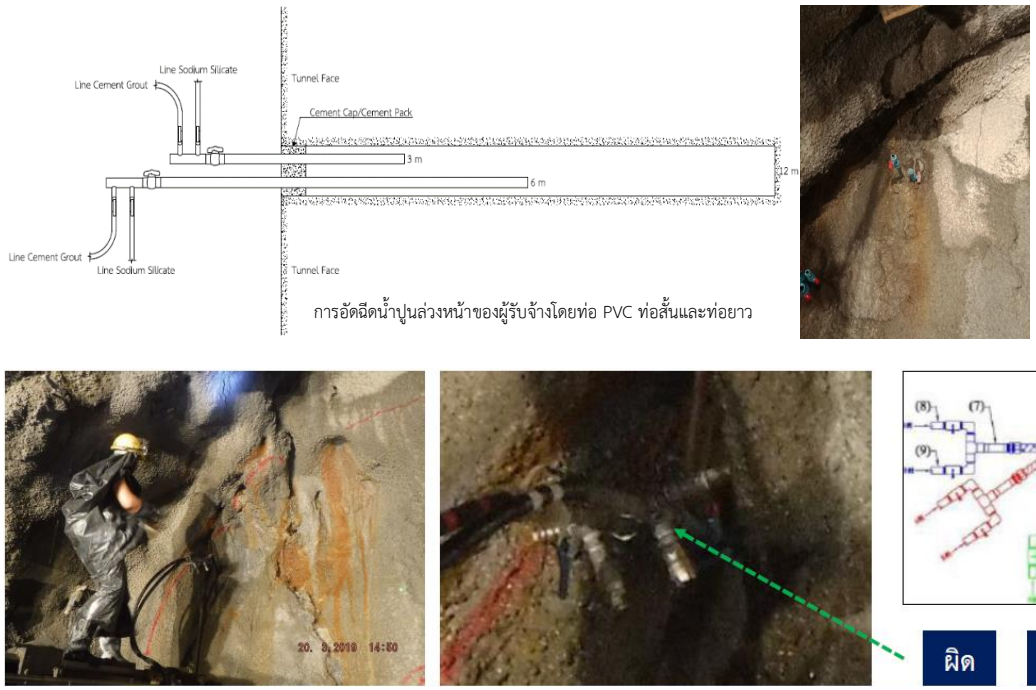


รูปที่ 5-24 แสดงวิธีการอัดฉีดของผสม Modified-Stages

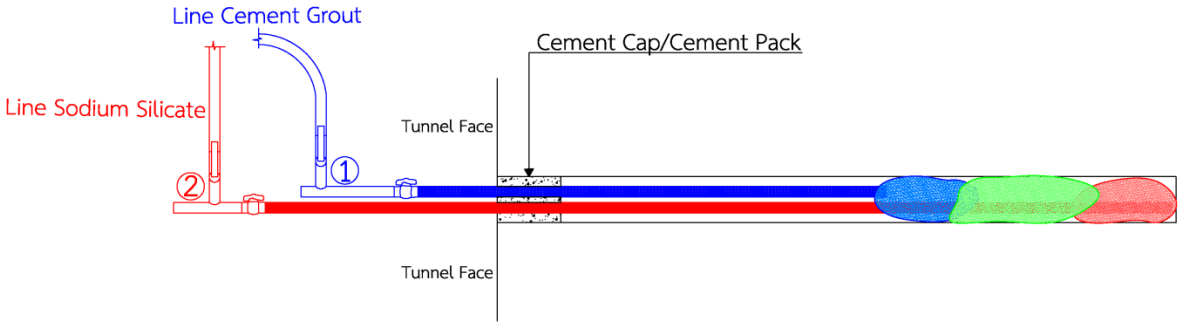
จากรูปที่ 5-24 ท่อที่สั้นที่สุด (1) เป็นท่อที่มีของผสมเข้มข้นมาก และจะอัดฉีดเป็นอันดับแรกด้วยแรงดันไม่มากนัก เพื่อให้วัสดุอัดฉีดเข้าไปและมีระยะเวลาการก่อตัวเร็วอุดตามรอยแตกที่อยู่ใกล้หน้าอุโมงค์ ทำให้หน้าอุโมงค์มีความทึบน้ำและแข็งแรง หากอัดฉีดของผสมในช่วงต่อไป น้ำปูนก็จะไม่ไหลออกมาที่หน้าอุโมงค์ จากนั้นประมาณ 3 - 5 นาที จึงอัดของผสมในท่อที่ (2) ซึ่งเป็นท่อที่มีของผสมเข้มข้นปานกลาง เพื่ออุดรอยแตกตามความยาวตั้งแต่ช่วงปลายท่อที่ (1) ไปจนถึง (3) และตามด้วยการอัดฉีดของผสมในท่อที่ (3) ซึ่งเป็นท่อที่มีของผสมเข้มข้นน้อย และอัดด้วยแรงดันที่มาก เพื่อให้ของผสมสามารถเข้าไปตามรอยแตกให้ได้มากที่สุด จะทำให้การอัดฉีดของผสมล่วงหน้าเป็นไปอย่างมีประสิทธิภาพ

แต่ในการปฏิบัติงานจริง ผู้รับจ้างใช้ท่อ PVC ซึ่งผู้รับจ้างเรียกว่า “ Stand Pipe” จำนวน 2 ท่อ ประกอบด้วย ท่อสั้น มีความยาวประมาณ 2 - 3 เมตร และท่อยาว มีความยาว 6 เมตร สอดเข้าไปในหลุมที่ได้เจาะไว้แล้ว ความลึก 12 เมตร จากนั้นจะทำการอัดฉีดน้ำปูนและโซเดียมซิลิเกตเข้าไปในท่อแตกต่างกันไปไม่เฉพาะเจาะจง เช่น 1 ท่อ ต่อกับสายอัดฉีดของผสมเพียง 1 สาย ซึ่งที่ถูกต้องควรต่อ 2 สายต่อ 1 ท่อ ดังแสดงในรูปที่ 5-25 และผู้รับจ้างได้อัดฉีด sodium silicate ในท่อยาว (สีแดงดังแสดงในรูปที่ 5-26)

และใช้เฉพาะน้ำปูนอัดฉีดในท่อสั้น (สีน้ำเงินดังแสดงในรูปที่ 5-26) ส่งผลให้วัสดุที่อัดฉีดเข้าไปผสมกันแล้วเกิดการก่อตัวเป็นSilicate polymer อุดตันภายในหลุม (สีเขียวดังแสดงในรูปที่ 5-26)



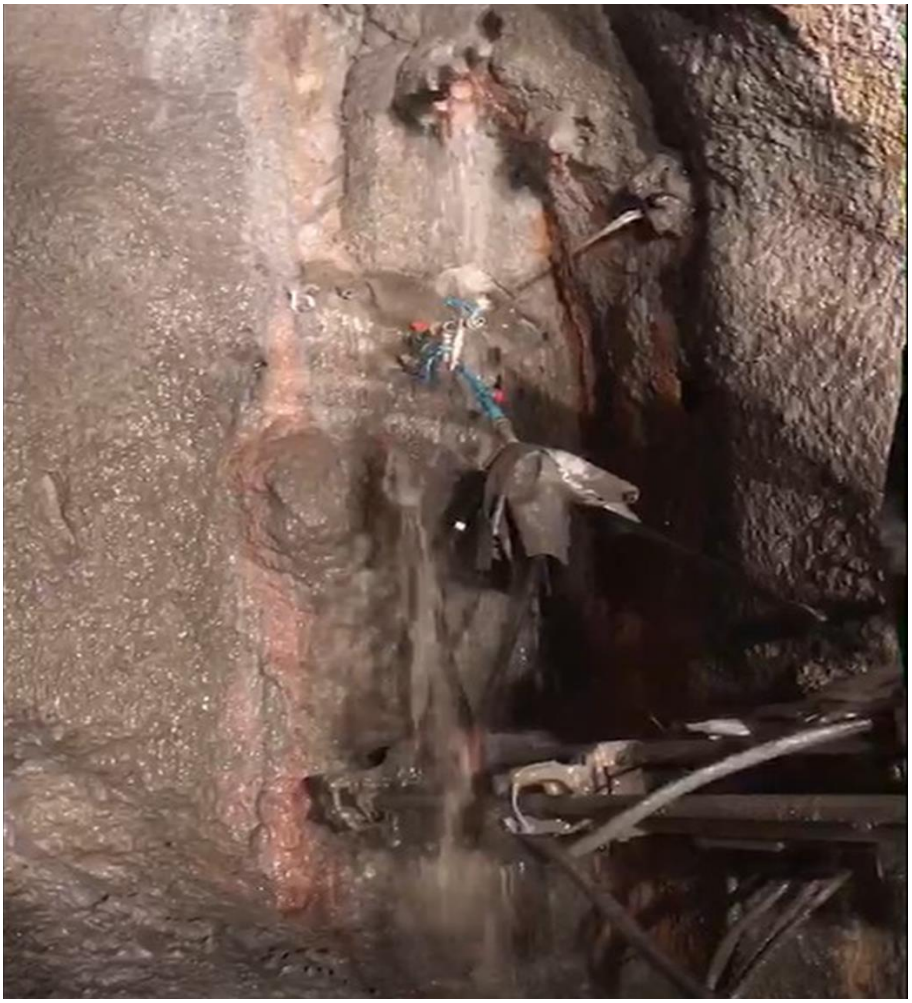
รูปที่ 5-25 การต่อท่ออัดฉีดของผสมที่ปฏิบัติงานจริงของผู้รับจ้าง



รูปที่ 5-26 การอุดตันของสารผสมภายในหลุมอัดฉีดของผสม

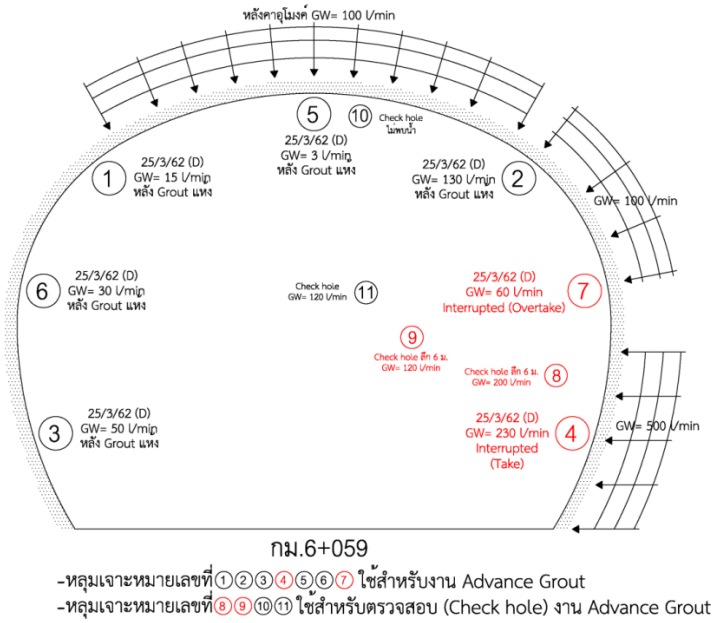
เมื่อพิจารณาสาเหตุที่วัสดุเมื่ออัดฉีดเข้าไปไม่ผสมกันที่ปลายสายทำให้งานอัดฉีดของผสม (Grouting) ไม่สำเร็จ เป็นผลมาจากการใช้ท่อ PVC ทั้งสองท่อนที่สอดเข้าไปทำให้ควบคุมสัดส่วนระหว่างน้ำปูนซีเมนต์กับโซเดียมซิลิเกตทำได้ยาก ของผสมทั้งสองจะไม่ผสมกันก่อนอัดเข้ารอยแตกหรือรูโพรงของหิน เนื่องจากปลายท่อ PVC ท่อนสั้นและยาวอยู่ห่างกัน 2 ถึง 3 เมตร ของผสมทั้งสองชนิดจะทำปฏิกิริยากันเฉพาะบางส่วนเท่านั้นที่ถูกอัดเข้าไปจนผสมกันได้ และกรณีเหตุการณ์การอุดตันในท่อ PVC เมื่ออัดของผสมเข้าไปเพิ่ม ท่อจะแตกรั่วทำให้สารผสมไหลตามรอยแตก หรือย้อนกลับออกมาจากรูเจาะ (Grout Leakage) ดังแสดงในรูปที่ 5-27 ส่งผลให้งานอัดฉีดของผสมไม่สำเร็จ ไม่สามารถอัดฉีดเข้าไปตามรอยแตกของหินที่น้ำใต้

ดินไหลซึมออกมาได้ โดยเฉพาะอย่างยิ่งหากงานอัดฉีดน้ำปูนล่วงหน้าตามวิธีดังกล่าวดำเนินการในสภาพน้ำใต้ดินไหลแรง การอัดฉีดของผสมจะไม่สำเร็จเป็นส่วนใหญ่ วิธีดังกล่าวของผู้รับจ้างจะเหมาะสมหากใช้ดำเนินการในกรณีของผสมที่ทำปฏิกิริยาช้า (slow setting mix) และในสภาพแรงดันน้ำใต้ดินต่ำ (low ground water pressure) และมีอัตราการไหลของน้ำใต้ดินไม่มาก (low groundwater flow rate) ทั้งนี้มีข้อสังเกตวิธีปฏิบัติของผู้รับจ้างที่สำคัญ คือ ผู้รับจ้างมีความเข้าใจที่คลาดเคลื่อนว่าการใช้ท่อ PVC 2 ท่อนสอดเข้าไปในหลุมแล้วจึงอัดของผสมเข้าไปในท่อ เป็นวิธี Stand Pipe ความเข้าใจที่คลาดเคลื่อนนี้เป็นอีกสาเหตุหนึ่งที่การทำงานอัดฉีดของผสมของผู้รับจ้างไม่สำเร็จหรือไม่มีประสิทธิภาพ



รูปที่ 5-27 ของผสมที่อัดฉีดไหลย้อนออกมาบริเวณ กม.6+059

ปัญหาการปฏิบัติงานอัดฉีดน้ำปูนล่วงหน้า (Advance Grouting) แบบ Modified Stages Grouting ของผู้รับจ้างอีกประการ คือ เพื่อให้หยุดการไหลของน้ำใต้ดินจำนวนมาก ผู้รับจ้างเลือกการอัดฉีดสารเคมี คือ sodium silicate ล้วนเพียงประเภทเดียว โดยไม่ผสมกับน้ำปูน ซึ่งเป็นอีกสาเหตุหนึ่งที่ปริมาณงาน sodium silicate เมื่อปฏิบัติงานจริง จะมากกว่าปริมาณงานตามสัญญามาก ผลการปฏิบัติงานอัดฉีดของผสม กม.6+059 ของผู้รับจ้างดังแสดงในรูปที่ 5-28



รูปที่ 5-28 ปริมาณน้ำใต้ดินเมื่อผู้รับจ้างอัดฉีดน้ำปูนล่วงหน้า กม.6+059

จากรูปที่ 5-28 แสดงหลุมเจาะเพื่อทำงานอัดฉีดน้ำปูนล่วงหน้า (Advance Grouting) โดยบริเวณทางด้านฝั่งซ้ายและด้านบนของงานขุดระเบิดอุโมงค์ กม.6+059 หลุมที่ 3, 6, 1 และ 5 เมื่อมีน้ำใต้ดินไหลออกมาจำนวนระหว่าง 15 - 50 ลิตรต่อนาที เมื่อทำการ Advance Grouting แล้วน้ำใต้ดินไม่ไหลออกหรือแห้งเรียกว่างานอัดฉีดของผสมสำเร็จ ส่วนบริเวณด้านฝั่งขวาได้แก่ หลุมที่ 2, 7 และ 4 มีปริมาณน้ำใต้ดินไหลออกมามาก ประมาณ 60 - 230 ลิตรต่อนาที เมื่อ Advance Grouting แล้วน้ำใต้ดินยังคงไหลออกมามาก มีเพียงหลุมที่ 2 ซึ่งการอัดฉีดของผสมสำเร็จและหยุดน้ำได้ ส่วนหลุมที่ 4 และ 7 การอัดฉีดของผสมไม่สำเร็จ เนื่องจากปริมาณของผสมที่อัดฉีดเกินกว่า 3,000 ลิตร (Over Take) จึงต้องหยุดการอัดฉีด และเมื่อเจาะหลุมตรวจสอบ (Check hole) หลุมที่ 8,9,10 และ 11 มีเพียงหลุม 10 ที่ไม่พบน้ำ แต่หลุม 8, 9 และ 10 พบน้ำใต้ดินไหลออกมาปริมาณมาก ดังนั้น งาน Advance Grouting กม.6+059 จึงไม่สามารถควบคุมปริมาณน้ำใต้ดินที่ไหลออกมาได้ และมีวัสดุของผสมสูญเสียออกมา ต้องดำเนินการแก้ไขการอัดฉีดของผสมต่อไป

5.1.3 การแก้ไขปัญหา

จากสภาพปัญหา และการศึกษา วิเคราะห์ข้อมูลต่างๆที่เกี่ยวข้อง ผู้ขอรับการประเมินในฐานะผู้อำนวยการสำนักงานก่อสร้างชลประทานขนาดใหญ่ที่ 1 และประธานคณะกรรมการตรวจการจ้างได้วางแผนดำเนินการแก้ไขปัญหา ตามลำดับดังนี้

1) การปรับปรุงวิธีปฏิบัติงานอัดฉีดน้ำปูนล่วงหน้า (Advance Grouting)

2) การแก้ไขปัญหาการเลือกวิธีปฏิบัติงานอัดฉีดของผสม (Grouting) และการตรวจวัดปริมาณงาน การเบิกจ่ายเงินของงานอัดฉีดน้ำปูนล่วงหน้า (Advance Grouting) และงานอัดฉีดน้ำปูนเพิ่มคุณภาพมวลหิน (Consolidation Grouting)

การศึกษา วิเคราะห์ข้อมูลที่เกี่ยวข้องทั้งหมดโดยที่ผู้ขอรับการประเมินได้นำข้อมูลมาแก้ไขปัญหาโดยการปรับปรุงวิธีปฏิบัติงานอัดฉีดน้ำปูนล่วงหน้า (Advance Grouting) ของผู้รับจ้างก่อนเป็นลำดับแรก เนื่องจากผู้ขอรับการประเมินพิจารณาว่า ปัญหาที่เกี่ยวข้องกับการเลือกวิธีปฏิบัติงานอัดฉีดของผสม (Grouting) และการตรวจวัดปริมาณงาน การเบิกจ่ายเงินของงานอัดฉีดน้ำปูนล่วงหน้า (Advance Grouting) และงานอัดฉีดน้ำปูนเพิ่มคุณภาพมวลหิน (Consolidation Grouting) ที่ต้องแก้ไข จะสำเร็จได้ด้วยการแก้ไขปัญหาการปรับปรุงวิธีปฏิบัติงานอัดฉีดน้ำปูนล่วงหน้าให้แล้วเสร็จก่อน โดยจะเป็นการช่วยให้ผู้รับจ้างสามารถปฏิบัติงานอัดฉีดน้ำปูนล่วงหน้าได้อย่างมีประสิทธิภาพ ลดการสูญเสียวัสดุ ส่งผลต่อค่าใช้จ่ายที่ลดลงของผู้รับจ้าง และจะช่วยให้ปัญหาการเลือกวิธีปฏิบัติงานและการตรวจวัดปริมาณงาน การเบิกจ่ายเงิน ได้รับการแก้ไขด้วยความชัดเจน สะดวกรวดเร็ว และได้รับการยอมรับจากทุกฝ่ายมากยิ่งขึ้น ซึ่งเกิดจากความเข้าใจถึงหลักปฏิบัติและรายละเอียดที่กำหนดตามสัญญาที่ปฏิบัติตามแล้วเกิดผลสำเร็จ มีรายละเอียดดังนี้

5.1.3.1 การปรับปรุงวิธีปฏิบัติงานอัดฉีดน้ำปูนล่วงหน้า (Advance Grouting)

การปรับปรุงวิธีปฏิบัติงานอัดฉีดน้ำปูนล่วงหน้า (Advance Grouting) ผู้ขอรับการประเมินและผู้เชี่ยวชาญด้านธรณีวิทยาของที่ปรึกษาควบคุมงาน ได้ทดลองโดยการแก้ไขการทำงานในช่วง กม.6+059 ที่ยังคงมีปัญหาการจัดการน้ำใต้ดินบริเวณทางด้านฝั่งขวาของงานขุดระเบิดอุโมงค์ โดยในช่วง กม.6+059 ซึ่งสภาพธรณีวิทยาไม่ดี หินที่ปากหลุมไม่แข็งแรงจึงใช้ Stand Pipe ซึ่งเป็นท่อ PVC จำนวน 1 ท่อ แล้วอัดฉีดน้ำปูนและ sodium silicate ซึ่งมีสายของผสมแยกแต่ละสายให้ผสมกันที่ปลายสายก่อนแล้วอัดเข้าไปในท่อ Stand Pipe กรณีหลุมที่มีน้ำมากได้ใช้ Packer ในแต่ละช่วงของหลุมเจาะ ซึ่งผู้รับจ้างใช้ทั้ง Mechanic Packer และ Pneumatic Packer การปรับปรุงวิธีปฏิบัติงานอัดฉีดน้ำปูนล่วงหน้าดังแสดงในรูปที่ 5-29

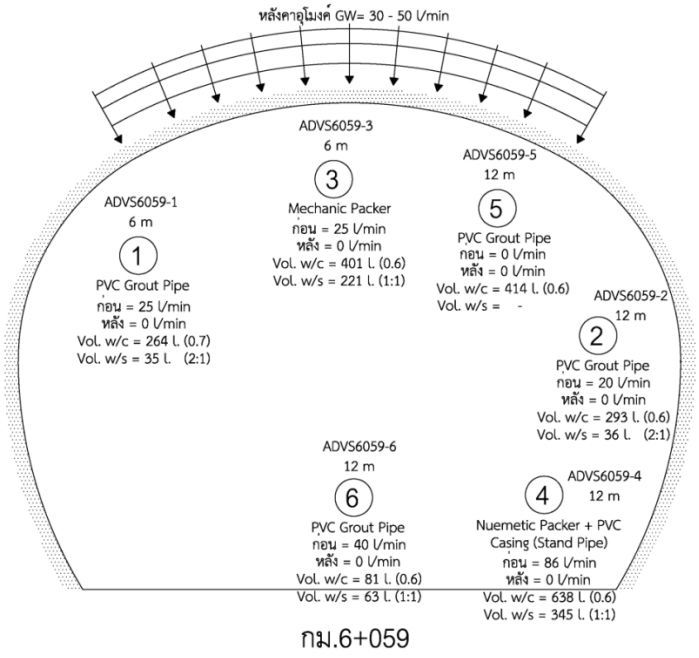




รูปที่ 5-29 การปรับปรุงวิธีปฏิบัติงาน Advance Grouting กม.6+059

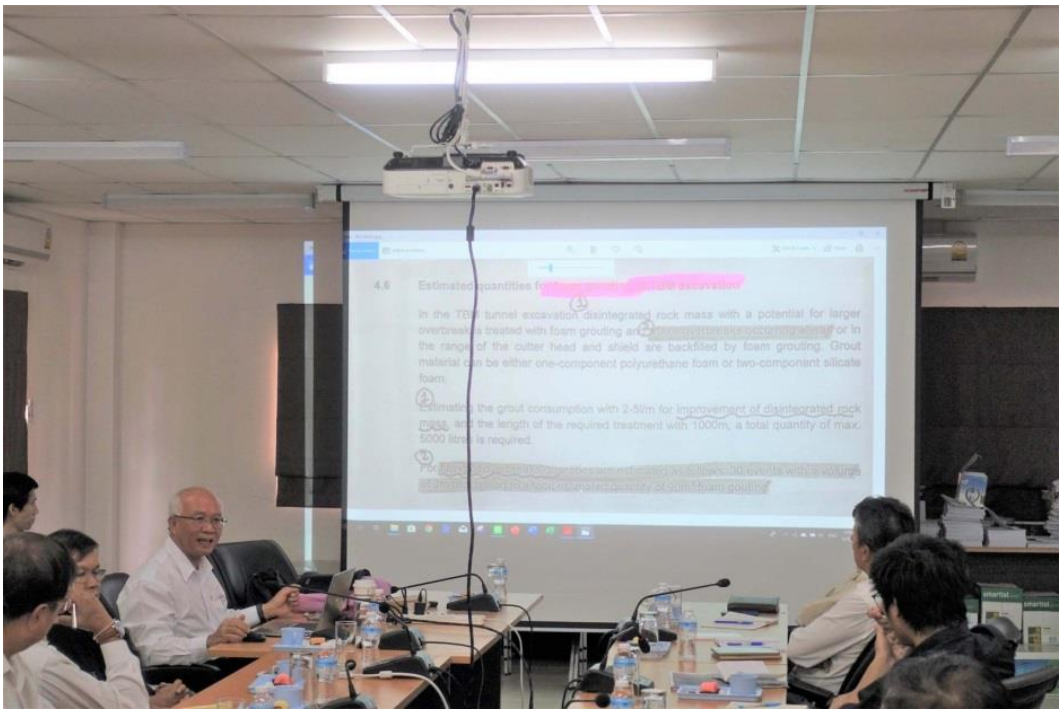
เมื่อได้ทดลองปรับปรุงการทำงานอัดฉีดน้ำปูนล่วงหน้า (Advance grouting) ในช่วง กม.6+059 โดยใช้ทั้ง Stand Pipe, Mechanic Packer และ Pneumatic Packer ตามความเหมาะสมของสภาพหินและน้ำ ซึ่ง Mechanic Packer เหมาะสำหรับการติดตั้งในหลุมที่ไม่ลึกมาก และใช้แรงคนในการหมุนเพื่อให้ Packer ขยายตัวล๊อกติดในหลุม กรณีการใช้ Pneumatic Packer จะสามารถติดตั้งในหลุมที่ลึกได้ และไม่ใช่แรงคนในการหมุนแต่ใช้ลมหรือน้ำอัดให้ Packer ขยายตัว โดยจากการปรับปรุงการปฏิบัติงาน เมื่อทำการอัดฉีดน้ำปูนล่วงหน้าครั้งที่ 2 (Secondary Stage) ทำให้น้ำใต้ดินในหลุมเจาะทุกหลุม จากที่เคยไหลออกมามากประมาณ 60 - 230 ลิตรต่อนาทีลดลงจนแห้ง ซึ่งรายละเอียดวิธีการปรับปรุงอัดฉีดโดยใช้สายท่อของผสมแยกจากกันโดยทดลองใช้กับหลุมที่ 1, 2, 5 และ 6 ปรากฏว่าหลังการอัดฉีดของผสมสามารถดำเนินการสำเร็จหยุดน้ำได้ และทดลองใช้ Machanic packer กับหลุมที่ 3 การอัดฉีดของผสมสำเร็จและหยุดน้ำได้

เช่นกัน ส่วนหลุมที่ 4 เป็นหลุมที่มีปริมาณน้ำใต้ดินมากอีกทั้งปากหลุมพัง จึงทำการติดตั้ง Stand Pipe โดยใช้เป็นท่อเหล็กเพื่อให้ปากหลุมมีความมั่นคง อีกทั้งยังได้ทดลองใช้ Pneumatic Packer ติดตั้งที่ความลึก 3 เมตร ทำให้การอัดฉีดของผสมสำเร็จและหยุดน้ำได้ดังแสดงในรูปที่ 5-30



รูปที่ 5-30 ผลการปรับปรุง Advance Grouting ครั้งที่ 2 (Secondary Stage) กม.6+059

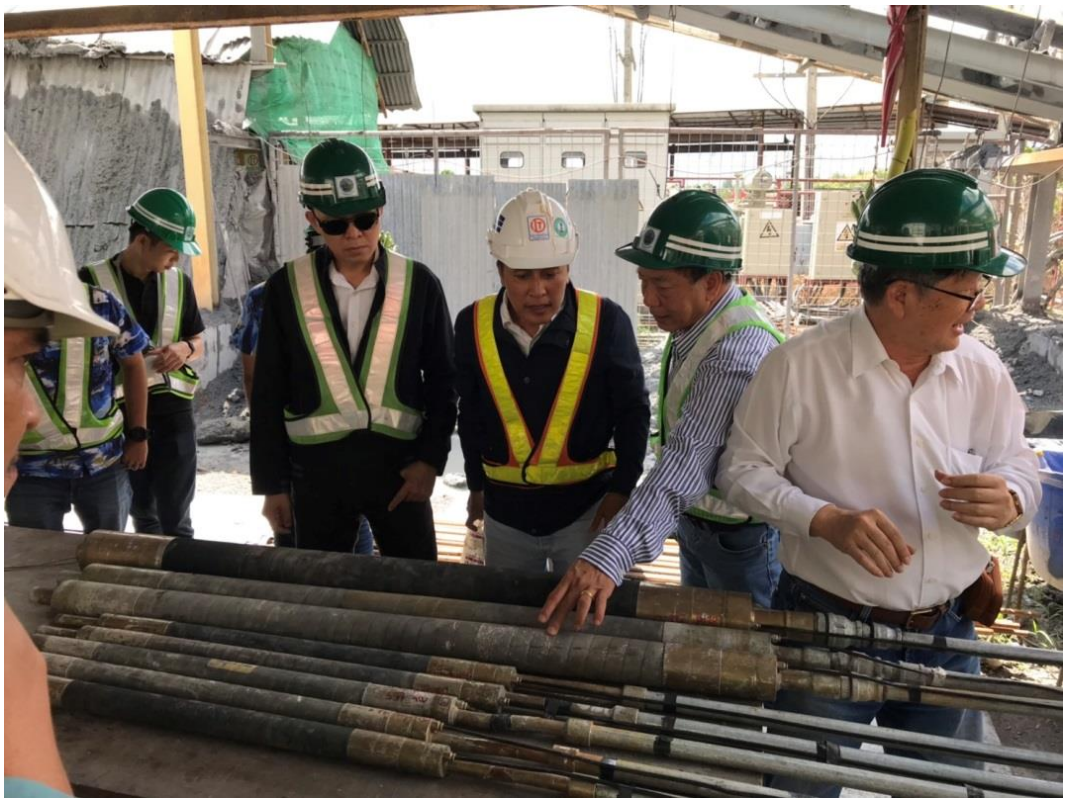
จากผลการปรับปรุงการปฏิบัติงานล่วงหน้า (Advance Grouting) ผู้ขอรับการประเมินได้เห็นความสำคัญในการปรับปรุงวิธีปฏิบัติงานอัดฉีดน้ำของผสม (Grouting) เพื่อให้สามารถแก้ไขปัญหาการทำงานของผู้รับจ้างให้มีประสิทธิภาพมากขึ้น จึงได้ร่วมกับบริษัทที่ปรึกษาควบคุมงานจัดให้มีการอบรมเชิงปฏิบัติการงานอัดฉีดของผสมสำหรับการก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำเมื่อวันที่ 30 พฤษภาคม 2562 โดยมีผู้เชี่ยวชาญด้านธรณีจากกรมชลประทาน และผู้เชี่ยวชาญด้านธรณีจากบริษัทที่ปรึกษาควบคุมงาน เป็นผู้บรรยายและฝึกปฏิบัติงานภาคสนามเกี่ยวกับการใช้เครื่องมืองานอัดฉีดของผสม การอบรมฯดังกล่าวมุ่งเน้นกลุ่มตัวอย่างประกอบด้วยเจ้าหน้าที่ของสำนักงานก่อสร้างชลประทานขนาดใหญ่ที่ 1 บริษัทที่ปรึกษาควบคุมงาน และผู้รับจ้างงานก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำและอาคารประกอบ ช่วงแม่งัด - แม่กวง สัญญาที่ 1 บริษัท อิตาเลียนไทย ดีเวล๊อปเมนต์ จำกัด (มหาชน) จำนวนประมาณ 50 คน รายละเอียดดังแสดงในรูปที่ 5-31 ถึงรูปที่ 5-34 โดยเมื่อได้ดำเนินการอบรมเชิงปฏิบัติการแล้ว ผู้ขอรับการประเมินได้แจ้งให้ผู้รับจ้างปรับปรุงการปฏิบัติงานอัดฉีดของผสมตามความเห็นของผู้เชี่ยวชาญด้านธรณี มีรายละเอียดตามหนังสือในภาคผนวก ง.



รูปที่ 5-31 การบรรยายทางทฤษฎีการอบรมเชิงปฏิบัติการงานอัดฉีดของผสม



รูปที่ 5-32 การบรรยายทางทฤษฎีการอบรมเชิงปฏิบัติการงานอัดฉีดของผสม (ต่อ)



รูปที่ 5-33 การอบรมเชิงปฏิบัติการภาคสนาม



รูปที่ 5-34 การอบรมเชิงปฏิบัติการภาคสนาม (ต่อ)

เมื่อได้รับการอบรมผู้รับจ้างได้ปรับปรุงการปฏิบัติงานอัดฉีดน้ำปูนล่วงหน้าภายหลังจากการเจาะสำรวจล่วงหน้า (Probe ahead) แล้วเสร็จและพบน้ำใต้ดินในปริมาณต่างๆ โดยใช้วิธีเรียกว่า Modified Grout pipe method (Casing, Mechanic Packer and Grout pipe Method) ดังแสดงแผนผังรูปที่ 5-35 มีรายละเอียดดังนี้

<u>กรณี A</u> การเจาะหลุมสำรวจล่วงหน้าพบน้ำน้อยกว่า 50 ลิตรต่อนาที จะเลือกวิธีอัดฉีดของผสมคล้ายกับวิธี Upstage Grouting คือ เจาะครั้งเดียวจนถึงระดับความลึกที่ต้องการอัดฉีดของผสม แต่ไม่ได้ติดตั้ง อัดฉีดจากก้นหลุมขึ้นมาปากหลุม จะทำการติดตั้ง Packer ที่ปากหลุม แล้วอัดฉีดของผสม ซึ่งแบ่งย่อยได้อีก 3 กรณี

กรณี A-1 พบน้ำน้อยกว่า 50 ลิตรต่อนาที และปากหลุมเรียบสามารถติดตั้ง Packer ปากหลุมได้ ใช้ Packer ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 76 มิลลิเมตร แล้วทำการอัดฉีดของผสม

กรณี A-2 พบน้ำน้อยกว่า 50 ลิตรต่อนาที และปากหลุมพังหรือไม่เรียบ ไม่สามารถติดตั้ง Packer ได้ จึงใช้ Casing เป็นท่อ PVC ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 2 นิ้ว ยาวประมาณ 2 เมตร สอดเข้าในหลุมและใช้ Water plug cement อุดที่ช่องว่างระหว่างท่อ PVC และผนังหลุมเจาะ ลึกเข้าไปประมาณ 30 - 40 เซนติเมตร เพื่อให้การติดตั้ง Casing PVC มีความมั่นคงทนต่อแรงดันน้ำและแรงดันที่ใช้ในการอัดฉีดของผสม อีกทั้งยังเป็นการป้องกันของผสมไหลออก (Grout Leakage) มาทางปากหลุม ซึ่งเป็นการ <u>Modified Stand Pipe เนื่องจากวิธีการทำ Stand Pipe จะต้องทำการ Grout ช่องว่างระหว่าง Stand Pipe และผนังหลุมเจาะทำให้เสียเวลาให้ของผสมแข็งตัว</u> เมื่อติดตั้ง Casing PVC แล้วเสร็จ จึงใช้ Packer ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 49 มิลลิเมตร แล้วจึงทำการอัดฉีดของผสม

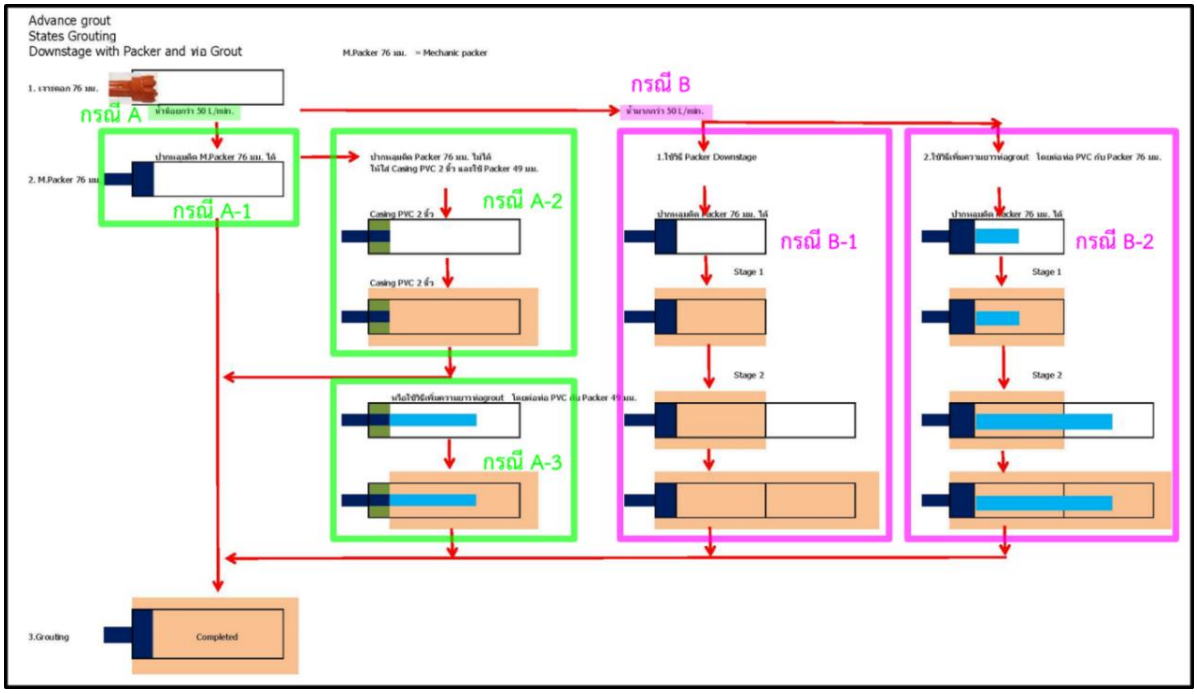
กรณี A-3 คล้ายกรณี A-2 แต่เพิ่มความยาวของ Casing PVC ตามความลึกที่เจาะเจอรอยแตกหรือน้ำใต้ดิน

<u>กรณี B</u> การเจาะหลุมสำรวจล่วงหน้าพบน้ำมากกว่า 50 ลิตรต่อนาที จะเลือกวิธีอัดฉีดของผสมแบบ Downstage Grouting จากด้านนอกเข้าด้านใน โดยแบ่งการเจาะและอัดฉีดของผสมเป็นช่วงๆ หลายครั้ง (Multi-stage) ตามข้อมูลการเจาะสำรวจล่วงหน้าที่เจอความลึกที่มีรอยแตกมากและน้ำใต้ดินมาก และติดตั้ง Packer ที่ปากหลุม แล้วอัดฉีดของผสม เหตุที่ต้องแบ่งการเจาะและอัดฉีดของผสมเป็นช่วงๆ หลายครั้ง เพื่อให้การวางแผนและการอัดฉีดแต่ละช่วงมีประสิทธิภาพ ไม่ว่าจะเป็นการเลือกอัตราส่วนผสมของของผสม แรงดันที่ใช้ในการอัดฉีดสู้กับแรงดันน้ำใต้ดินในแต่ละช่วง อีกทั้งยังสามารถควบคุมการไหลออก (Leak) ของแต่ละช่วงได้ ซึ่งแบ่งย่อยได้อีก 2 กรณี

กรณี B-1 พบน้ำมากกว่า 50 ลิตรต่อนาที วางแผนจำนวนช่วงที่ต้องการแบ่ง แล้วจึงเจาะหลุมให้ถึงช่วงที่กำหนดไว้ และติดตั้ง Packer ที่ปากหลุม แล้วอัดฉีดของผสม จากนั้นทิ้งไว้ให้ของผสมแข็งตัว แล้วจึงทำการเจาะหลุมซ้ำหลุมเดิมให้ได้ความลึกถึงความที่กำหนดไว้ และและติดตั้ง Packer ที่ปากหลุม แล้วอัดฉีดของผสม

กรณี B-2 คล้ายกรณี B-1 แต่จะต่อท่อ PVC เข้าไปตามความลึกที่เจาะเจอรอยแตกหรือน้ำใต้ดิน และยังเป็นลดการเจือจางของ Mixed ระหว่างน้ำปูนและ sodium silicate ให้ของผสมเป็นวุ้น (Jel) ตามเวลาที่ได้คำนวณไว้

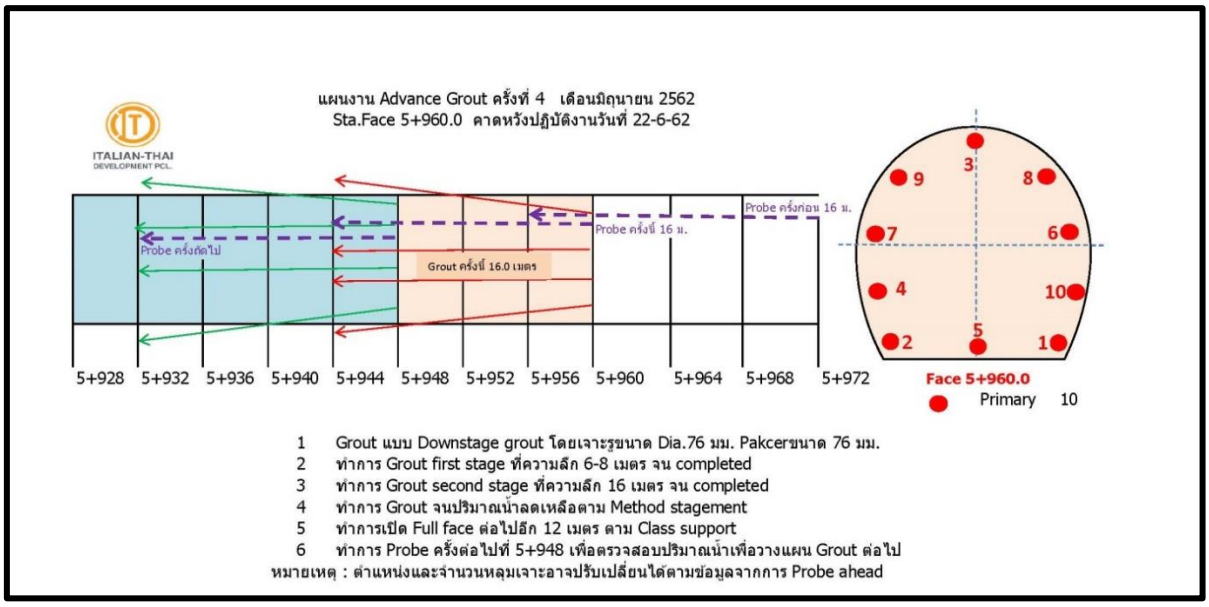
ทั้งกรณี B-1 และ B-2 หากหลุมพังหรือไม่เรียบ ไม่สามารถติดตั้ง Packer ได้ ต้องใช้ Casing PVC ติดตั้งก่อน วิธีการติดตั้งเช่นเดียวกับกรณี A-2



รูปที่ 5-35 Modified Grout Pipe Method

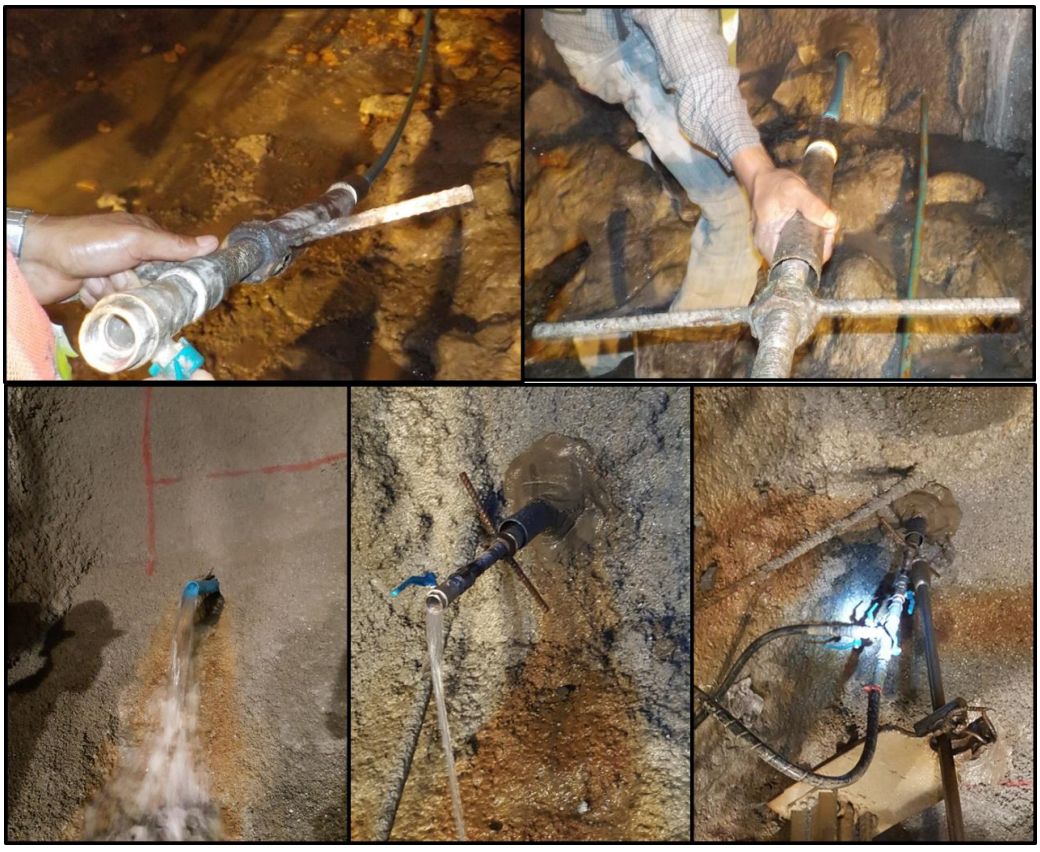
ที่มา : บริษัท อิตาเลียนไทย ดีเวล๊อปเมนต์ จำกัด (มหาชน), (2019). งานอัดฉีดของผสมล่วงหน้า (Advance Grouting), เอกสารนำเสนอ.

มีรายละเอียดตัวอย่างการปฏิบัติงานของผู้รับจ้างตามวิธี Modified Grout Pipe แสดงรายละเอียดจากแผนงานอัดฉีดของผสมล่วงหน้าช่วง กม.5+960 ดังแสดงในรูปที่ 5-37 และภาพ Modified Grout Pipe Method ของผู้รับจ้างดังแสดงในรูปที่ 5-36 และรูปที่ 5-38



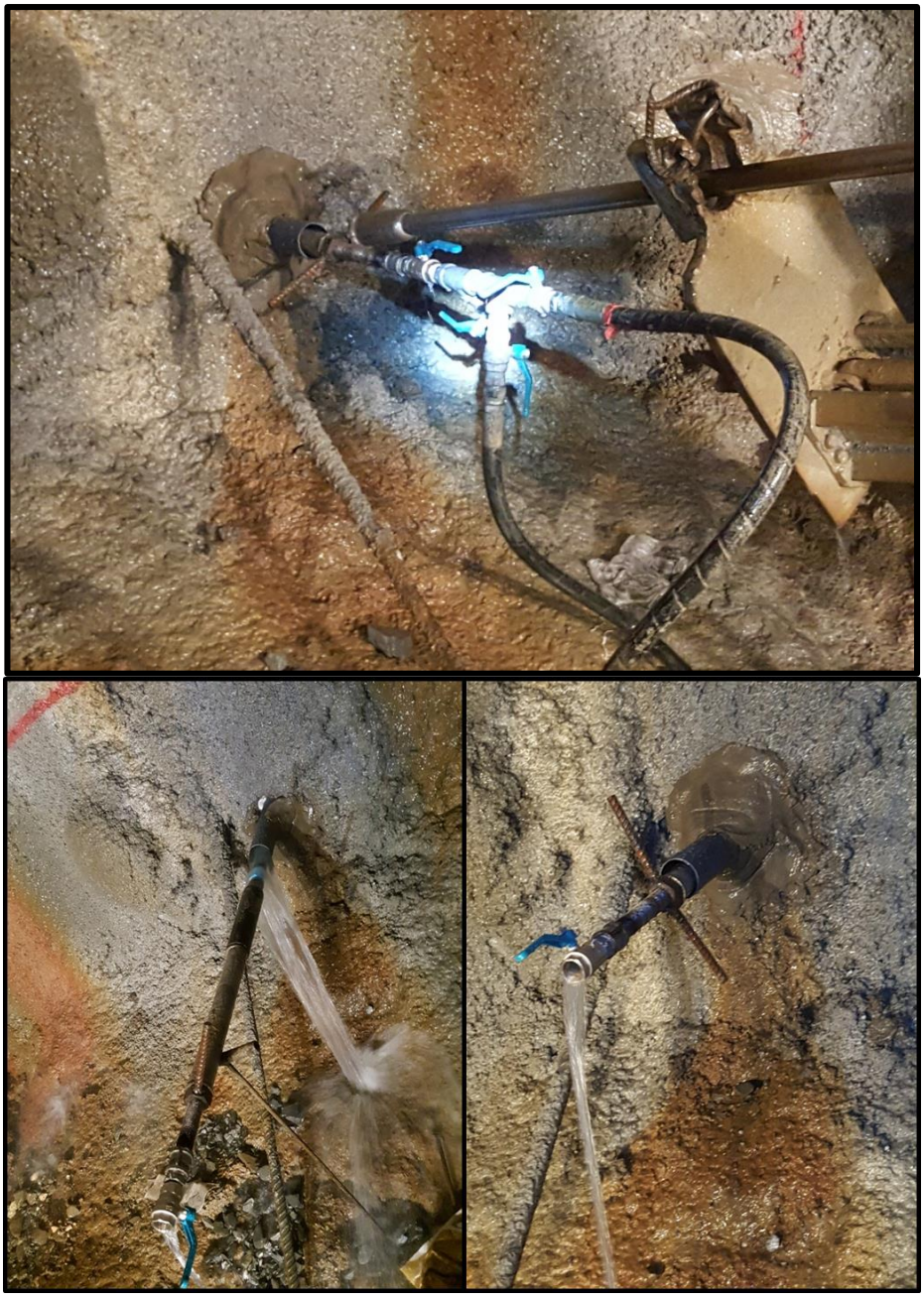
รูปที่ 5-36 แผนงาน Advance Grouting กม.5+960

ที่มา : บริษัท อิตาเลียนไทย ดีเวล๊อปเมนต์ จำกัด (มหาชน), (2019). งานอัดฉีดของผสมล่วงหน้า (Advance Grouting), เอกสารนำเสนอ.



รูปที่ 5-37 Casing, Mechanic Packer and Grout Pipe Method

ที่มา : บริษัท อิตาเลียนไทย ดีเวล๊อปเมนต์ จำกัด (มหาชน), (2019). งานอัดฉีดของผสมล่วงหน้า (Advance Grouting), เอกสารนำเสนอ.

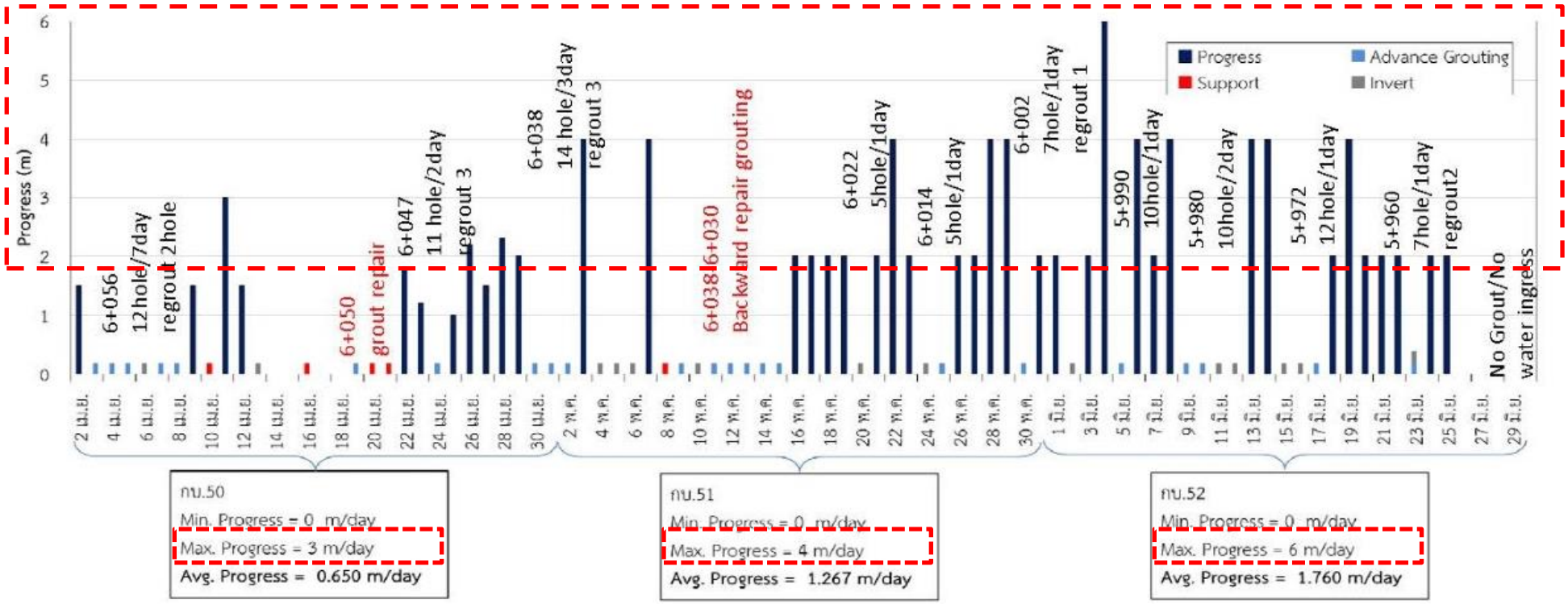


รูปที่ 5-38 Casing, Mechanic Packer and Grout Pipe Method (ต่อ)

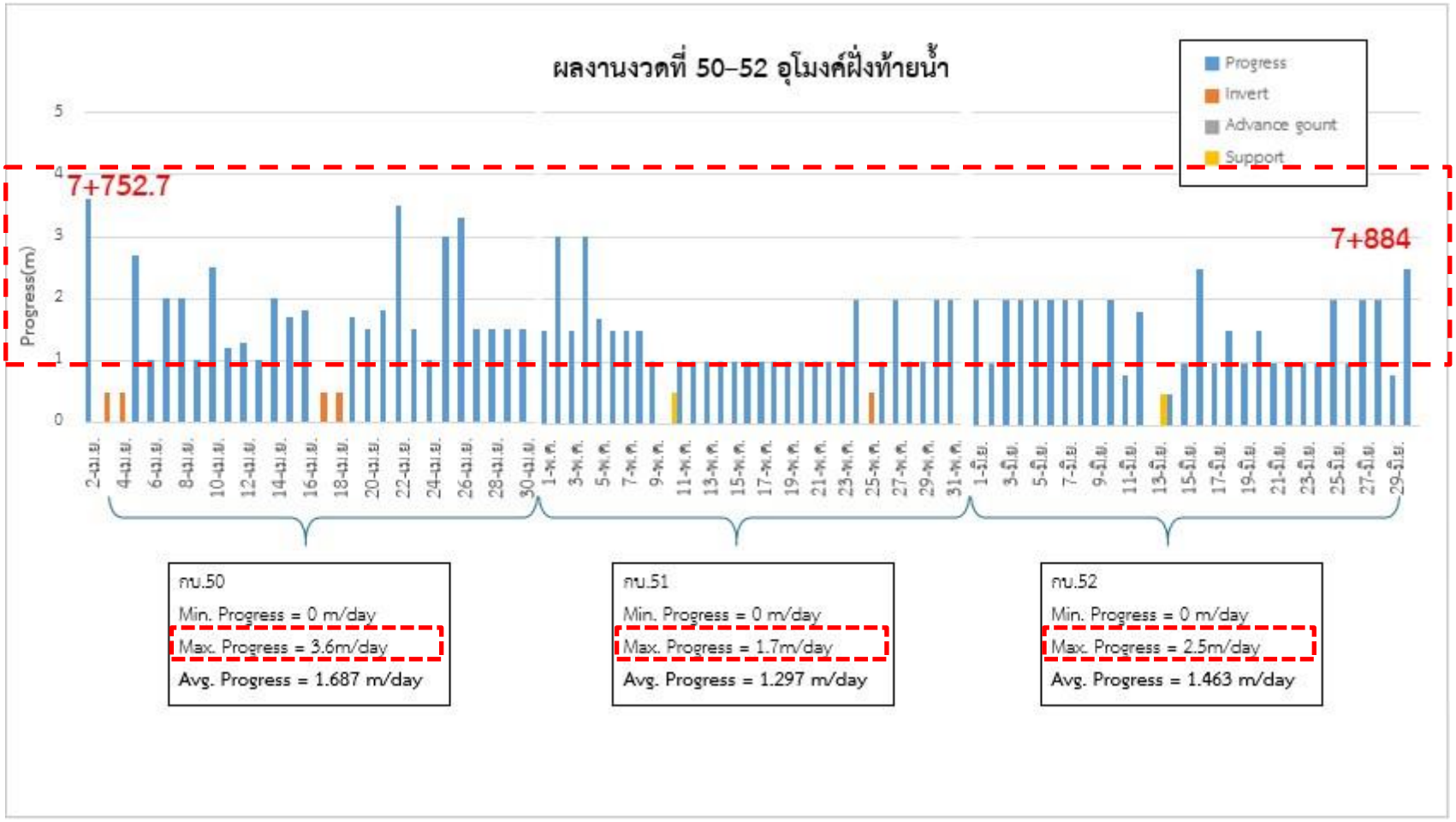
ที่มา : บริษัท อิตาเลียนไทย ดีเวล๊อปเมนต์ จำกัด (มหาชน), (2019). งานอัดฉีดของผสมล่วงหน้า (Advance Grouting), เอกสารนำเสนอ

ปัจจุบันผู้รับจ้างได้ปฏิบัติงานอัดฉีดน้ำปูนล่วงหน้าตามวิธีการดังกล่าวอย่างต่อเนื่อง ทำให้งานอัดฉีดของผสมมีอัตราความสำเร็จมากขึ้นใช้เวลาทำงานน้อยลง ส่งผลให้อัตราการไหลของน้ำใต้ดินเข้ามาในอุโมงค์ที่ขุดระเบิดแล้วลดลง การขุดระเบิดอุโมงค์และกระบวนการเสริมความมั่นคง (Support) ตามสภาพหินภายหลังการขุดระเบิดสามารถดำเนินงานได้โดยไม่ติดขัด พิจารณาได้จากกราฟที่ 5-1และกราฟที่ 5-2 ซึ่งแสดงข้อมูลความก้าวหน้าของงานขุดระเบิดอุโมงค์ส่งน้ำฝั่งเหนือน้ำและท้ายน้ำตามขั้นตอนต่างๆ ตามรายงานความก้าวหน้าประจำเดือน (กบ.1) ครั้งที่ 50 ถึง 52

กราฟที่ 5-1 แสดงความก้าวหน้างานขุดระเบิดอุโมงค์ส่งน้ำฝั่งเหนือน้ำ ตามรายงานความก้าวหน้าประจำเดือน (กบ.1) ครั้งที่ 50-52



กราฟที่ 5-2 แสดงความก้าวหน้างานขุดระเบิดอุโมงค์ส่งน้ำฝั่งท้ายน้ำ ตามรายงานความก้าวหน้าประจำเดือน (กบ.1) ครั้งที่ 50-52



5.1.3.2 การแก้ไขปัญหาการเลือกวิธีปฏิบัติงานอัดฉีดของผสม (Grouting) และปัญหาปริมาณงาน การเบิกจ่ายเงินของงานอัดฉีดน้ำปูนล่วงหน้า (Advance Grouting)

1) การแก้ไขปัญหาการเลือกวิธีปฏิบัติงานอัดฉีดของผสม (Grouting)

ผลสืบเนื่องงานอัดฉีดน้ำปูนล่วงหน้า (Advance Grouting) ในอุโมงค์ส่งน้ำช่วงแม่งัด - แม่กวง สัญญาที่ 1 บริเวณช่วงลอดอ่างเก็บน้ำห้วยแม่ประจุ๋ม นอกเหนือจากปัญหาการปฏิบัติงานของ ผู้รับจ้างแล้ว ได้เกิดปัญหาการเลือกวิธีปฏิบัติงานอัดฉีดของผสม (Grouting) ระหว่างงานอัดฉีดน้ำปูนล่วงหน้า (Advance Grouting) และงานอัดฉีดน้ำปูนเพิ่มคุณภาพมวลหิน (Consolidation Grouting) ซึ่งเกิดขึ้นจากผู้รับจ้างพิจารณารายละเอียดของสัญญาในส่วนของเอกสารแนบท้ายสัญญา ผนวก 2 รายการรายละเอียดด้านวิศวกรรม บทที่ 13 ข้อ 13.2.4 (5) งานอัดฉีดน้ำปูนเพิ่มคุณภาพมวลหิน (Consolidation Grouting) และงานอัดฉีดของผสมล่วงหน้า (Advance Grouting) ดังแสดงในรูปที่ 5-8 แตกต่างจากการพิจารณาของที่ปรึกษาควบคุมงานและคณะกรรมการตรวจการจ้างในประเด็นหรือข้อความ ดังนี้

- การทำ Advance Grouting เพื่อเพิ่มความแข็งแรงของมวลหินบริเวณด้านหน้าอุโมงค์ หรือเพื่อลดการไหลเข้ามาในอุโมงค์ของน้ำใต้ดิน
- การทำ Consolidation Grouting ของหินรอบๆ อุโมงค์หลังจากติดตั้งดาดคอนกรีตเรียบร้อยแล้ว เพื่อเพิ่มคุณภาพของมวลหินที่อยู่รอบๆ อุโมงค์
- การทำ Consolidation Grouting บริเวณพื้นที่ก่อสร้างโครงการตามที่ผู้ควบคุมงานของผู้ว่าจ้างกำหนด

โดยข้อความข้างต้น ตามที่ผู้ขอรับการประเมินได้ศึกษา วิเคราะห์ข้อมูลจากเอกสารเงื่อนไขและข้อกำหนดของสัญญา ได้สรุปประด็นสำคัญของงาน Advance Grouting และ Consolidation Groutingหัวข้อ 2.2.1) ข้อพิจารณา 1 นั้น ผู้ขอรับการประเมิน ที่ปรึกษาควบคุมงานและคณะกรรมการตรวจการจ้างได้พิจารณาว่า “การทำ Consolidation Grouting บริเวณพื้นที่ก่อสร้างโครงการตามที่ผู้ควบคุมงานของผู้ว่าจ้างกำหนด” คือบริเวณใดๆก็ตามที่ได้ทำ Advance Grouting **<u>สำเร็จแล้ว</u>** แต่มาพบปริมาณน้ำใต้ดินจำนวนมากในการขุดระเบิดอุโมงค์ช่วง (Round) ต่อๆไป อันมีจากสาเหตุใดก็ตาม สามารถอนุมัติให้ทำงาน Consolidation Grouting ก่อนติดตั้งงานดาดคอนกรีต (Lineing) ได้ ขึ้นอยู่กับการพิจารณาของผู้ควบคุมงานของผู้ว่าจ้าง

กรณีนี้ผู้รับจ้างได้พิจารณาว่าช่วงของงานขุดระเบิดอุโมงค์ที่ผู้รับจ้างดำเนินการงาน Advance Grouting แล้ว **<u>(ทั้งสำเร็จและไม่สำเร็จ)</u>** แต่ยังคงมีน้ำใต้ดินไหลออกมา เมื่อมีการอัดฉีดของผสมซ้ำเพื่อหยุดน้ำ จึงเป็นการทำงาน Consolidation Grouting ก่อนติดตั้งงานดาดคอนกรีต และขอเบิกค่างานซึ่งการพิจารณาของผู้รับจ้างดังกล่าว และมีปัญหาอีกประการเกี่ยวข้องกับปริมาณงาน คือ sodium silicate ในใบแจ้งปริมาณงานและราคา (Bill of Quantity , B.O.Q.) ตามสัญญา ในหัวข้อรายการงาน Advance Grouting เมื่อใช้ปฏิบัติงานจริงเกิดกว่าปริมาณงานตามสัญญามาก โดยที่ผู้รับจ้างได้ใช้ sodium silicate ตามรายการงาน Advance Grouting ในการปฏิบัติงานและรายงานตามแบบฟอร์มความก้าวหน้าประจำเดือนทุก 30 วัน (กบ.1) ครั้งที่ 44 เป็นจำนวนรวมสะสมมากถึง 374,120 ลิตร จากปริมาณตามสัญญา

มีจำนวนเพียง 105,760 ลิตร เกินกว่าสัญญาจำนวน 268,360 ลิตร คิดเป็นประมาณ 354% เทียบจากปริมาณตามสัญญา ซึ่งกรณีปัญหานี้ที่ปรึกษาควบคุมงานและคณะกรรมการตรวจการจ้างจึงไม่ได้ให้ผู้รับจ้างรายงานการใช้ sodium silicate รวมถึงวัสดุของผสมหลัก คือปูนซีเมนต์ไม่ให้รายงานด้วยเช่นกันแม้จะใช้ปฏิบัติงานจริงตามรายงานความก้าวหน้าประจำเดือน (กบ.1) ตั้งแต่ครั้งที่ 45 (3 พฤศจิกายน 2561 ถึง 2 ธันวาคม 2561) จนถึงเดือนพฤษภาคม 2562 และไม่ได้เบิกจ่ายค่างานวัสดุของผสมทั้ง 2 รายการตั้งแต่ช่วงลอดอ่างเก็บน้ำห้วยแม่ประจุ๋มตามรายงานความก้าวหน้าประจำเดือน (กบ.1) ครั้งที่ 36 จนถึงเดือนพฤษภาคม 2562

โดยเมื่อผู้ขอรับการประเมิน ได้พิจารณาและตรวจสอบปัญหาดังกล่าวแล้ว มีสาเหตุที่สำคัญที่สุด คือ ปัญหาการปฏิบัติงานอัดฉีดน้ำปูนล่วงหน้า (Advance Grouting) ของผู้รับจ้างไม่มีประสิทธิภาพหรือเรียกว่างานอัดฉีดของผสม**ไม่สำเร็จ** ซึ่งเกิดขึ้นทั้งกรณีอัดฉีดของผสมเข้าไปเป็นจำนวนมากแต่ความดันไม่ถึงเกณฑ์การหยุดอัดฉีด และกรณีท่อ grout อุดตันเกิดเหตุของผสมไหลออกมา (leak) เหตุการณ์ทั้ง 2 เป็นสาเหตุให้ผู้รับจ้างสูญเสียของผสม โดยเฉพาะ sodium silicate เป็นจำนวนมาก โดยเมื่อผู้ขอรับการประเมินได้ดำเนินการแก้ไขปรับปรุงการปฏิบัติงานของผู้รับจ้าง ในข้อ 5.1.3 แล้ว จึงได้จัดทำตารางเปรียบเทียบปริมาณการใช้วัสดุของผสม คือ sodium silicate และปูนซีเมนต์ รายการงาน Advance Grouting ตั้งแต่ก่อนและช่วงลอดอ่างเก็บน้ำห้วยแม่ประจุ๋ม (กบ.1 ครั้งที่ 30) จนถึงเดือนมิถุนายน 2562 (กบ.1 ครั้งที่ 52) เพื่อพิจารณาปริมาณงานก่อนและหลังการปรับปรุงการปฏิบัติงาน Advance Grouting ของผู้รับจ้าง ดังแสดงในตารางที่ 5-2 และจัดทำตารางแสดงปริมาณงานและบริเวณที่ใช้ sodium silicate งาน Advance Grouting และ Consolidation Grouting ที่ระบุจำนวนตามรายงานสำรวจ - ออกแบบ เปรียบเทียบกับบริเวณที่ผู้รับจ้างใช้จริง ดังแสดงในตารางที่ 5-3 เพื่อแก้ไขปัญหาการเลือกวิธีปฏิบัติงานอัดฉีดของผสมของงาน Advance Grouting และ Consolidation Grouting

ตารางที่ 5-2 ปริมาณวัสดุของผสมงาน Advance Grouting ก่อนและหลังปรับปรุงการปฏิบัติงาน

ที่	รายงานความก้าวหน้าประจำเดือน (กบ.1)	ปูนซีเมนต์ (ตัน)	Sodium Silicate (ลิตร)	หมายเหตุ
1	กบ.ครั้งที่ 30 (10 ส.ค.60 - 8 ก.ย.60)	59.597	4,460.00	
2	กบ.ครั้งที่ 31 (9 ก.ย.60 - 8 ต.ค.60)	114.880	4,765.00	
3	กบ.ครั้งที่ 32 (9 ต.ค.60 - 7 พ.ย.60)	38.127	-	
4	กบ.ครั้งที่ 33 (8 พ.ย.60 - 7 ธ.ค.60)	10.326	-	
5	กบ.ครั้งที่ 34 (8 ธ.ค.60 - 6 ม.ค.61)	61.563	2,267.00	
6	กบ.ครั้งที่ 35 (7 ม.ค.61 – 5 ก.พ.61)	13.215	-	
7	กบ.ครั้งที่ 36 (6 ก.พ.61 - 7 มี.ค.61)	88.610	26,499.80	เริ่มลอดอ่างฯแม่ประจุ๋ม
8	กบ.ครั้งที่ 37 (8 มี.ค.61 - 6 เม.ย.61)	53.376	23,568.00	ช่วงลอดอ่างฯแม่ประจุ๋ม
9	กบ.ครั้งที่ 38 (7 เม.ย.61 – 6 พ.ค.61)	105.473	80,044.00	ช่วงลอดอ่างฯแม่ประจุ๋ม
10	กบ.ครั้งที่ 39 (7 พ.ค.61 – 5 มิ.ย.61)	191.772	85,321.20	ช่วงลอดอ่างฯแม่ประจุ๋ม
11	กบ.ครั้งที่ 40 (6 มิ.ย.61 – 5 ก.ค.61)	81.559	37,226.00	ช่วงลอดอ่างฯแม่ประจุ๋ม
12	กบ.ครั้งที่ 41 (6 ก.ค.61 – 4 ส.ค.61)	73.250	48,670.00	ช่วงลอดอ่างฯแม่ประจุ๋ม
13	กบ.ครั้งที่ 42 (5 ส.ค.61 – 3 ก.ย.61)	43.785	10,140.00	ช่วงลอดอ่างฯแม่ประจุ๋ม
14	กบ.ครั้งที่ 43 (4 ก.ย.61 – 3 ต.ค.61)	92.706	19,029.00	ลอดผ่านอ่างฯแม่ประจุ๋ม
15	กบ.ครั้งที่ 44 (4 ต.ค.61 – 2 พ.ย.61)	65.575	31,250.00	ลอดผ่านอ่างฯแม่ประจุ๋ม
16	กบ.ครั้งที่ 45 (3 พ.ย.61 – 2 ธ.ค.61)	(20.614)	(39,568.80)	Hold ปริมาณงาน
17	กบ.ครั้งที่ 46 (3 ธ.ค.61 – 1 ม.ค.62)	(32.154)	(32,863.80)	Hold ปริมาณงาน
18	กบ.ครั้งที่ 47 (2 ม.ค.62 – 31 ม.ค.62)	-	-	ไม่มีการทำงาน
19	กบ.ครั้งที่ 48 (1 ก.พ.62 – 2 มี.ค.62)	38.991	3,490	Consolidation Grouting
20	กบ.ครั้งที่ 49 (3 มี.ค.62 – 1 เม.ย.62)	(11.052)	(2,057.70)	Hold ปริมาณงาน
21	กบ.ครั้งที่ 50 (2 เม.ย.62 – 1 พ.ค.62)	(17.258)	(2,811.60)	Hold ปริมาณงาน
22	กบ.ครั้งที่ 51 (2 พ.ค.62 – 31 พ.ค.62)	(8.062)	(297.30)	Hold ปริมาณงาน
23	กบ.ครั้งที่ 52 (1 มิ.ย.62 – 30 มิ.ย.62)	121.069 (31.929)	1,193.656 (507.594)	

หมายเหตุ 1. ตัวเลขในวงเล็บ ( ) สีแดงคือปริมาณงานวัสดุของผสมที่ทำจริงแต่ไม่ได้รายงานตามแบบฟอร์ม กบ.1

2. ตัวเลขสีดำ คือ ตัวเลขปริมาณของผสมที่รายงานในแบบฟอร์ม กบ.1

ตารางที่ 5-3 แสดงปริมาณงานการใช้ Sodium Silicate ตามรายงานสำรวจ-ออกแบบ และบริเวณที่ผู้รับจ้างใช้ปฏิบัติงานจริง งาน Advance Grouting และ Consolidation Grouting

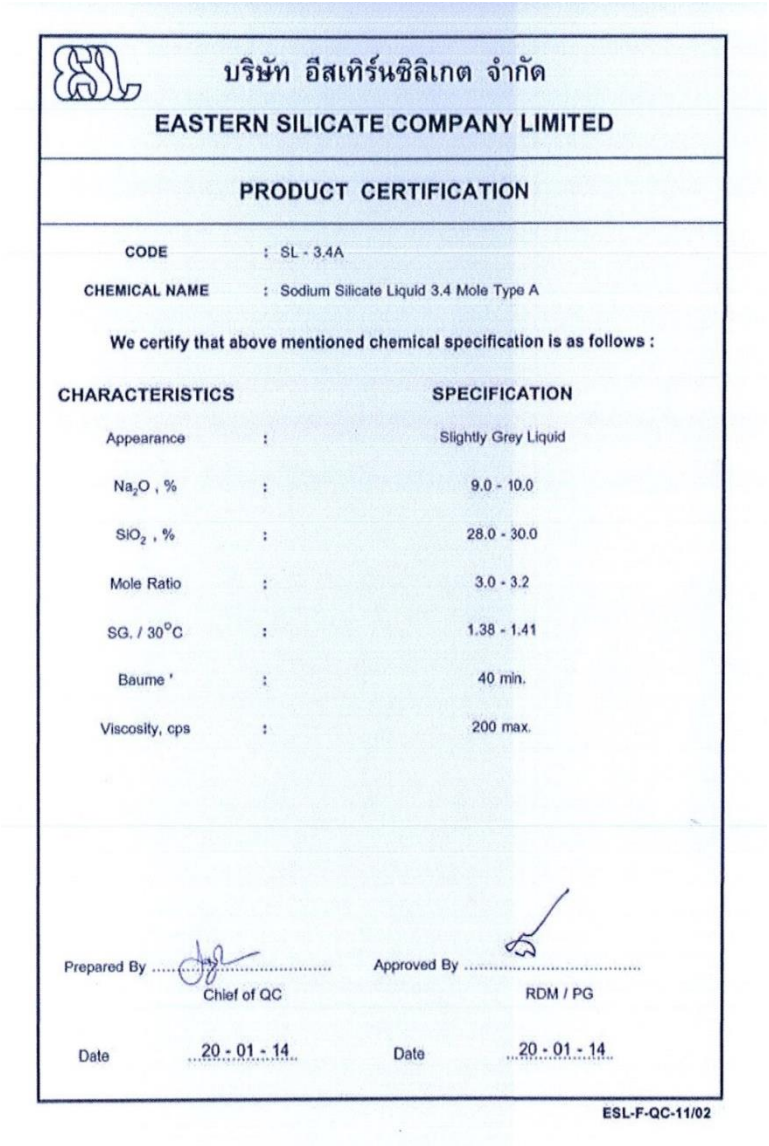
Chainage (Sta.)		ปริมาณตามรายงานสำรวจ-ออกแบบ		ปริมาณงานตามที่ใช้จริง	
		Advance Grout	Consolidation Grout	Advance Grout	Consolidation Grout
From	to	(เมตร)	(เมตร)	(เมตร)	(เมตร)
0+050	0+100	10	55		
0+100	0+500	-	40		
0+500	0+550	10	5		
0+550	0+900	-	40		
0+900	0+950	10	25		
0+950	1+100	-	15		
1+100	1+150	10	5		
1+150	1+250	-	10		
1+250	1+300	10	5		
1+300	1+700	-	40		
1+700	1+750	10	5		
1+750	1+950	-	20		
1+950	2+000	10	5		
2+000	2+350	-	35		
2+350	2+400	10	5		
2+400	2+500	-	10		
2+500	2+550	10	5		
2+550	2+850	-	35		
2+850	2+900	10	5		
2+900	3+050	-	15		
3+050	3+100	10	5		
3+100	3+250	-	15		
3+250	3+300	10	5		
3+300	3+500	-	15		
3+500	3+550	10	50		
3+550	3+850	-	30		

Chainage (Sta.)		ปริมาณตามรายงานสำรวจ-ออกแบบ		ปริมาณงานตามที่ใช้จริง	
		Advance Grout	Consolidation Grout	Advance Grout	Consolidation Grout
From	to	(เมตร)	(เมตร)	(เมตร)	(เมตร)
3+850	3+900	10	5		
3+900	4+100	-	20		
4+100	4+150	10	5		
4+150	4+300	-	15		
4+300	4+350	10	5		
4+350	4+550	-	20		
4+550	4+650	20	10		
4+650	5+000	-	35		
5+000	5+150	30	35		
5+150	5+950	-	80		
5+950	6+000	10	5		
6+000	6+250	-	25	909	20
6+250	6+500	50	25	2,357	20
6+500	6+700	-	20		
6+700	11+400	1,980	1625	45	
11+400	11+450	-	5		
11+450	11+500	10	5		
11+500	11+900	-	40		
11+900	11+950	10	5		
11+950	12+500	-	55		
รวมทั้งสิ้น		2270	2540		

จากตารางที่ 5-2 แสดงให้เห็นว่าปริมาณการใช้ sodium silicate ลดลงภายหลังปรับปรุงการปฏิบัติงาน Advance Grouting อย่างเห็นได้ชัด และจากตารางที่ 5-3 เป็นการแสดงบริเวณที่มีความจำเป็นต้องทำ Advance Grouting และ Consolidation Grouting ซึ่งเป็นที่มาของการคำนวณปริมาณงานตามสัญญา เทียบกับบริเวณที่ผู้รับจ้างปฏิบัติงานจริง

2) การแก้ไขปัญหาปริมาณงาน การเบิกจ่ายเงินของงานอัดฉีดน้ำปูนล่วงหน้า (Advance Grouting) สำหรับประเด็นปัญหาการตรวจวัดปริมาณงาน และการเบิกจ่ายวัสดุสารเคมี sodium silicate งาน Advance Grouting ในบริเวณที่ดำเนินการมาแล้วบริเวณลอดผ่านอ่างเก็บน้ำแม่ประจุ๋ม

ผู้ขอรับการประเมินได้พิจารณาใบรับรองสินค้าของผู้ผลิตและจำหน่าย sodium silicate ที่ผู้รับจ้างอุโมงค์ส่งน้ำช่วงแม่งัด - แม่กวง สัญญาที่ 1 บริษัท อิตาเลียนไทย ดีเวล็อปเมนต์ จำกัด (มหาชน) นำมาใช้ซึ่งผู้จำหน่าย sodium silicate คือ บริษัท อีสเทิร์นซิลิเกต จำกัด ดังแสดงในรูปที่ 5-39



บริษัท อีสเทิร์นซิลิเกต จำกัด
EASTERN SILICATE COMPANY LIMITED

PRODUCT CERTIFICATION

CODE : SL - 3.4A

CHEMICAL NAME : Sodium Silicate Liquid 3.4 Mole Type A

We certify that above mentioned chemical specification is as follows :

CHARACTERISTICS		SPECIFICATION
Appearance	:	Slightly Grey Liquid
Na_2O , %	:	9.0 - 10.0
SiO_2 , %	:	28.0 - 30.0
Mole Ratio	:	3.0 - 3.2
SG. / 30°C	:	1.38 - 1.41
Baume '	:	40 min.
Viscosity, cps	:	200 max.

Prepared By ..... Chief of QC
Approved By ..... RDM / PG
Date 20 - 01 - 14
Date 20 - 01 - 14

ESL-F-QC-11/02

รูปที่ 5-39 ใบรับรองสินค้าของผู้ผลิตและจำหน่าย Sodium Silicate

ที่มา : กรมชลประทาน บริษัท อิตาเลียนไทย ดีเวล็อปเมนต์ จำกัด (มหาชน), (2562).วิธีการดำเนินงานอัดฉีดน้ำปูนเพิ่มคุณภาพมวลหิน (Method of Statement of Consolidation Grouting).

ตามที่ได้ศึกษา วิเคราะห์มาตรฐานการผลิต/จำหน่าย และข้อมูลตามใบรับรองสินค้าของผู้ผลิต sodium silicate ตามหัวข้อ 2.4.3) ดังแสดงในรูปที่ 5-39 ใบรับรองสินค้าของบริษัท อีสเทิร์นซิลิเกต จำกัด แสดงค่าสำคัญในการพิจารณาแปลงค่าปริมาณ sodium silicate ในรูปของเหลวให้เป็นปริมาณแห้ง คือ mole ratio 3.0 - 3.2 , Na_2O 9 - 10% และ SiO_2 28 - 30% เมื่อมีค่า % ของ SiO_2 และ Na_2O โดยตรงแล้ว จึงไม่จำเป็นต้องใช้ค่า mole ratio ในการคำนวณ ดังนั้น สัดส่วนเนื้อ sodium silicate แห้ง : น้ำ ดังนี้

total alkaline(%Na_2O)	=	10	..... (1)
silicon content (% SiO_2)	=	30	..... (2)
total solid% = (1)+(2)	**=**	**40**	..... (3)
ดังนั้น จะมี %H_2O = 100-(3)	**=**	**60**	
หรือมีเนื้อ sodium silicate แห้ง : น้ำ เท่ากับ		**40 : 60**	

จากการคำนวณค่าสัดส่วนเนื้อ sodium silicate แห้งต่อน้ำ เป็นค่า sodium silicate แห้ง40% หรือ 0.40 เป็นตัวแปรปรับค่าปริมาณ sodium silicate ที่มีหน่วยเป็น ลิตร (น้ำ) แปลงค่าให้เป็นปริมาณ sodium silicate หน่วยเป็นลิตร (แห้ง)

โดยก่อนจะดำเนินการปรับค่าปริมาณ sodium silicate ที่มีหน่วยเป็น ลิตร (น้ำ) แปลงค่าปริมาณมีหน่วยเป็นลิตร (แห้ง) ได้พิจารณาการปฏิบัติงานอัดฉีดของผสมของผู้รับจ้างซึ่งที่ปรึกษาควบคุมงานได้ตรวจสอบและพิจารณาว่า มีการปฏิบัติงานไม่เป็นไปตาม Method Statement ซึ่งไม่ควรเบิกค่างาน ดังนั้น จึงได้พิจารณาปรับลดปริมาณงานให้สอดคล้องกับ Method Statement เสียก่อน โดยขั้นตอนนี้เมื่อพิจารณาปริมาณงานตามที่ผู้รับจ้างได้ใช้ปฏิบัติงาน Advance Grouting บริเวณลอดผ่านอ่างเก็บน้ำแม่ประจุ๋มตามรายงานความก้าวหน้าประจำเดือน (กบ.1) ตั้งแต่ครั้งที่ 36 จนถึงครั้งที่ 44 มีปริมาณ sodium silicate รวมทั้งสิ้น 361,748 ลิตร สามารถปรับลดลงคงเหลือเป็น 20,355.77 ลิตร โดยมีวิธีการคิดการปรับลดดังแสดงในตารางที่ 5-4 แสดงตัวอย่างวิธีคิดการปรับลดตามรายงานความก้าวหน้าประจำเดือน (กบ.1) ครั้งที่ 38 ซึ่งมีแนวทางการปรับลดปริมาณจากการพิจารณาปริมาณน้ำใต้ดิน (หน่วย:ลิตรต่อวินาที) จากนั้นจะทำการพิจารณาอัตราส่วน Cement Grout : Silicate จาก Method Statement งานอัดฉีดของผสมดังแสดงในรูปที่ 5-40

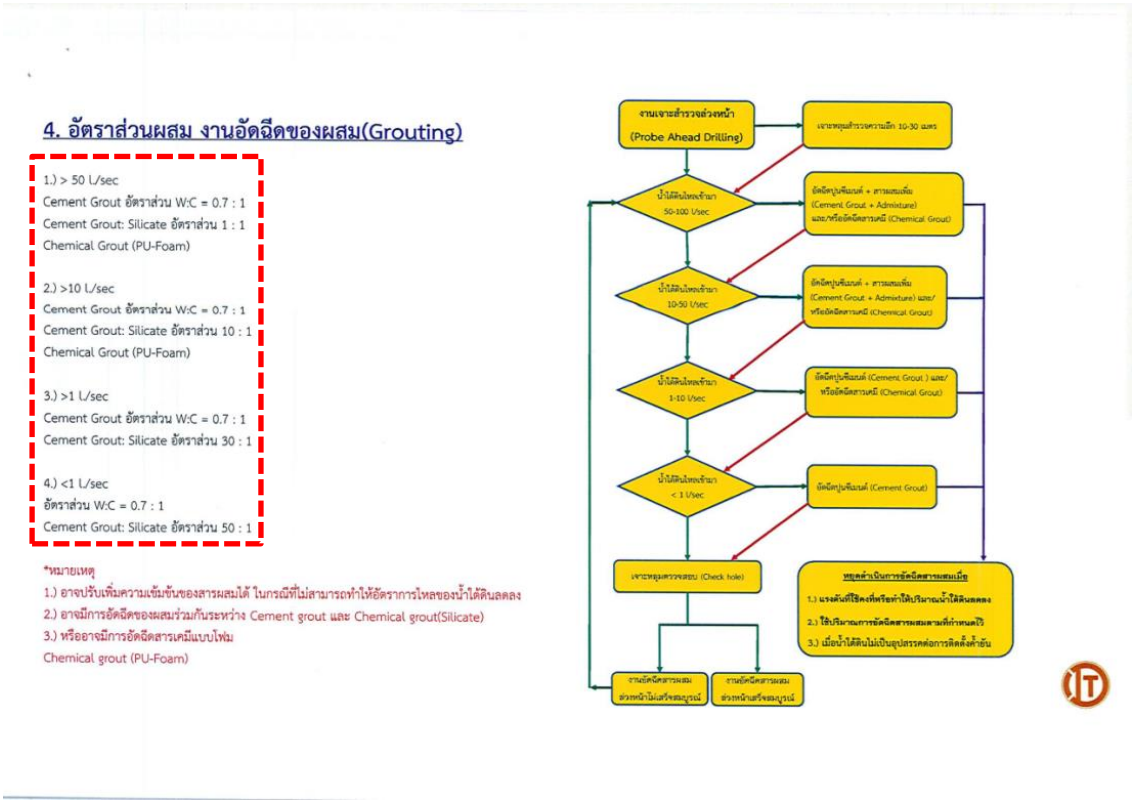
ตัวอย่างการคำนวณข้างต้น เมื่อพิจารณาตารางที่ 5-4 จะเห็นได้ว่าปริมาณน้ำใต้ดินที่ช่อง (I) ในแต่ละหลุมเจาะ (ลำดับที่ 1 ถึง 46) ปริมาณน้ำใต้ดินที่ไหลออกมาอยู่ในปริมาณที่มากกว่า 1 ลิตรต่อนาที แต่ไม่เกิน 10 ลิตรต่อนาที แต่จากตารางช่อง (J),(K) อัตราส่วนผสมที่ผู้รับจ้างปฏิบัติงานจริงนั้นค่าของปูนซีเมนต์จะน้อยกว่าอัตราส่วนผสม Cement Grout : Silicate ตาม Method Statement เช่น จากตารางลำดับที่ 1 หลุมเจาะ ADVP6439/1 มีปริมาณน้ำใต้ดิน 1-10 ลิตรต่อวินาที เมื่อพิจารณา Method Statement ตามรูปที่ 5-40 ค่า Cement Grout : Silicate เท่ากับ 30:1 แต่ผู้รับจ้างใช้อัตราส่วนที่ 2.03:1 ซึ่งจะทำให้ปริมาณของ sodium silicate นั้นมีความเข้มข้นมากกว่าเกณฑ์ ดังนั้น จึงต้องทำการปรับลด

ตารางที่ 5-4 แสดงตัวอย่างวิธีคิดการปรับลดตามรายงานความก้าวหน้าประจำเดือน (กบ.1) ครั้งที่ 38

ที่	งานเจาะหลุม		งานอัดฉีดปูนซีเมนต์และวัสดุสำหรับการอัดฉีด			ปริมาณ sodium silicate ที่ทำจริง (ลิตร)	รวมของผสม Grout Take (ลิตร)	ปริมาณน้ำใต้ดิน (l/sec)	อัตราส่วนที่ ผรจ . ปฏิบัติงานจริง		อัตราส่วนตาม method statment		Sodium silicate ปรับค่าตามสัดส่วน
	หมายเลขหลุม	ความลึก	ปูนซีเมนต์ (ลิตร)	ปูนซีเมนต์ (กก.)	น้ำ (ลิตร)				ปูนซีเมนต์	: Sodium silicate	ปูนซีเมนต์	: Sodium silicate	
A	B	C	D	E	F	G	H=D+G	I	J=D/G	K	L	M	N=D/L
1	ADVP6439/1	9	3,832.00	3,766.09	2,636.03	1,886.00	5,718.00	1-10	2.03	:1	30	:1	127.73
2	ADVP6439/2	9	2,198.00	2,160.19	1,512.00	852.00	3,050.00	1-10	2.58	:1	30	:1	73.27
3	ADVP6439/3	9	6,656.00	6,541.52	4,578.66	6,524.00	13,180.00	<1	1.02	:1	50	:1	133.12
4	ADVP6439/4	9	2,052.00	2,016.71	1,411.57	1,300.00	3,352.00	1-10	1.58	:1	30	:1	68.40
5	ADVP6439/5	9	2,860.00	2,810.81	1,967.39	1,656.00	4,516.00	<1	1.73	:1	50	:1	57.20
6	ADVP6439/6	9	1,550.00	1,523.34	1,066.25	512.00	2,062.00	<1	3.03	:1	50	:1	31.00
7	ADVP6439/7	9	2,848.00	2,799.01	1,959.14	2,664.00	5,512.00	<1	1.07	:1	50	:1	56.96
8	ADVP6434.5	9	1,778.00	1,747.42	1,223.09	230.00	2,008.00	1-10	7.73	:1	30	:1	59.27
9	ADVP6434.5	9	1,708.00	1,678.62	1,174.93	160.00	1,868.00	1-10	10.68	:1	30	:1	56.93
10	ADVP6434.5	9	1,331.00	1,308.11	915.59	180.00	1,511.00	1-10	7.39	:1	30	:1	44.37
11	ADVP6434.5	9	1,400.00	1,375.92	963.06	196.00	1,596.00	1-10	7.14	:1	30	:1	46.67
12	ADVP6434.5	9	1,476.00	1,450.61	1,015.34	192.00	1,668.00	<1	7.69	:1	50	:1	29.52
13	ADVP6434.5	9	1,365.00	1,341.52	938.98	188.00	1,553.00	<1	7.26	:1	50	:1	27.30
14	ADVP6434.5	9	1,967.00	1,933.17	1,353.10	284.00	2,251.00	1-10	6.93	:1	30	:1	65.57
15	ADVP6478/1	4	287.00	282.06	197.43	-	287.00	-	-	-	-	-	-
16	ADVP6478/2	4	565.00	555.28	388.66	-	565.00	-	-	-	-	-	-
17	ADVP6478/3	4	462.00	454.05	317.81	-	462.00	-	-	-	-	-	-
18	ADVP6478/4	4	404.00	397.05	277.91	-	404.00	-	-	-	-	-	-
19	ADVP6478/5	4	392.00	385.26	269.66	-	392.00	-	-	-	-	-	-
20	ADVP6475/1	4	400.00	393.12	275.16	-	400.00	-	-	-	-	-	-
21	ADVP6475/2	4	427.00	419.66	293.73	-	427.00	-	-	-	-	-	-
22	ADVP6475/3	4	521.00	512.04	358.40	-	521.00	-	-	-	-	-	-
23	ADVP6475/4	4	480.00	471.74	330.19	-	480.00	-	-	-	-	-	-
24	ADVP6475/5	4	360.00	353.81	247.64	-	360.00	-	-	-	-	-	-
25	ADVP6472/1	4	442.00	434.40	304.05	-	442.00	-	-	-	-	-	-
26	ADVP6472/2	4	400.00	393.12	275.16	-	400.00	-	-	-	-	-	-

ตารางที่ 5-4 แสดงตัวอย่างวิธีคิดการปรับลดตามรายงานความก้าวหน้าประจำเดือน (กบ.1) ครั้งที่ 38 (ต่อ)

ที่	งานเจาะหลุม		งานอัดฉีดปูนซีเมนต์และวัสดุสำหรับการอัดฉีด			ปริมาณ sodium silicate ที่ทำจริง (ลิตร)	รวมของผสม Grout Take (ลิตร)	ปริมาณน้ำใต้ดิน (l/sec)	อัตราส่วนที่ ผรจ . ปฏิบัติงานจริง		อัตราส่วนตาม method statment		Sodium silicate ปรับค่าตามสัดส่วน
	หมายเลขหลุม	ความลึก	ปูนซีเมนต์ (ลิตร)	ปูนซีเมนต์ (กก.)	น้ำ (ลิตร)				ปูนซีเมนต์	: Sodium silicate	ปูนซีเมนต์	: Sodium silicate	
A	B	C	D	E	F	G	H=D+G	I	J=D/G	K	L	M	N=D/L
27	ADVP6472/3	4	514.00	505.16	353.58	-	514.00	-	-	-	-	-	-
28	ADVP6472/4	4	295.00	289.93	202.93	-	295.00	-	-	-	-	-	-
29	ADVP6472/5	4	311.00	305.65	213.94	-	311.00	-	-	-	-	-	-
30	ADVP6430/1	9	7,194.00	7,070.26	4,948.75	3,460.00	10,654.00	1-10	2.08	:1	30	:1	239.80
31	ADVP6430/2	9	4,228.00	4,155.28	2,908.44	1,934.00	6,162.00	1-10	2.19	:1	30	:1	140.93
32	ADVP6430/3	9	4,965.00	4,879.60	3,415.42	1,841.00	6,806.00	1-10	2.70	:1	30	:1	165.50
33	ADVP6430/4	9	7,644.00	7,512.52	5,258.31	7,944.00	15,588.00	1-10	0.96	:1	30	:1	254.80
34	ADVP6430/5	9	7,104.00	6,981.81	4,886.84	1,898.00	9,002.00	<1	3.74	:1	50	:1	142.08
35	ADVP6430/6	9	4,422.00	4,345.94	3,041.89	1,748.00	6,170.00	1-10	2.53	:1	30	:1	147.40
36	ADVP6430/7	9	1,354.00	1,330.71	931.42	2,504.00	3,858.00	1-10	0.54	:1	30	:1	45.13
37	ADVP6430/8	9	2,263.00	2,224.08	1,556.72	4,719.00	6,982.00	1-10	0.48	:1	30	:1	75.43
38	ADVP6430/9	9	1,530.00	1,503.68	1,052.49	5,136.00	6,666.00	1-10	0.30	:1	30	:1	51.00
39	ADVP6430/10	9	848.00	833.41	583.34	3,202.00	4,050.00	1-10	0.26	:1	30	:1	28.27
40	ADVP6425.5/1	9	4,318.00	4,243.73	2,970.35	5,520.00	9,838.00	1-10	0.78	:1	30	:1	143.93
41	ADVP6425.5/2	9	4,230.00	4,157.24	2,909.82	4,640.00	8,870.00	1-10	0.91	:1	30	:1	141.00
42	ADVP6425.5/3	9	4,956.00	4,870.76	3,409.23	3,602.00	8,558.00	1-10	1.38	:1	30	:1	165.20
43	ADVP6425.5/4	9	4,896.00	4,811.79	3,367.96	5,380.00	10,276.00	1-10	0.91	:1	30	:1	163.20
44	ADVP6425.5/5	9	2,868.00	2,818.67	1,972.90	4,264.00	7,132.00	1-10	0.67	:1	30	:1	95.60
45	ADVP6425.5/6	9	642.00	630.96	441.63	1,008.00	1,650.00	<1	0.64	:1	50	:1	12.84
46	ADVP6425.5/7	9	4,576.00	4,497.29	3,147.83	4,420.00	8,996.00	1-10	1.04	:1	30	:1	152.53
	รวม	339.0	107,319.0	105,473.10	73,824.72	80,044.00	187,363.00	รวมปริมาณ Sodium silicate ปรับค่าตามสัดส่วนตาม Method Statement กบ.38					3,041.95



รูปที่ 5-40 แสดงการใช้อัตราส่วนผสม งานอัดฉีดของผสม (Grouting)

ที่มา : กรมชลประทาน บริษัท อิตาเลียนไทย ดีเวล๊อปเมนต์ จำกัด (มหาชน), (2561)วิธีการดำเนินงานอัดฉีดของผสมล่วงหน้า (Method Statement of Advance Grouting).

อัตราส่วนผสมตาม Method Statement โดยจากตัวอย่างข้างต้นปริมาณ sodium silicate ที่ต้องใช้จริง คงเหลือเป็นจำนวน 127.73 ลิตร (ช่อง N) จากปริมาณที่ผู้รับจ้างใช้จำนวน 1,886 ลิตร (ช่อง G) ดังแสดงในตารางที่ 5-4 หลังจากปรับปริมาณ sodium silicate ตาม Method Statement แล้วจึงนำตัวแปรค่า 0.40 มาเป็นผลคูณจากปริมาณที่ปรับสัดส่วนแล้ว คงเหลือปริมาณเป็น sodium silicate 8,142.30 ลิตร นั่นคือมีปริมาณงานลดลงจากรายงานความก้าวหน้าประจำเดือน (กบ.1) จำนวน 353,605.70 ลิตร โดยปริมาณงานในส่วนนี้จะไม่เบิกค่างานให้ผู้รับจ้าง และกรณีปริมาณ sodium silicate ที่ใช้จริงตั้งแต่รายงานความก้าวหน้าประจำเดือน (กบ.1) ครั้งที่ 45 จนถึงครั้งที่ 51 วางแผนให้รวมปริมาณงานมารายงานความก้าวหน้าประจำเดือน (กบ.1) ครั้งที่ 52 รวมจำนวน จำนวน 1,193.656 ลิตร มีรายละเอียดดังแสดงในตารางที่ 5-5

เมื่อได้ปริมาณ sodium silicate แห้งแล้ว ประกอบกับการพิจารณาแก้ไขปัญหาการเลือกวิธีปฏิบัติงานอัดฉีดของผสม (Grouting) ระหว่างงาน Advance Grouting และงาน Consolidation Grouting ที่ได้พิจารณาจัดทำตารางเปรียบเทียบปริมาณการใช้ปูนซีเมนต์ และ sodium silicate งาน Advance Grouting ตั้งแต่ก่อนและช่วงลอดอ่างเก็บน้ำห้วยแม่ประจุ๋ม และหลังการปรับปรุงการปฏิบัติงานและตารางเปรียบเทียบปริมาณงานและบริเวณการใช้ sodium silicate ตามรายงานสำรวจ - ออกแบบและบริเวณที่ผู้รับจ้างใช้ปฏิบัติงานจริง

ผู้ขอรับการประเมินในฐานะประธานคณะกรรมการตรวจการจ้าง ได้เชิญที่ปรึกษาควบคุมงาน และผู้รับจ้าง ประชุมหารือเมื่อวันที่ 19 มิถุนายน 2562 ดังแสดงในรูปที่ 5-40 มีวัตถุประสงค์การหารือ เพื่อแก้ไขปัญหาการเลือกวิธีปฏิบัติงานอัดฉีดของผสม (Grouting) และปัญหาปริมาณงานการเบิกจ่ายเงินของงานอัดฉีดน้ำปูนล่วงหน้า (Advance Grouting) เพื่อให้ผู้รับจ้างได้รับทราบแนวทางหรือหลักปฏิบัติที่ถูกต้องตามรายละเอียดที่กำหนดในสัญญา รายงานสำรวจ-ออกแบบ และเอกสารทางวิชาการต่างๆ ที่เกี่ยวข้องตามข้อมูลที่ผู้ขอรับการประเมินได้ศึกษา วิเคราะห์และจัดทำรายละเอียดมาทั้งหมด

ตารางที่ 5-5 ปริมาณ Sodium Silicate ที่ปรับค่าตามรายงาน กบ.1 ครั้งที่ 36 ถึง 52

กบ.1 ครั้งที่	ระหว่างวันที่			ปริมาณงานที่ทำจริง (ลิตร)	ปริมาณปรับค่าตามสัดส่วน (ลิตร)	ปริมาณปรับค่าเป็นแห้ง (ลิตร)
				(1)	(2) = C : S	(3) = (2)x 0.4
36	6 ก.พ.61	ถึง	7 มี.ค.61	26,499.80	3,589.10	1,435.64
37	8 มี.ค.61	ถึง	6 เม.ย.61	23,568.00	789.53	315.81
38	7 เม.ย.61	ถึง	6 พ.ค.61	80,044.00	3,041.95	1,216.78
39	7 พ.ค.61	ถึง	5 มิ.ย.61	85,321.20	4,355.48	1,742.19
40	6 มิ.ย.61	ถึง	5 ก.ค.61	37,226.00	1,634.40	653.76
41	6 ก.ค.61	ถึง	4 ส.ค.61	48,670.00	2,247.10	898.84
42	5 ส.ค.61	ถึง	3 ก.ย.61	10,140.00	914.25	365.70
43	4 ก.ย.61	ถึง	3 ต.ค.61	19,029.00	1,976.93	790.77
44	4 ต.ค.61	ถึง	2 พ.ย.61	31,250.00	1,807.03	722.81
รวม				**361,748**	**20,355.77**	**8,142.30**
รวมปริมาณ sodium silicate (ไม่เบิกค่างาน)						**353,605.70**
45	3 พ.ย.61	ถึง	2 ธ.ค.61	39,568.80	939.47	375.79
46	3 ธ.ค.61	ถึง	1 ม.ค.62	32,863.80	953.30	381.32
47	2 ม.ค.62	ถึง	31 ม.ค.62	-	-	-
48	1 ก.พ.62	ถึง	2 มี.ค.62	3,490	601.25	240.50
49	3 มี.ค.62	ถึง	1 เม.ย.62	2,057.70	251.35	100.54
50	2 เม.ย.62	ถึง	1 พ.ค.62	2,811.60	493.73	197.49
51	2 พ.ค.62	ถึง	31 พ.ค.62	297.30	119.27	47.71
52	1 มิ.ย.62	ถึง	30 มิ.ย.62	507.594	227.03	90,81
รวมปริมาณ sodium silicate (ปรับค่ามารายงานใน กบ.1 ครั้งที่ 52)						1,193.656

หมายเหตุ 1. ตัวเลขในวงเล็บ ( ) สีแดงคือปริมาณ sodium silicate ที่ทำจริงแต่ไม่ได้รายงานตามแบบฟอร์ม กบ.1

2. ตัวเลขสีดำ คือ ตัวเลขปริมาณ sodium silicate ที่รายงานในแบบฟอร์ม กบ.1



รูปที่ 5-41 การประชุมหารือแก้ไขปัญหาการเลือกวิธีปฏิบัติงาน Grouting และปัญหาปริมาณงานรายการงาน Advance Grouting

มีรายละเอียดการประชุมหารือสรุปดังนี้

1.) งาน Advance Grouting เป็นการทำงานบริเวณด้านหน้าอุโมงค์ หากผู้รับจ้างดำเนินการไม่สำเร็จ และไม่ดำเนินการตามวิธีการทำงาน (Method Statement) ที่ผู้รับจ้างเสนอ ทำให้วัสดุของผสมใช้ไปเป็นจำนวนมาก หรือเกิดการสูญเสีย รั่วออกมา จะไม่ตรวจวัดปริมาณงานให้ และหากมาดำเนินการอัดฉีดของผสมในภายหลังไม่ถือว่าเป็นงาน Consolidation Grouting แต่เป็นการแก้ไขงาน Advance Grouting ที่ไม่สำเร็จ ผู้ว่าจ้างจะไม่ตรวจวัดปริมาณให้เช่นกัน

2.) งาน Consolidation Grouting ต้องดำเนินการภายหลังงานดาดคอนกรีตอุโมงค์ (Lineing) เว้นแต่บริเวณที่ผู้ว่าจ้าง (คณะกรรมการตรวจการจ้างและที่ปรึกษาควบคุมงาน) พิจารณาว่ามีเหตุจำเป็นต้องดำเนินการก่อน หากเป็นกรณีดังกล่าวผู้รับจ้างต้องจัดทำรายงานแสดงรายละเอียดเหตุผลที่ต้องดำเนินการ รูปแบบที่แสดงตำแหน่ง ขอบเขตและปริมาณงาน รวมถึงวิธีการทำงาน เครื่องจักรเครื่องมือที่ต้องใช้ในการทำงาน Consolidation Grouting เสนอที่ปรึกษาควบคุมงานอนุมัติและคณะกรรมการตรวจการจ้างเห็นชอบก่อนดำเนินการ

3.) รายการ sodium silicate ของงาน Advance Grouting ที่มีปริมาณเกินกว่าสัญญามาก ตั้งแต่บริเวณลอดอ่างเก็บน้ำแม่ประจุ่ม ตามรายงานความก้าวหน้าประจำเดือนครั้งที่ 36 ถึงครั้งที่ 44 ไม่สามารถเบิกปริมาณส่วนเกินนี้ให้แก่ผู้รับจ้างได้ โดยปริมาณงาน sodium silicate ส่วนที่ไม่ให้เบิกเป็นจำนวน 353,605.70 ลิตร ดังแสดงในตารางที่ 5-4 และในส่วน sodium silicate ที่ต้องใช้จริงตั้งแต่ปัจจุบันจนงานขุดระเบิดอุโมงค์แล้วเสร็จ ให้รายงานตามความเป็นจริงตามวิธีปฏิบัติที่ถูกต้อง และสามารถเบิกจ่ายค่างาน

ได้สำหรับในส่วนของผสมหลัก คือ ปูนซีเมนต์ที่ผู้รับจ้างใช้ปฏิบัติงานจริง และเป็นไปตามข้อกำหนดตามสัญญา วิธีปฏิบัติงานอัดฉีดของผสม และวิธีการทำงาน (Method Siatement) ที่ผู้รับจ้างเสนอไว้ ซึ่งตั้งแต่รายงานความก้าวหน้าประจำเดือน ครั้งที่ 45 ถึงครั้งที่ 51 ไม่ได้รับการพิจารณาให้เบิกจ่าย เนื่องจากเป็นวัสดุส่วนหนึ่งผสมร่วบกับ sodium silicate ที่เกิดปัญหาเมื่อตรวจสอบแล้วมีความถูกต้องตามเงื่อนไขข้างต้น ให้เบิกจ่ายได้ตั้งแต่รายงาน กบ.1 ครั้งที่ 52 เป็นต้นไป และหลังจากนี้เมื่อรายงานวัสดุปูนซีเมนต์ตามการใช้งานจริงสามารถเบิกจ่ายได้ตามปกติ เพื่อให้สอดคล้องกับการทำงาน

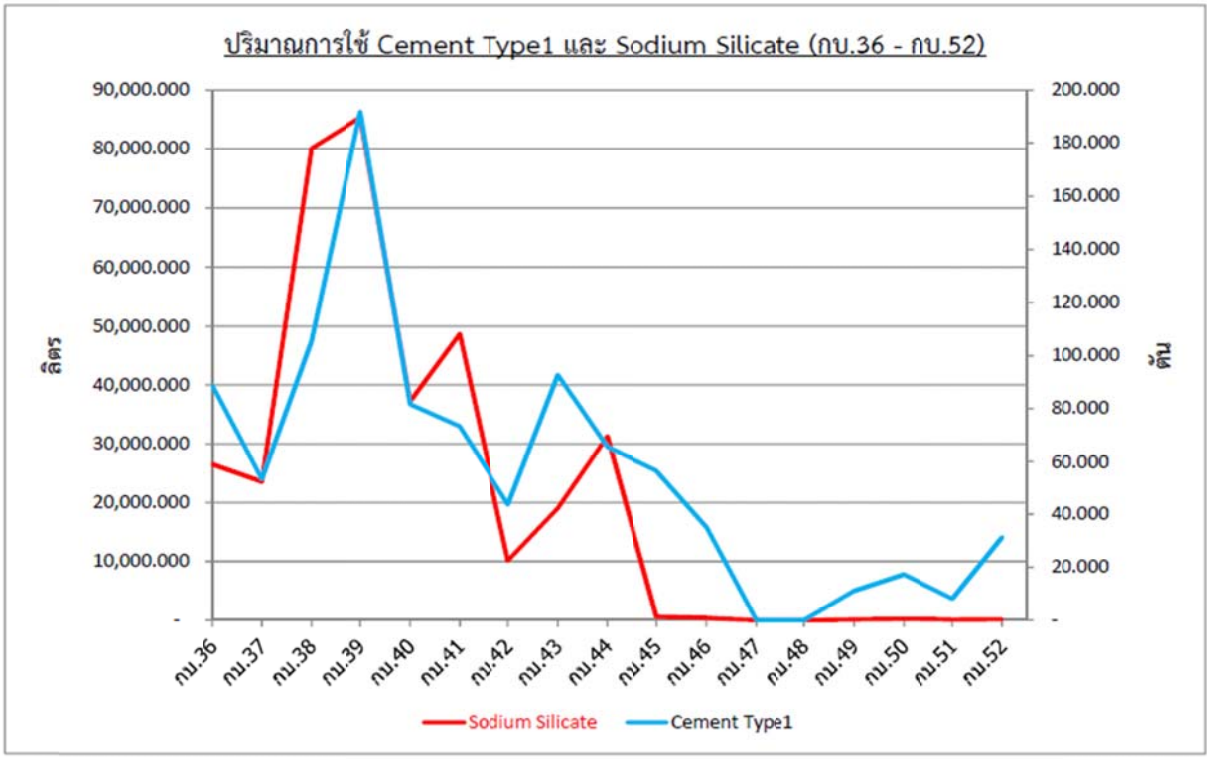
4.) กรณีปริมาณ sodium silicate งาน Advance Grouting เมื่อพิจารณาการวัดปริมาณงานและการเบิกจ่ายเงินตามสัญญาที่กำหนดว่า “ การวัดปริมาณงานอัดฉีดของผสม จะตรวจวัดเฉพาะส่วนที่อัดเข้าไปในหลุม และวัดปริมาณงาน<u>หน่วยเป็นมวลรวมของส่วนผสมของการอัดฉีดที่แห้งก่อนการผสมน้ำ</u> ” ดังนั้น การปฏิบัติงานของผู้รับจ้างตั้งแต่รายงานความก้าวหน้าประจำเดือน (กบ.1) ครั้งที่ 45 และไม่ได้รายงานจนถึง ครั้งที่ 51 จะให้ผู้รับจ้างรายงานและตรวจวัดปริมาณงาน sodium silicate โดยปรับค่าหน่วยจาก “ ลิตร (น้ำ) ” เป็น “ ลิตร (แห้ง) ” ตามข้อมูลค่าต่างๆที่เกี่ยวข้องตามใบรับรองสินค้าที่ผู้รับจ้างเสนอมีปริมาณงานดังแสดงในตารางที่ 5-4 มารายงานในรายงานความก้าวหน้าประจำเดือน (กบ.1) ครั้งที่ 52 ก่อนเบิกจ่ายค่างานให้ต่อไป

บทที่ 6
ผลสำเร็จ จุดเด่นของผลงานและการศึกษางานตามแผนงานต่อไป

6.1 ผลสำเร็จของผลงาน

การปรับปรุงการปฏิบัติงานอัดฉีดน้ำปูนล่วงหน้า (Advance Grouting) ของผู้รับจ้าง ซึ่งได้ทำการอัดฉีดของผสมตามวิธีการที่ปรับปรุงอย่างต่อเนื่องจนมาถึงปัจจุบัน ทำให้งานอัดฉีดของผสมมีอัตราความสำเร็จมากขึ้นใช้เวลาทำงานและสูญเสียวัสดุของผสมน้อยลง ส่งผลให้สามารถควบคุมปริมาณน้ำใต้ดินให้มีปริมาณลดลง การขุดระเบิดอุโมงค์และกระบวนการเสริมความมั่นคง (Support) ตามสภาพหิน ภายหลังการขุดระเบิด จึงมีความก้าวหน้ามากยิ่งขึ้นพิจารณาจากกราฟที่ 6-1 ซึ่งแสดงข้อมูลความก้าวหน้าของงานขุดระเบิดอุโมงค์ส่งน้ำฝั่งเหนือน้ำก่อนและหลังการปรุงปรุงการปฏิบัติงาน ตามรายงานความก้าวหน้าประจำเดือน (กบ.1) ครั้งที่ 36 ถึง 52

กราฟที่ 6-1 ปริมาณการใช้วัสดุของผสมตามที่ปฏิบัติงานจริงภายในช่วงความก้าวหน้าประจำเดือน (กบ.1) ครั้งที่ 36 ถึง 52



และจากการแก้ไขปัญหาการเลือกวิธีปฏิบัติงานอัดฉีดของผสม (Grouting) งานอัดฉีดน้ำปูนล่วงหน้า (Advance Grouting) และงานอัดฉีดน้ำปูนเพิ่มคุณภาพมวลหิน (Consolidation Grouting) ที่ผู้ขอรับการประเมินเข้าร่วมดำเนินการแก้ไขปัญหา มีวัตถุประสงค์เพื่อช่วยให้ผู้รับจ้างทราบว่าเมื่อปฏิบัติงาน Advance Grouting ให้เป็นไปตามข้อกำหนดต่างๆ ของสัญญาอย่างเคร่งครัดแล้ว จะทำให้งานอัดฉีดของผสมมีผลสำเร็จมากขึ้น ลดการไหลของน้ำใต้ดินเข้ามาภายในอุโมงค์ และลดขั้นตอนการอัดฉีดของผสมซ้ำในภายหลัง เมื่อต้องขุดระเบิดอุโมงค์ในช่วง (Round) ต่อไป เป็นการกำหนดขอบเขตงานอย่างชัดเจนว่าไม่มีความเกี่ยวข้องกับงาน

Consolidation Grouting ซึ่งเป็นงานอัดฉีดของผสมภายหลังงานดาดคอนกรีตหรือในบริเวณที่ผู้ว่าจ้างเห็นสมควรเท่านั้น รวมถึงการแสดงถึงที่มาของรายการคำนวณปริมาณงานที่ระบุในสัญญาของงานทั้ง 2 รายการ ช่วยทำให้เกิดการยอมรับ ลดปัญหาหรือข้อโต้แย้งระหว่างกันทั้งผู้ว่าจ้างและผู้รับจ้างในการทำงาน Advance Grouting และ Consolidation Grouting

กรณีปัญหาปริมาณงาน การเบิกจ่ายเงินงาน Advance Grouting ผู้ขอรับการประเมินในฐานะประธานกรรมการตรวจการจ้าง มีอำนาจ หน้าที่ ต้องกำกับ ติดตาม และแก้ไขปัญหางานก่อสร้าง รวมถึงบริหารสัญญางานก่อสร้างให้เป็นไปตามข้อกำหนด เงื่อนไขต่างๆ ตามสัญญา ตลอดจนระเบียบและข้อกฎหมายที่เกี่ยวข้องอย่างเคร่งครัด และให้มีความถูกต้อง จากอำนาจหน้าที่ข้างต้น จึงเป็นเหตุจำเป็นต้องแก้ไขปัญหาดังกล่าวให้มีความเป็นธรรมกับทุกฝ่ายทั้งเป็นการแก้ไขปัญหาที่ค้างคาตั้งแต่อดีต คือ ช่วงที่ผู้รับจ้างไม่สามารถรายงานผลงานความก้าวหน้าและเบิกจ่ายค่างานได้ ให้สามารถรายงานและเบิกจ่ายค่างานตามการปฏิบัติงานจริงของผู้รับจ้าง ในขณะเดียวกันจะต้องพิจารณาไม่เบิกจ่ายค่างาน Sodium silicate ที่มีการปฏิบัติงานไม่ถูกต้องและการตรวจวัดปริมาณงานไม่เป็นไปตามสัญญาเพื่อประโยชน์ของทางราชการ และเมื่อทุกฝ่ายรับทราบแนวทางหรือหลักปฏิบัติที่ถูกต้องของการตรวจวัดปริมาณงาน การเบิกจ่ายเงินงานอัดฉีดของผสมทั้งสองรายการแล้วได้ปฏิบัติตามแนวทางหรือหลักปฏิบัติดังกล่าวตั้งแต่ปัจจุบัน และต้องดำเนินการต่อเนื่องไปจนงานขุดระเบิดอุโมงค์ช่วงแม่งัด - แม่กวง สัญญาที่ 1 แล้วเสร็จ

ทั้งนี้ มีรายละเอียดงาน Advance Grouting ที่ผู้รับจ้างได้ปฏิบัติงานจริงแต่ไม่ได้รายงานปริมาณวัสดุของผสม คือปูนซีเมนต์ และ Sodium Silicate รวมถึงเบิกจ่ายเงิน ตั้งแต่รายงานความก้าวหน้าประจำเดือน (กบ.1) ครั้งที่ 45 จนถึงครั้งที่ 51 จำนวน 121.069 ตัน และ 1,193.656 ลิตร ตามลำดับ ซึ่งได้รวมมารายงานความก้าวหน้าประจำเดือน (กบ.1) ครั้งที่ 52 งานก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำและอาคารประกอบ พร้อมส่วนประกอบอื่นอุโมงค์ส่งน้ำช่วงแม่งัด - แม่กวง สัญญาที่ 1 ดังแสดงในตารางที่ 6-1

ลำดับ	รายการ	ปริมาณงาน	หน่วย	บาท/หน่วย	รวมเงิน (บาท)	กบ.ครั้งที่ 52 (1 มิ.ย.62-30 มิ.ย.62)		ปริมาณงานสะสม	
						ปริมาณงาน	เบิกจ่าย งวดที่ 40	ปริมาณงาน	สะสมแต่ละงาน
3	กิจกรรมงานอุโมงค์ส่งน้ำ ตั้งแต่ กม.0+000 ถึง กม.12+500								
3.4	งานเจาะสำรวจล่วงหน้า	6,150	ม.	577.00	3,548,550.00	248.000	248.000	2,521.000	2,521.000
3.6	งานขุดระเบิดอุโมงค์ (D&B)	261,270	ลบ.ม.	3,160.00	825,613,200.00	2,308.155	2,308.155	41,899.191	41,899.191
3.7	งานเจาะรู และติดตั้งท่อระบายน้ำ	6,250	ม.	630.00	3,937,500.00	12.000	12.000	508.000	508.000
3.8	งานเสริมความมั่นคงในอุโมงค์								
	3.8.1 งานคอนกรีตพ่น (Shotcrete) ส่วนของ Overbreak	12,450	ลบ.ม	7,200.00	89,640,000.00	258.568	258.568	4,702.765	4,702.765
	3.8.2 งานค้ำยันคานเหล็กโค้ง (Steel Arch) และส่วนประกอบ	550,060	กก.	54.00	29,703,240.00	8,748.780	8,748.780	125,731.382	125,731.382
	3.8.4 งานตะแกรงเหล็ก (Wiremesh)	131,700	ตร.ม.	130.00	17,121,000.00	1,417.697	1,417.697	24,617.344	24,617.344
	3.8.5 งานคอนกรีตพ่น (Shotcrete) หนา 10 ซม.	85,860	ตร.ม.	940.00	80,708,400.00	753.060	753.060	4,378.524	4,378.524
	3.8.6 งานคอนกรีตพ่น (Shotcrete) หนา 15 ซม.	41,440	ตร.ม.	1,400.00	58,016,000.00	585.750	585.750	19,216.528	19,216.528
	3.8.7 งานสลักยึดหิน (Rock B	15,130	ชุด	1,800.00	27,234,000.00	52.000	52.000	4,228.000	4,228.000
	3.8.8 งานสลักยึดหิน (Rock Bolts) ขนาด Ø25 มม. ยาว 3 ม.	9,020	ชุด	3,100.00	27,962,000.00	279.000	279.000	1,531.000	1,531.000
3.9	งานร่องระบายน้ำระหว่างการก่อสร้าง								
	3.9.1 งานระเบิดหิน	1,530	ลบ.ม.	179.66	274,879.80	8.380	8.380	250.730	250.730
	3.9.2 งานฉมกลับด้วยคอนกรีตก่อนการวาง Concrete Invert	1,530	ลบ.ม.	4,500.00	6,885,000.00	6.827	6.827	189.936	189.936
3.10	งาน Invert Concrete	20,830	ลบ.ม.	4,500.00	93,735,000.00	82.040	82.040	1,609.746	1,609.746
3.11	งานคอนกรีตดาดอุโมงค์ (Tunnel Inner Lining)	34,480	ลบ.ม.	5,970.00	205,845,600.00				
3.12	งานอัดฉีดของผสม (Grouting) ในอุโมงค์								
	3.12.1 งาน Advance Grouting								
	3.12.1.1 งานเจาะหลุมเพื่อการอัดฉีดของผสม แบบ Percussion (Drilling Grout Holes)	13,620	ม.	700.00	9,534,000.00	2,168.000	2,168.000	10,168.000	10,168.000
	3.12.1.2 งานดำเนินการอัดฉีดของผสม (Pressure Grouting)								
	3.12.1.2.1 งานอัดฉีดปูนซีเมนต์ (Cement Grouting)	6,610	ตัน	4,500.00	29,745,000.00	121.069	121.069	1,448.285	1,448.285
	3.12.1.2.2 งานอัดฉีดสารเคมี (Chemical Grouting)	105,760	ลิตร	5.00	528,800.00	1,193.656	-	106,953.656	375,554.156
	ผลงานเกินร้อยละ 100-125 จ่าย 100%	26,440	ลิตร	5.00	132,200.00	-	-	26,440.000	
	ผลงานเกินร้อยละ 125-150 จ่าย 90%	26,440	ลิตร	4.50	118,980.00	-	-	26,440.000	
	ผลงานเกินร้อยละ 150 จ่าย 83%			4.15			-	215,720.500	
	3.12.1.3 วัสดุสำหรับการอัดฉีด (Grouting Material)								
	3.12.1.3.1 ปูนซีเมนต์ Type I	6,610	ตัน	3,000.00	19,830,000.00	121.069	121.069	1,448.285	1,448.285
	3.12.1.3.2 โซเดียมซิลิเคต (Sodium Silicate)	105,760	ลิตร	22.00	2,326,720.00	1,193.656	-	106,953.656	375,554.156
	ผลงานเกินร้อยละ 100-125 จ่าย 100%	26,440	ลิตร	22.00	581,680.00	-	-	26,440.000	
	ผลงานเกินร้อยละ 125-150 จ่าย 90%	26,440	ลิตร	19.80	523,512.00	-	-	26,440.000	
	ผลงานเกินร้อยละ 150 จ่าย 83%			18.26			-	215,720.500	

ตารางที่ 6-1 สรุปรายการและปริมาณงานตามรายงานความก้าวหน้าประจำเดือน (กบ.1) ครั้งที่ 52

6.2 จุดเด่นของผลงาน

6.2.1 การปรับปรุงการปฏิบัติงาน Advance Grouting สามารถลดระยะเวลาการอัดฉีดของผสมให้น้อยลงจากช่วงก่อนการปรับปรุงฯ พิจารณาได้จากบทที่ 5 กราฟที่ 5-1 รายงานความก้าวหน้าประจำเดือน (กบ.1) ครั้งที่ 50 และ 51 ใช้เวลาทำงานมากถึง 3-5 วัน การเสียเวลาดังกล่าวเนื่องจากเมื่อ Advance Grouting ครั้งแรก (Primary Stage) ไม่สามารถหยุดน้ำได้ จึงต้องทำการอัดฉีดของผสมครั้งที่สองหรือครั้งที่สามต่อไป (Secondary Stage or Tertiary Stage) แต่ภายหลังจากปรับปรุงการปฏิบัติงานฯ ตามรายงานความก้าวหน้าประจำเดือน (กบ.1) ครั้งที่ 52 ใช้เวลาเพียง 1 - 2 วัน ประกอบกับเมื่อปรับปรุงการปฏิบัติงาน Advance Grouting ปริมาณวัสดุที่ใช้ในการอัดฉีดของผสมลดลง เนื่องจากสามารถหยุดน้ำได้จากการอัดฉีดของผสมครั้งเดียว เป็นประโยชน์ทั้งผู้รับจ้างและทางราชการ

6.2.2 การปรับปรุงการปฏิบัติงานดีขึ้น Advance Grouting ยังส่งผลให้อัตราการขุดระเบิดหลังการปรับปรุงการปฏิบัติงานดีขึ้น พิจารณาได้จากบทที่ 5 กราฟที่ 5-1 จากเดิมก่อนการปรับปรุงฯ รายงานความก้าวหน้าประจำเดือน (กบ.1) ครั้งที่ 50 และ 51 สามารถขุดระเบิดได้เฉลี่ยวันละ 0.650 และ 1.267 เมตร ตามลำดับ แต่หลังจากปรับปรุงการปฏิบัติงานฯ ตามรายงานความก้าวหน้าประจำเดือน (กบ.1) ครั้งที่ 52 สามารถขุดระเบิดได้เฉลี่ยเพิ่มขึ้นเป็นวันละ 1.760 เมตร เนื่องจากปริมาณน้ำใต้ดินที่เข้ามาภายในอุโมงค์ลดลง ทำให้การทำงานขุดระเบิดแต่ละขั้นตอนสะดวกรวดเร็วมากขึ้น เช่น การบรรจุวัตถุระเบิดสามารถทำได้ง่ายและรวดเร็ว รวมถึงการบรรจุวัตถุระเบิดในหลุมทำได้แน่นขึ้น เนื่องจากไม่มีน้ำใต้ดินจำนวนมากไหลออกมา ส่งผลให้การระเบิดได้หน้าตัดตามแบบ และกรณีงานคอนกรีตพ่น (Shotcrete) สามารถพ่นแล้วติดผนังอุโมงค์ ที่ขุดระเบิดทำให้ผนังอุโมงค์มีความมั่นคง แข็งแรง ปลอดภัย จากเดิมเมื่อมีน้ำใต้ดินไหลออกมาจะทำให้พ่นคอนกรีตไม่ติด ส่งผลต่อเวลาในการพ่นเพิ่มมากขึ้น

6.2.3 สร้างความชัดเจนในแนวทางหรือวิธีปฏิบัติงานอัดฉีดน้ำปูนเพิ่มคุณภาพมวลหิน (Consolidation Grouting) และงานอัดฉีดของผสมล่วงหน้า (Advance Grouting) ตามเงื่อนไขข้อกำหนดการของสัญญาระหว่างผู้รับจ้าง ที่ปรึกษา และผู้ว่าจ้างในการบริหารสัญญาจ้างก่อสร้าง ทำให้การรายงานปริมาณงานตามรายงานความก้าวหน้าประจำเดือน (กบ.1) และการเบิกจ่ายเงิน มีความถูกต้องสอดคล้องกับวิธีการทำงาน

6.2.4 สามารถประหยัดงบประมาณในการเบิกจ่าย Sodium Silicate และค่าสูบน้ำตามสัญญา เนื่องจากปริมาณน้ำใต้ดินไหลเข้าภายในอุโมงค์ลดน้อยลง

6.3 การศึกษางานที่อยู่ระหว่างดำเนินการ หรืองานตามแผนงานต่อไป

จากความสำคัญของปัญหาน้ำใต้ดินตามที่ได้แสดงในบทที่ 2 ผู้ขอรับการประเมินได้พิจารณารวบรวมเหตุการณ์ต่างๆ ที่เกี่ยวข้องกับผลงานการปรับปรุงการจัดการน้ำใต้ดิน ซึ่งรวมถึงเหตุการณ์ปัญหาช่วงเวลาผู้ขอรับการประเมินมาปฏิบัติหน้าที่ แต่การแก้ไขปัญหาอยู่ระหว่างดำเนินการหรือมีแผนจะดำเนินการต่อไป โดยได้มีขั้นตอนหรือแนวทางปฏิบัติเบื้องต้นจัดส่งให้ผู้ที่เกี่ยวข้อง เช่น ที่ปรึกษาควบคุมงาน คณะกรรมการตรวจการจ้าง ได้พิจารณาแล้ว มีรายละเอียดงานตามแผนหรืองานที่ต้องดำเนินการต่อไปดังนี้

6.3.1 การขุดระเบิดอุโมงค์ส่งน้ำลอดผ่านแม่น้ำปิงของอุโมงค์ส่งน้ำช่วงแม่แตง - แม่งัด สัญญาที่ 2 ช่วง กม.13+668.465 ถึง กม.15+717.652

1) รายละเอียดลักษณะงาน

อุโมงค์ช่วงลอดใต้แม่น้ำปิง อุโมงค์ช่วงนี้จะอยู่ลึกจากระดับก้นแม่น้ำปิงลงไปประมาณ 20 เมตร ทำการก่อสร้างโดยวิธีการขุดระเบิด การก่อสร้างอุโมงค์ในช่วงลอดใต้แม่น้ำปิงจะต้องเจาะสำรวจล่วงหน้าบริเวณหน้าตัดอุโมงค์ (Tunnel Face) เพื่อตรวจสอบคุณภาพหินและการรั่วซึมของน้ำ ถ้าหินมีคุณภาพไม่ดีจะติดตั้งค้ำยันล่วงหน้า (Forepoling) หรืออัดฉีดของผสม (Grouting) และเมื่อระเบิดอุโมงค์แต่ละรอบ (Round) แล้วเสร็จ จะมีการติดตั้งค้ำยัน ประกอบด้วย Rock Bolt ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 25 มิลลิเมตร ยาว 2.0 เมตร จำนวน 9 ตัว Shotcrete หนา 150 มิลลิเมตร และ Steel Rib (H 125) ต่อความยาวอุโมงค์ ทุกๆ 1.5 เมตร และเมื่อก่อสร้างอุโมงค์ลอดแม่น้ำปิงนี้แล้วเสร็จตลอดแนว ก็จะติดตั้งค้ำยันชุดที่สองหรือค้ำยันถาวร ประกอบด้วย Concrete Lining หนา 300 มิลลิเมตร และ Steel Lining หนา 10 มิลลิเมตร

2) แนวทางการดำเนินงาน

(2.1) การสำรวจ คาดการณ์สภาพหินล่วงหน้า และการทำแผนที่ธรณีวิทยา (Mapping)

(1) งานสำรวจก่อนการก่อสร้าง (Pre-Construction Investigation)

จากสภาพธรณีวิทยาที่คาดว่าจะพบปัญหาในการก่อสร้าง ให้ทำการสำรวจก่อนการก่อสร้าง เพื่อครอบคลุมรายละเอียดของปัญหาที่คาดว่าจะเกิดขึ้น ดังนี้

- ช่วงอุโมงค์ลอดแม่น้ำปิง
- รอยเลื่อนตามแนวรูปตัดตามยาวอุโมงค์ ช่วง กม.13+600 ถึง กม.25+624
- รอยต่อของชุดหินปูน ชุดหิน Metasediment และชุดหิน Red Bed
- ปัญหาจากแรงดันน้ำใต้ดิน

(2) การจัดทำแผนที่ทางธรณีวิทยาของหน้าตัดอุโมงค์ (Tunnel Face Mapping)

วัตถุประสงค์ของการจัดทำแผนทางธรณีวิทยาของหน้าตัดอุโมงค์ เพื่อใช้ประกอบในการกำหนดชนิดของมวลหิน (Rock Mass Types) การวางตัวของรอยแตกในหินกับแนวอุโมงค์ และสภาพน้ำใต้ดิน โดยผู้รับจ้างต้องทำให้แล้วเสร็จก่อนการติดตั้งค้ำยันในอุโมงค์ภายหลังการระเบิดแต่ละรอบ

(3) การเจาะสำรวจล่วงหน้า (Probe Ahead Drilling)

งานเจาะสำรวจ มีวัตถุประสงค์เพื่อสำรวจดูคุณภาพหินในโซนรอยเลื่อน สำรวจโพรงในหินอ่อน หรือหินปูน สำรวจปริมาณน้ำหลากในโซนที่คาดว่าจะมีปัญหาเรื่องน้ำใต้ดินไหลเข้ามาในอุโมงค์ ดังแสดงในรูปที่ 6-1



รูปที่ 6-1 การเจาะสำรวจล่วงหน้า (Probe Ahead Drilling)

ที่มา : กรมชลประทาน บริษัท สยามพันธุ์วัฒนา จำกัด (มหาชน), (2560). เทคนิคและการก่อสร้างอุโมงค์ ส่งน้ำช่วงลอดแม่น้ำปิง.

ทั้งนี้ ข้อมูลที่ได้รับจากทั้ง 3 รายการสำรวจดังกล่าว จะถูกนำไปใช้ในการประเมินสภาพธรณีวิทยาร่วมกับข้อมูลที่มีอยู่เดิมจากขั้นตอนการศึกษาและออกแบบรายละเอียด และใช้ในการวางแผนงานการขุดเจาะอุโมงค์และการจัดการความมั่นคงของผนังอุโมงค์ให้สอดคล้องกับสภาพธรณีวิทยา

(2.2) สภาพธรณีวิทยาบริเวณอุโมงค์ลอดแม่น้ำปิง

อุโมงค์ลอดแม่น้ำปิงจะเริ่มจาก กม.13+668.465 ถึง กม.15+717.652 ส่วนบริเวณอุโมงค์ลอดแม่น้ำปิงคาดว่าจะมีปัญหาเกี่ยวกับระดับน้ำใต้ดินจะอยู่บริเวณ กม.14+820 ถึง กม.14+910 โดยบริเวณดังกล่าวสภาพธรณีวิทยาจะเป็นหินทราย (Sandstone) และหินทรายแป้ง (Siltstone) สีแดง ซึ่งจะแทรกตัวอยู่ในชั้นหินทรายและหินดินดาน (Shale) สีเทา สภาพธรณีทั่วไป ดังแสดงในรูปที่ 6-2 บริเวณอุโมงค์จะเป็นช่วงที่หินมีรอยแตกมากเนื่องจากอยู่ในโซนของรอยเลื่อนแม่น้ำปิง ซึ่งเป็นไปได้ที่ระดับน้ำใต้ดินในระดับอุโมงค์จะต่อเนื่องกับแม่น้ำปิง โดยที่ระดับน้ำในอุโมงค์จะมีการเปลี่ยนแปลงขึ้นลงตามระดับของแม่น้ำปิง

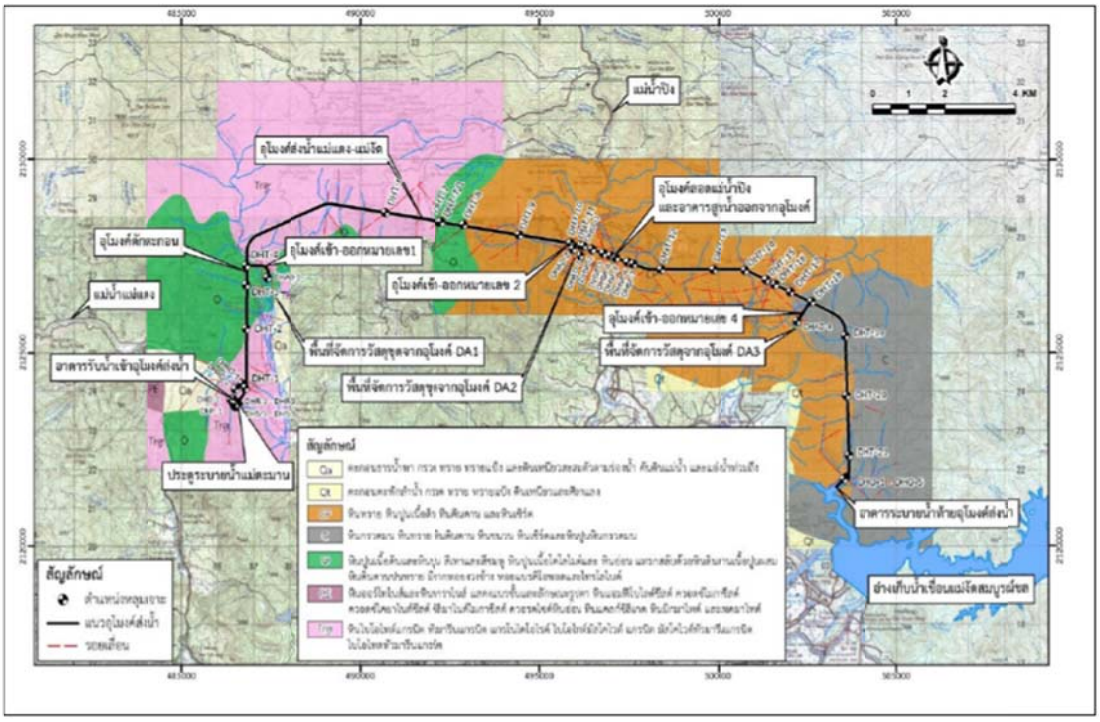
เมื่อพิจารณาจากรายละเอียดของหลุมเจาะสำรวจก่อนการออกแบบอุโมงค์บริเวณแม่น้ำปิง จำนวน 3 หลุม พบว่า ในระดับของพื้นอุโมงค์เป็นหินทรายแดง มีความแข็งปานกลาง อัตราการผุพังอยู่

ในเกณฑ์ปานกลางถึงสูง ตัวอย่างที่เก็บได้จากการเจาะมีคุณภาพต่ำอันเนื่องมาจากถูกแรงเฉือนหินมีการรั่วซึมของน้ำอยู่ในเกณฑ์ปานกลาง (อัตราการไหลซึม = $6x10^{-5}$ ซม. ต่อวินาที ถึง $2x10^{-4}$ ซม. ต่อวินาที)

และเมื่อนำรายละเอียดของหลุมเจาะสำรวจก่อนการก่อสร้างซึ่งได้ทำการเจาะเพิ่มเติมอีก 3 หลุม มาพิจารณาพบว่าในระดับพื้นอุโมงค์เป็นหินทรายสลับกับหินทรายแป้ง ตัวอย่างที่ได้จากการเจาะมีคุณภาพต่ำ หินมีการรั่วซึมอยู่ในเกณฑ์ปานกลางเช่นเดียวกัน

ในการดำเนินการขุดเจาะอุโมงค์ลอดแม่น้ำปิง เมื่อต้องการสำรวจดูคุณภาพหินในโซนรอยเลื่อนของหินหรือสำรวจปริมาณน้ำใต้ดินที่จะไหลเข้ามาในอุโมงค์ ก็จะดำเนินการเจาะสำรวจล่วงหน้า (Probe Ahead Drilling) และถ้าจำเป็นจะต้องลดการไหลเข้ามาของน้ำใต้ดิน หรือเพิ่มความแข็งแรงของมวลหินบริเวณด้านหน้าอุโมงค์ก็จะดำเนินการทำ Advance Grouting โดยจะต้องดำเนินการควบคู่ไปกับการขุดระเบิดอุโมงค์

สรุปสภาพธรณีวิทยาบริเวณอาคารสูบน้ำออกจากอุโมงค์ลอดแม่น้ำปิง อุโมงค์ส่งน้ำช่วงแม่แตง - แม่งัด มีความยาวทั้งสิ้น 25.624 กิโลเมตร และมีองค์ประกอบโครงการที่สำคัญคือ ปล่องอาคารสูบน้ำออกจากอุโมงค์ลอดแม่น้ำปิงและช่วงอุโมงค์ลอดผ่านแม่น้ำปิงซึ่งพบว่าสภาพธรณีวิทยาบริเวณดังกล่าวเป็นชั้นดินชั้นด้านบนหนาประมาณ 12.00 เมตร ปกคลุมชั้นหินทรายสีแดงเข้ม (Maroon Sandstone) สลับกับหินทรายสีน้ำตาลสีน้ำตาลแดงพบเป็นโซนรอยเลื่อนย้อนมุมต่ำ (Thrust Fault) ที่ดึงเอาหินชั้นสีแดงที่พบบริเวณตอนปลายอุโมงค์ส่งน้ำก่อนลงสู่อ่างเก็บน้ำเขื่อนแม่งัดสมบูรณ์ชลมาแทรกเป็นบล็อกฝังตัวอยู่ในหินทรายและหินดินดานสีเทาสำหรับหินตะกอนสีเทาขาวถึงสีเทาดำเป็นหินทรายจำพวก หินควอร์ตแวกหินดินดานและหินโคลนมีความอ่อนถึงแข็งมาก คุณภาพหิน (RQD เท่ากับ 0-100%) ในช่วงต้นของอุโมงค์ลอดแม่น้ำปิงมีค่าการรั่วซึมสูงมาก (มากกว่า 180 ลูยอง) ในช่วงกลางและท้ายอุโมงค์มีค่าการรั่วซึม 5 - 22 ลูยอง



รูปที่ 6-2 สภาพธรณีทั่วไปของที่ตั้งโครงการ

(2.3) การขุดระเบิดอุโมงค์ D&B (Drill and Blast)

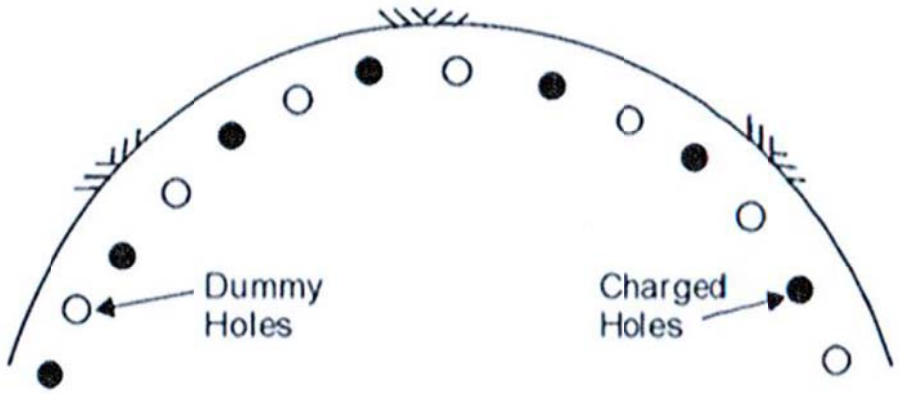
การขุดระเบิดอุโมงค์ส่งน้ำช่วงลอดแม่น้ำปิง ซึ่งคาดว่าจะมีปัญหาเกี่ยวกับแรงดันน้ำใต้ดิน และสภาพธรณีวิทยาตามที่กล่าวแสดงรายละเอียดในข้อ 2) ซึ่งในหินที่อ่อนมากๆ และผุพังจะต้องใช้วิธีการระเบิดแบบควบคุมช่วยในวิธีการก่อสร้างอุโมงค์ลอดแม่น้ำปิง

การควบคุมการระเบิด หรือ “Controlled blasting” ในการระเบิดเพื่อการก่อสร้างอุโมงค์ที่ต้องการขอบเขตงานที่เรียบ การควบคุมการระเบิดจึงเป็นสิ่งที่สำคัญเช่นกัน โดยใช้รูเจาะถี่และใช้ระเบิดปริมาณน้อยการออกแบบต้องรอบคอบ ทั้งระมัดระวังการสั่นสะเทือน แรงอัดอากาศ (Air blast) และหินปลิวที่อาจเกิดขึ้นได้ การควบคุมการระเบิดในงานก่อสร้างอุโมงค์ บริเวณอุโมงค์ลอดแม่น้ำปิงมีวิธีการควบคุมการระเบิดที่เหมาะสมในการควบคุมพิเศษสำหรับงานขุดเจาะระเบิดอุโมงค์ลอดแม่น้ำปิงซึ่งความสำคัญ 3 เรื่อง คือ

(1) การระเบิดผนังอุโมงค์ให้เรียบไม่มีการแตกร้าวเข้าไปในหินผนังอุโมงค์

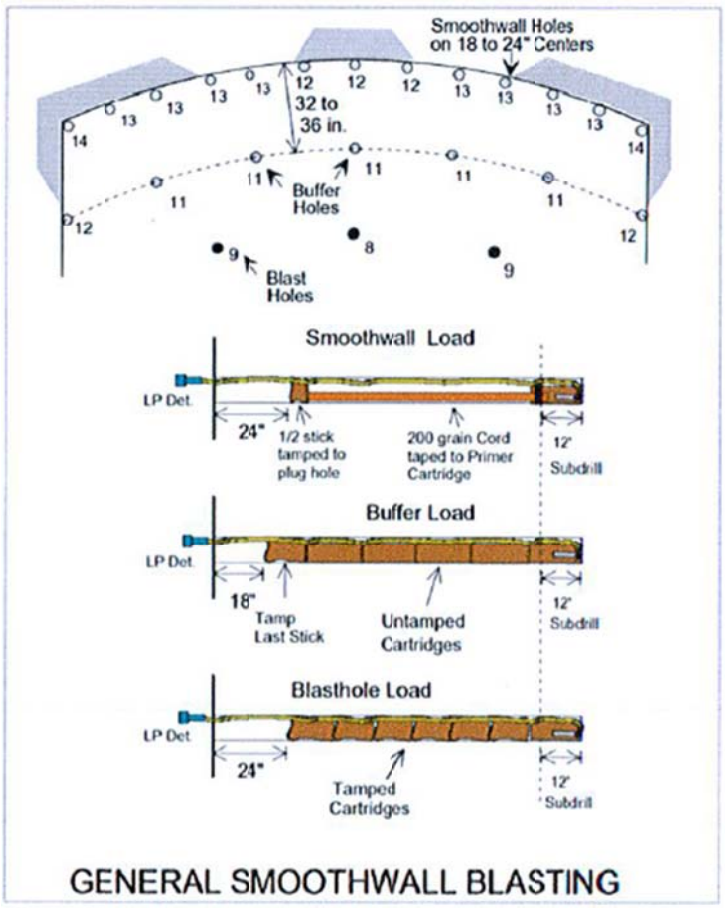
การควบคุมไม่ให้มีการแตกของหินเกินขอบผนังอุโมงค์ (Overbreak) และให้ผนังอุโมงค์หลังการระเบิดเรียบไม่แตกร้าวเข้าไป ซึ่งอาจจะกลายเป็นจุดเริ่มต้นของการแตกร้าวต่อไปในชั้นหิน (Weak point) สามารถทำได้โดยเพิ่มจำนวนรูควบคุม (Control holes) หรือที่รูขอบนอกสุดในแบบระเบิดอุโมงค์ที่ปฏิบัติกันอยู่แล้ว ซึ่งอาจจะเป็นรูว่างไม่บรรจุวัตถุระเบิดหรือบรรจุวัตถุระเบิดในปริมาณน้อยไม่มีการอุดรูระเบิด และบรรจุแบบรูเว้นรูดังแสดงในรูปที่ 6-3

ทั้งนี้ เพื่อเพิ่มความมั่นใจว่าจะได้ผนังอุโมงค์ที่เรียบและไม่แตกร้าวเข้าไปในผนังหิน ให้เพิ่มจำนวนรูควบคุมโดยการลดระยะห่างระหว่างรูลงอีก เป็นต้น ดังแสดงในรูปที่ 6-4



รูปที่ 6-3 วิธีบรรจุระเบิดแบบรูเว้นรู บริเวณหลังคาอุโมงค์

ที่มา : กรมชลประทาน บริษัท สยามพันธุ์วัฒนา จำกัด (มหาชน), (2560). เทคนิคและการก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำช่วงลอดแม่น้ำปิง.



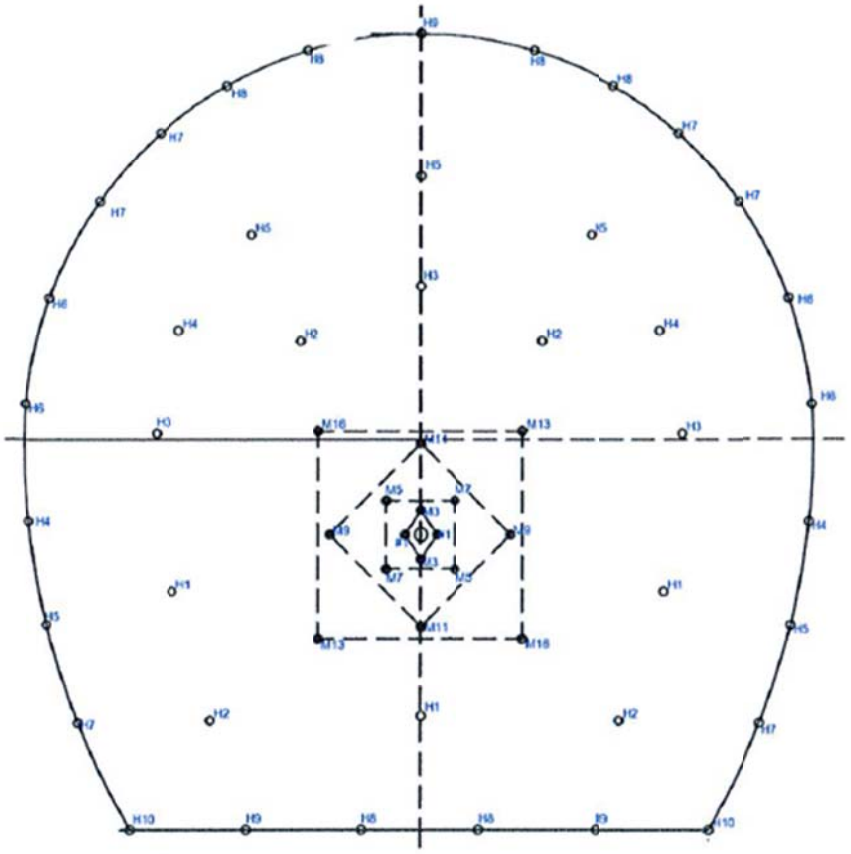
รูปที่ 6-4 การระเบิดแบบตัดหน้าเรียบ (Smooth Blasting) บริเวณหลังคาอุโมงค์

ที่มา : กรมชลประทาน บริษัท สยามพันธุ์วัฒนา จำกัด (มหาชน), (2560). เทคนิคและการก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำช่วงลอดแม่น้ำปิง.

(2) การควบคุมแรงสั่นสะเทือนโดยการลดปริมาณวัตถุระเบิดต่อจังหวะหน่วง (Maximum charge per delay)

การระเบิดอุโมงค์โดยการหน่วงจังหวะการระเบิด เป็นการให้มีการระเบิดวงในก่อนแล้วไล่ลำดับการระเบิดออกมาเป็นวงๆ จนถึงวงนอกสุดคือผนัง และหลังคาอุโมงค์ ดังแสดงในแผนผังรูปที่ 6-5 ทั้งนี้ ทำได้โดยใช้แก๊ปไฟฟ้าจังหวะหน่วงทั้งแบบมิลลิวินาที (MS) และแบบครึ่งวินาที (HS)

การระเบิดอุโมงค์ลอดแม่น้ำปิง จึงต้องลดจำนวนรูระเบิดที่ใช้แก๊ปเบอร์เดียวกันลง ทั้งนี้ การเจาะรูระเบิดส่วนใหญ่มีจำนวนรูระเบิดมากถึง 12 - 25 รู ต่อแก๊ปหนึ่งเบอร์ ดังนั้น จึงควรลดลงมาให้เหลือไม่เกิน 10 รู หรือน้อยกว่าต่อเบอร์ นอกจากนี้รูคัท (Cut holes) ที่ใช้แก๊ปแบบมิลลิวินาทีแล้ว รูเจาะอื่นๆ เช่น Stoping holes, roof holes และ floor holes ควรใช้เป็นแก๊ปชนิดครึ่งวินาที (Half Second,HS) เนื่องจากจะทิ้งช่วงเวลาในแต่ละวงนานขึ้น ช่วยให้หินแตกตัวดี และลดแรงสั่นสะเทือนได้มาก



รูปที่ 6-5 ตัวอย่างแผนผังการวางลำดับการระเบิดอุโมงค์

ที่มา : กรมชลประทาน บริษัท สยามพันธุ์วัฒนา จำกัด (มหาชน), (2560). เทคนิคและการก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำช่วงลอดแม่น้ำปิง.

(3) การจัดเตรียมความพร้อมของขั้นตอนการตักขน การค้ำยัน การ Shotcrete ผนังอุโมงค์ เพื่อให้ทำงานได้เสร็จสิ้นได้เร็วหลังการระเบิด

การจัดการงานต่อเนื่องจากการระเบิด หากสามารถทำได้โดยเร็วไม่ทิ้งให้ผนังอุโมงค์หลังการขุดระเบิดนานเกินไป จะลดโอกาสที่จะมีการแตกร้าวเพิ่มหรือการรั่วซึมของน้ำเข้ามาทำลายความเข็งแรงของผนังอุโมงค์ โดยหากไม่สามารถจัดการงานที่ต่อเนื่องจากการระเบิดให้เสร็จสิ้นได้เร็ว ควรจะปรับลดระยะก้าวหน้าต่อรอบ (Advance pre round) ลง เพื่อให้มีช่วงระยะของอุโมงค์สั้นที่ยังไม่ได้ค้ำยันและฉีดพ่นคอนกรีต ซึ่งจะสามารถประคองผนังอุโมงค์ไม่ให้แตกร้าว พัง หรือลดพื้นที่การรั่วซึมของน้ำลงได้ แต่หากมีร่องรอยการแตกร้าวและการรั่วซึมของน้ำในอัตราที่มาก การอัดฉีดของผสม (Grouting) จะต้องรีบดำเนินการ ทั้งนี้ การเจาะสำรวจล่วงหน้าจะสามารถช่วยในการกำหนดแผนงานป้องกันต่างๆ ได้

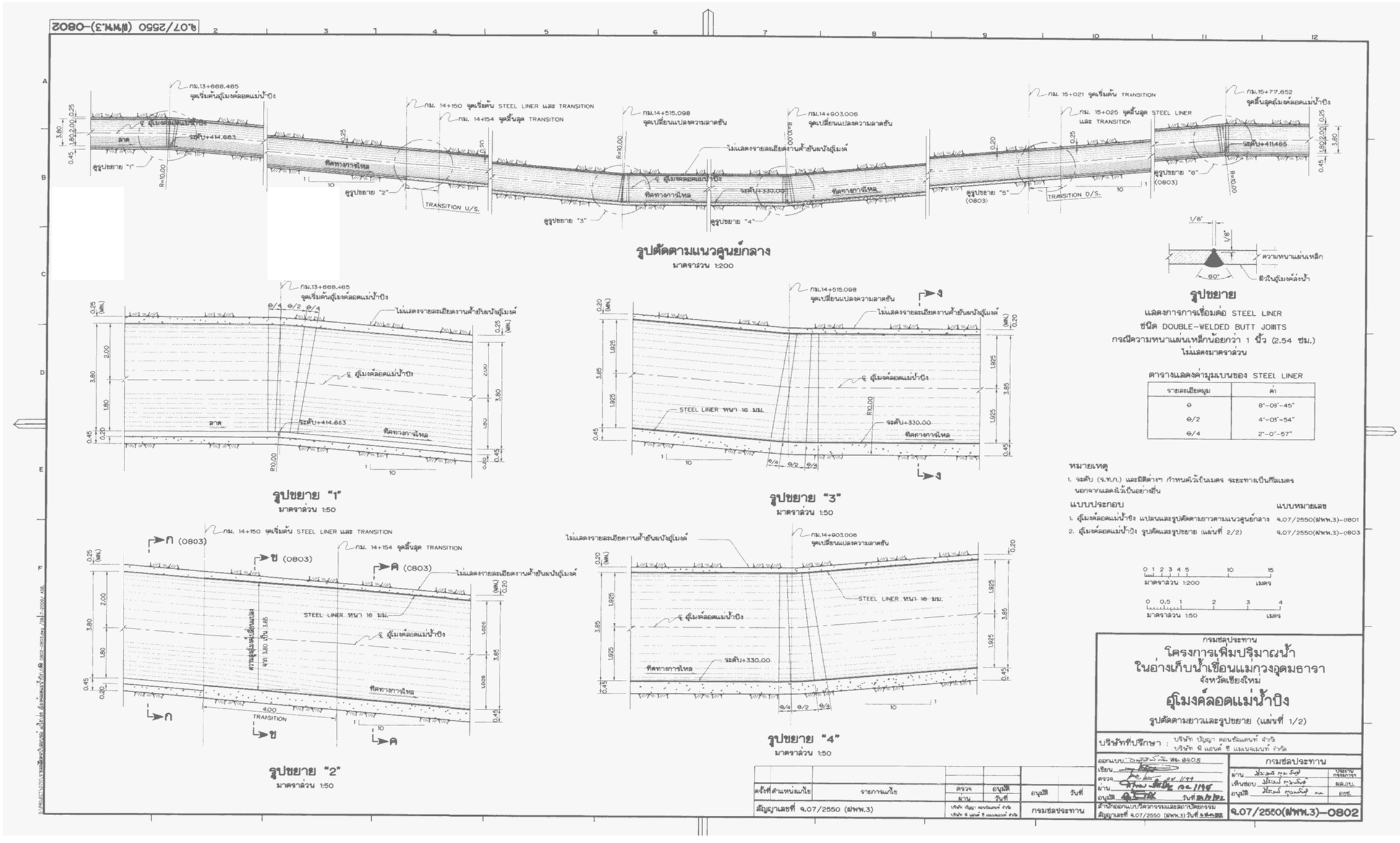
(2.4) การพิจารณาและกำหนดชนิดของระบบค้ำยันอุโมงค์

(1) การออกแบบก่อสร้างใช้หลักการ NATM (New Austrian Tunneling Method) โดยมีหลักการให้มวลหินรอบอุโมงค์ ทำหน้าที่เป็นค้ำยันหลักรอบอุโมงค์ (Self-support) หลังการขุดระเบิด นั่นคือ เมื่อมีการขุดระเบิดอุโมงค์ มวลหินผนังอุโมงค์จะพยายามเคลื่อนที่เข้ามา ซึ่งจะทำให้หินล็อกกันเองและเกิดเป็น Arch Ring ซึ่งการเคลื่อนตัวต้องไม่เกิดมากเกินไปจนเกิดการเลื่อนหล่น (Loosening) ของ

ก้อนหิน และกำลังมวลหินลดลง โดยการค้ำยัน (Rock Support) อันประกอบไปด้วย Shotcrete, Rock bolt และบางกรณี Steel Arch ด้วย ซึ่งการออกแบบด้วยหลักการดังกล่าวจะทำให้การใช้ค้ำยันน้อยที่สุด

(2) การเลือกรูปแบบค้ำยันระหว่างการก่อสร้างอุโมงค์นั้น ได้ใช้พารามิเตอร์เกี่ยวกับความลึกของอุโมงค์จากผิวดิน การวางตัวของรอยในหินไม่ต่อเนื่อง และสภาพน้ำบาดาลเป็นตัวพิจารณา แต่ทั้งนี้ระหว่างก่อสร้างจะต้องมีการปรับปรุงการคัดเลือกรูปแบบค้ำยันนี้ให้เข้ากับสภาพธรณีวิทยาและพฤติกรรมของอุโมงค์ที่เกิดขึ้นจริงอีกครั้ง

การก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำช่วงลอดแม่น้ำปิง จาก กม.13+668.465 ถึง กม.15+717.652 รวมยาว 2,049.187 เมตร โดยจะทำการติดตั้งท่อเหล็ก Steel Liner ขนาด Ø 3.85 เมตร หนา 16 มิลลิเมตร ในอุโมงค์ส่งน้ำช่วงลอดแม่น้ำปิง ช่วง กม.14+150 ถึง กม.15+025 รวมยาว 875 เมตร เพื่อลดการรั่วซึมของน้ำใต้ดินจากนั้นจะดาดคอนกรีตอุโมงค์ (Tunnel Inner Lining) รอบๆ ท่อเหล็ก Steel Liner ตามแบบก่อสร้างหมายเลข ดังแสดงในรูปที่ 6-6



รูปที่ 6-6 แบบก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำและอาคารประกอบ พร้อมส่วนประกอบอื่น อุโมงค์ช่วงลอดแม่น้ำปิง

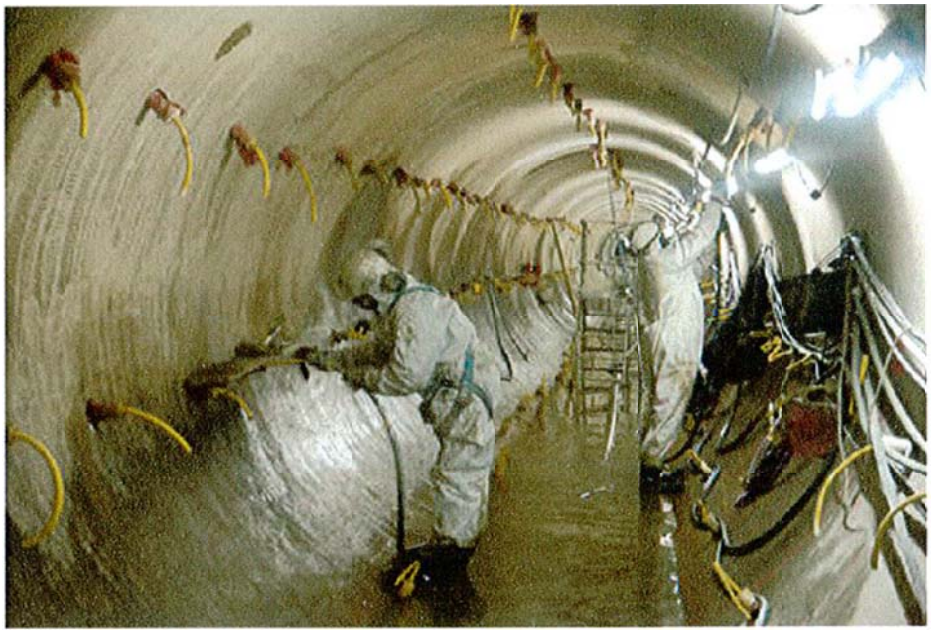
ที่มา : กรมชลประทาน บริษัท สยามพันธุ์วัฒนา จำกัด (มหาชน), (2559). เทคนิคและการก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำช่วงลอดแม่น้ำปิง.เอกสารแนบท้ายสัญญา ผนวก 1 แบบรูป รูปตัดตามยาวและรูปขยาย.

2.5) การอัดฉีดของผสม (Grouting) ในงานอุโมงค์

การอัดฉีดของผสม (Grouting) เสริมความมั่นคงและลดน้ำใต้ดินในงานขุดเจาะอุโมงค์ด้วยวิธีการเจาะระเบิดในอุโมงค์ ประกอบด้วย

(1) การอัดฉีดน้ำปูนระหว่างดาดคอนกรีตและหิน (Contact Grouting)

การอัดฉีดน้ำปูนเพื่ออุดช่องว่างระหว่างคอนกรีตดาดของอุโมงค์และหินตลอดความยาวของอุโมงค์ส่งน้ำ จะต้องทำหลังจากได้ทำการอัดฉีดน้ำปูนเพิ่มคุณภาพมวลหิน (Consolidation Grouting) แล้ว และหลุมของการอัดฉีดน้ำปูนจะต้องเจาะเข้าไปในหินอย่างน้อย 0.20 เมตร ถ้ารอยต่อของหินไม่ชัดเจนจะต้องเจาะรูอัดฉีดน้ำปูนเข้าไปในหินรอบๆ อุโมงค์อย่างน้อย 0.50 เมตร ซึ่งในทุกๆ ความยาว 100 เมตร ของอุโมงค์ส่งน้ำจะต้องเทคอนกรีตอย่างน้อย 28 วัน ก่อนทำการอัดฉีดน้ำปูนแบบ Contact Grouting ดังแสดงในรูปที่ 6-7



รูปที่ 6-7 แสดงลักษณะงานอัดฉีดน้ำปูนระหว่างดาดคอนกรีตและหิน (Contact Grouting)

ที่มา : กรมชลประทาน บริษัท สยามพันธุ์วัฒนา จำกัด (มหาชน), (2560). เทคนิคและการก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำช่วงลอดแม่น้ำปิง.

(2) การอัดฉีดน้ำปูนระหว่างคอนกรีตและท่อเหล็ก (Skin Grouting)

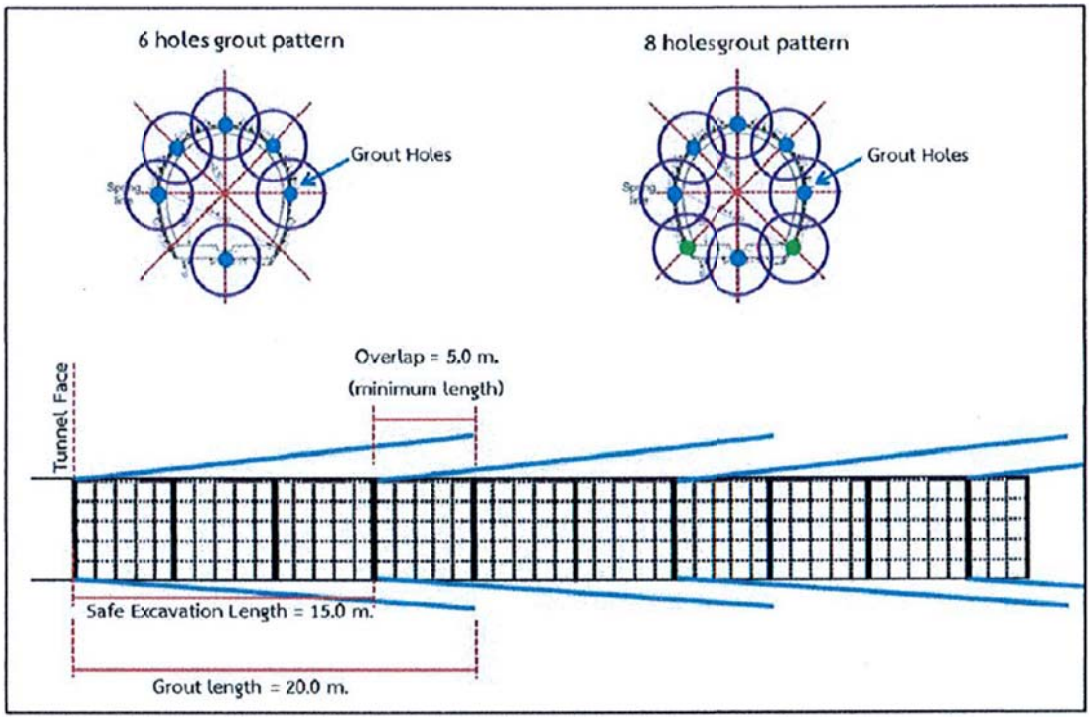
การอัดฉีดน้ำปูนระหว่างคอนกรีตและท่อเหล็ก (Skin Grouting) เป็นการอุดช่องว่างระหว่างคอนกรีตดาดอุโมงค์และท่อเหล็ก ซึ่งจะดำเนินการเมื่ออุโมงค์ได้เทคอนกรีตทุกๆ 100 เมตร และเสร็จแล้วอย่างน้อย 28 วัน เมื่อทำการอัดฉีดน้ำปูนแล้วเสร็จ ในการตรวจสอบคุณภาพของการอัดฉีดน้ำปูน หากพบเสียงที่แสดงถึงช่องว่างหลังท่อเหล็กแล้วนั้นจะต้องทำการอัดฉีดน้ำปูน (Skin Grouting) เพิ่มเติมจนกระทั่งรูที่พบถูกอุดด้วยน้ำปูนทั้งหมด

(3) การอัดฉีดน้ำปูนในรูเจาะ (Fill Grouting)

การอัดฉีดน้ำปูนในรูเจาะ (Fill Grouting) เป็นการอัดฉีดน้ำปูนเพื่ออุดรูหลุมเจาะสำรวจล่วงหน้าและรูระบายน้ำ ซึ่งจะต้องทำการอุดกลับด้วยน้ำปูน (Fill Grouting) ให้เรียบร้อยก่อนที่ดาดคอนกรีตอุโมงค์ และหลังจากทำ Contact Grouting เรียบร้อยแล้วจะต้องทำการอุดกลับด้วยน้ำปูน (Fill Grouting) ในระบบระบายน้ำและบ่อพัก (Sump Pit) ชั่วคราวบริเวณพื้นอุโมงค์ทั้งหมดด้วยน้ำปูนที่เป็นส่วนผสมของปูนซีเมนต์และทราย ด้วยแรงดัน 0.5 เมกกะปาสคาล (5 บาร์) จนกระทั่งไม่มีน้ำเหลืออยู่

(4) การอัดฉีดน้ำปูนเพิ่มคุณภาพมวลหิน (Consolidation Grouting) และการอัดฉีดของผสมล่วงหน้า (Advance Grouting)

การอัดฉีดน้ำปูนเพิ่มคุณภาพมวลหิน (Consolidation Grouting) และการอัดฉีดน้ำปูนล่วงหน้า (Advance Grouting) จะดำเนินการเพื่อปรับปรุงคุณภาพของมวลหินและเพิ่มความแข็งแรงของมวลหินบริเวณด้านหน้าอุโมงค์หรือเพื่อลดการไหลเข้ามาในอุโมงค์ของน้ำใต้ดิน ดังแสดงในรูปที่ 6-8 ในส่วนการทำ Consolidation Grouting นั้นจะดำเนินการหลังจากติดตั้งคอนกรีตดาดอุโมงค์แล้วเสร็จ ในกรณีที่อัดฉีดน้ำปูนเพื่อลดปริมาณไหลเข้ามาในอุโมงค์ของน้ำใต้ดิน ซึ่งอาจจะเพิ่ม Filler หรือสารเคมีเพื่อทำให้น้ำปูนแข็งตัวเร็วขึ้นได้



รูปที่ 6-8 แสดงลักษณะงานอัดฉีดน้ำปูนเพิ่มคุณภาพมวลหิน (Consolidation Grouting) และงานอัดฉีดน้ำปูนล่วงหน้า (Advance Grouting) และลักษณะรูปแบบงานอัดฉีดของผสม

ที่มา : กรมชลประทาน บริษัท สยามพันธุ์วัฒนา จำกัด (มหาชน), (2560). เทคนิคและการก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำช่วงลอดแม่น้ำปิง.

จากเทคนิคและการก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำช่วงลอดแม่น้ำปิงข้างต้นทั้งหมด พิจารณาได้ว่ามีขั้นตอนและวิธีการก่อสร้าง ตั้งแต่การสำรวจ ตรวจสอบสภาพธรณีวิทยา และดำเนินการเจาะสำรวจล่วงหน้า (Probe Ahead Drilling) ซึ่งจะช่วยในการกำหนดแผนงานป้องกันต่างๆ ได้ หากผลการเจาะสำรวจล่วงหน้า พบว่า มีการไหลเข้ามาของน้ำใต้ดิน ก็ควรดำเนินการอัดฉีดของผสมล่วงหน้า (Advance Grouting) โดยจะต้องดำเนินการควบคู่ไปกับการขุดระเบิดอุโมงค์ และใช้เทคนิคการขุดระเบิดอุโมงค์ (D&B) แบบควบคุมในหินที่อ่อนมากๆ และผุพัง พร้อมทั้งจัดเตรียมความพร้อมการค้ำยันเบื้องต้น (Primary Support) ขั้นตอนการตักขน การค้ำยัน การพ่นคอนกรีตพ่นที่ผนังอุโมงค์ (Shotcrete) เพื่อให้ทำงานเสร็จสิ้นได้เร็วหลังการระเบิด และลดโอกาสที่จะมีการแตกร้าวเพิ่มหรือการรั่วซึมของน้ำเข้ามาทำลายความแข็งแรงของผนังอุโมงค์ อีกทั้งทำการค้ำยันถาวร (Permanent Support) โดยการติดตั้งท่อเหล็ก (Steel Liner) งานดาดคอนกรีตอุโมงค์ และงานอัดฉีดน้ำปูนในอุโมงค์ (Grouting) เพื่อให้อุโมงค์มีความมั่งคงและแข็งแรง ซึ่งกระบวนการทำงานก่อสร้างอุโมงค์ตามขั้นตอนทั้งหมดดังกล่าว จะสามารถลดการรั่วซึมของน้ำใต้ดินที่จะเข้าไปในบริเวณอุโมงค์ช่วงลอดแม่น้ำปิงได้

การศึกษางานที่อยู่ระหว่างดำเนินการ หรืองานที่ต้องดำเนินการต่อไปของงานก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำด้วยวิธีขุดระเบิด (Drill and Blast, D&B) จะเป็นประโยชน์ ต่อการใช้ศึกษาเหตุการณ์ที่จะเกิดขึ้น รวมถึงแนวทางการดำเนินงาน ซึ่งจะส่งผลต่อการเตรียมการหรือเตรียมความพร้อมก่อนดำเนินการก่อสร้าง และพิจารณาปรับปรุงหากมีข้อบกพร่อง เพื่อให้การปรับปรุงการจัดการน้ำใต้ดินเพื่อเพิ่มประสิทธิภาพ งานก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำด้วยวิธีขุดระเบิด (Drill and Blast, D&B) โครงการเพิ่มปริมาณน้ำในอ่างเก็บน้ำอ่างแม่กวงอุดมธารา จังหวัดเชียงใหม่ ที่จะดำเนินการต่อไปซึ่งอาจจะเกิดปัญหา ได้รับการแก้ไขได้อย่างถูกต้อง ซึ่งจะส่งผลต่อความก้าวหน้าการขุดระเบิดอุโมงค์ให้แล้วเสร็จ มีความมั่นคงแข็งแรง ตามหลักวิชาการ

บรรณานุกรม

1. BASF. (2011).Pre-Excavation Grouting in Rock Tunnelling. Chemicals Europr Ltd.; 2011.

   TORQUATO. Diamond Coring Bits. (http://www.rotarydrillingrigs.com/TORQUATO/Rotary-Diamond-Bits.html)

2. TORQUATO. Button Bits. (www.rotarydillingrigs.com/TORQUATO/Rotary-Button-Bits-Retrac-Bits.html)

3. วิกิพีเดีย. Piston Pumps. (https://en.wikipedia.org/wiki/Piston_pump) NFF, (2011). Rock Mass Grouting in Norwegian Tunnelling.

4. Kazuji Uno, (1986). Guideline for grouting to dam foundation rock.

5. ประดิษฐ์ สกนวัฒน์ และเดชา หลวงพิทักษ์ชุมพล. กรุงเทพฯ : กองวิทยาการธรณี กรมชลประทาน. การปรับปรุงฐานรากเขื่อนโดยการ Grout.

6. กรมชลประทาน บริษัท ไร้ท์ทันเน็ลลิ่ง จำกัด, (2559). เอกสารแนบท้ายสัญญา ผนวก 1 แบบรูป การสำรวจทางธรณีวิทยาฐานรากแปลนและรูปตัดตามยาวแนวอุโมงค์ส่งน้ำ.

7. Right Tunneling. เหตุการณ์พบน้ำในอุโมงค์ งานก่อสร้างอุโมงค์ในชั้นหิน. เอกสารนำเสนอ.

8. กรมชลประทาน บริษัท อิตาเลียนไทย ดีเวล็อปเมนต์ จำกัด (มหาชน), (2561). วิธีการดำเนินงานอัดฉีดของผสมล่วงหน้า (Method Statement of Advance Grouting).

9. กรมชลประทาน บริษัท ปัญญา คอนซัลแตนท์ จำกัด บริษัท พี แอนด์ ซี แมเนจเมนท์ จำกัด บริษัท แอสดี คอนคอร์ปอเรชั่น จำกัด บริษัท ฟรอนเทียร์ เอ็นจิเนียริ่ง คอนซัลแทนท์ส จำกัด และบริษัท อินเด็กซ์ อินเตอร์เนชั่นแนล กรุ๊ป จำกัด, (2549). รายงานสรุปโครงการขั้นออกแบบรายละเอียด.

10. กรมชลประทาน บริษัท อิตาเลียนไทย ดีเวล็อปเมนต์ จำกัด (มหาชน), (2558). เอกสารแนบท้ายสัญญา ผนวก 1 แบบรูป รูปตัดทางธรณีวิทยาตามแนวอุโมงค์ส่งน้ำ.

11. Gruppe Geotechnik Graz ZT GmbH (3G), (2005). Tender Design Stage.

12. กรมชลประทาน บริษัท อิตาเลียนไทย ดีเวล็อปเมนต์ จำกัด (มหาชน), (2558). เอกสารแนบท้ายสัญญา ผนวกใบแจ้งปริมาณงานและราคา.

13. James Warner, (1935). Practical Handbook of Grouting : Soil, Rock, and Structures.

ภาคผนวก ก.

ตารางรายละเอียดการคำนวณปริมาณงาน Advance และ Consolidation Grouting

ตารางที่ ก1 ปริมาณงาน Advance และ Consolidation Grouting (หน่วย : เมตร)

					Support	TBM		TBM and D&B							
Chainage (km)		Length (m)	RMT	BT	Type	Contact Grout		Consolidation Grout		Drainage Hole		Advance Grout		Probing Ahead	
from	to					%	m	%	m	%	m	%	m	%	m
-	50	50	3F	7	D	1.0	50	1.0	50				0		
50	100	50	8S	2	D	0.3	15	0.1	5				10		50
100	150	50	3F	2	B	0.3	15	0.1	5				0		
150	200	50	3A	2	A	0.3	15	0.1	5				0		
200	250	50	3F	2	B	0.3	15	0.1	5				0		
250	300	50	3F	2	B	0.3	15	0.1	5				0		
300	350	50	3	2	A	0.3	15	0.1	5				0		
350	400	50	3F	2	B	0.3	15	0.1	5				0		
400	450	50	3	2	A	0.3	15	0.1	5				0		
450	500	50	3F	2	B	0.3	15	0.1	5				0		
500	550	50	8S	2	D	0.3	15	0.1	5				10		50
550	600	50	3F	2	B	0.3	15	0.1	5				0		
600	650	50	3A	2	A	0.3	15	0.1	5				0		
650	700	50	3A	2	A	0.3	15	0.1	5				0		
700	750	50	3F	2	B	0.3	15	0.1	5				0		
750	800	50	3	2	A	0.3	15	0.1	5				0		
800	850	50	3A	2	A	0.3	15	0.1	5				0		
850	900	50	3F	2	B	0.3	15	0.1	5				0		
900	950	50	8S	3	D	1.0	50	0.5	25				10		50
950	1,000	50	3F	2	B	0.3	15	0.1	5				0		
1,000	1,050	50	3F	2	B	0.3	15	0.1	5				0		
1,050	1,100	50	3F	2	B	0.3	15	0.1	5				0		
1,100	1,150	50	8Q	2	C	0.3	15	0.1	5				10		50
1,150	1,200	50	3F	2	B	0.3	15	0.1	5				0		
1,200	1,250	50	3F	2	B	0.3	15	0.1	5				0		
1,250	1,300	50	8Q	2	C	0.3	15	0.1	5				10		50
1,300	1,350	50	3F	2	B	0.3	15	0.1	5				0		
1,350	1,400	50	3	2	A	0.3	15	0.1	5				0		
1,400	1,450	50	3A	2	A	0.3	15	0.1	5				0		
1,450	1,500	50	3F	2	B	0.3	15	0.1	5				0		
1,500	1,550	50	3F	2	B	0.3	15	0.1	5				0		
1,550	1,600	50	3A	2	A	0.3	15	0.1	5				0		
1,600	1,650	50	3F	2	B	0.3	15	0.1	5				0		
1,650	1,700	50	3F	2	B	0.3	15	0.1	5				0		
1,700	1,750	50	8Q	2	C	0.3	15	0.1	5				10		50
1,750	1,800	50	3F	2	B	0.3	15	0.1	5				0		
1,800	1,850	50	3F	2	B	0.3	15	0.1	5				0		
1,850	1,900	50	3	2	A	0.3	15	0.1	5				0		
1,900	1,950	50	3F	2	B	0.3	15	0.1	5				0		
1,950	2,000	50	8Q	2	C	0.3	15	0.1	5				10		50
2,000	2,050	50	3F	2	B	0.3	15	0.1	5				0		
2,050	2,100	50	3A	2	A	0.3	15	0.1	5				0		
2,100	2,150	50	3F	2	B	0.3	15	0.1	5				0		
2,150	2,200	50	3A	2	A	0.3	15	0.1	5				0		
2,200	2,250	50	3	2	A	0.3	15	0.1	5				0		
2,250	2,300	50	3F	2	B	0.3	15	0.1	5				0		
2,300	2,350	50	3F	2	B	0.3	15	0.1	5				0		
2,350	2,400	50	8Q	2	C	0.3	15	0.1	5				10		50
2,400	2,450	50	3F	2	B	0.3	15	0.1	5				0		
2,450	2,500	50	3F	2	B	0.3	15	0.1	5				0		
2,500	2,550	50	8Q	2	C	0.3	15	0.1	5				10		50
2,550	2,600	50	3F	2	B	0.3	15	0.1	5				0		
2,600	2,650	50	3F	2	B	0.3	15	0.1	5				0		
2,650	2,700	50	3F	2	B	0.3	15	0.1	5				0		
2,700	2,750	50	3A	2	A	0.3	15	0.1	5				0		
2,750	2,800	50	3F	2	B	0.3	15	0.1	5				0		
2,800	2,850	50	3F	2	B	0.3	15	0.1	5				0		
2,850	2,900	50	8Q	2	C	0.3	15	0.1	5				10		50
2,900	2,950	50	3F	2	B	0.3	15	0.1	5				0		
2,950	3,000	50	3	2	A	0.3	15	0.1	5				0		
3,000	3,050	50	3F	2	B	0.3	15	0.1	5				0		
3,050	3,100	50	8Q	2	C	0.3	15	0.1	5				10		50

ตารางที่ ก2 ปริมาณงาน Advance และ Consolidation Grouting (หน่วย : เมตร) (ต่อ)

					Support	TBM		TBM and D&B							
Chainage (km)		Length (m)	RMT	BT	Type	Contact Grout		Consolidation Grout		Drainage Hole		Advance Grout		Probing Ahead	
from	to					%	m	%	m	%	m	%	m	%	m
3,100	3,150	50	3F	2	B	0.3	15	0.1	5				0		
3,150	3,200	50	3A	2	A	0.3	15	0.1	5				0		
3,200	3,250	50	3F	2	B	0.3	15	0.1	5				0		
3,250	3,300	50	8Q	2	C	0.3	15	0.1	5				10		50
3,300	3,350	50	3F	2	B	0.3	15	0.1	5				0		
3,350	3,400	50	3F	2	B	0.3	15	0.1	5				0		
3,400	3,450	50	3	2	A	0.3	15	0.1	5				0		
3,450	3,500	50	3F	2	B	0.3	15	0.1	5				0		
3,500	3,550	50	8S	9	D	1.0	50	1.0	50		50		10		50
3,550	3,600	50	3F	2	B	0.3	15	0.1	5				0		
Total							1,185		470		50		130		650
3,600	3,650	50	3F	2	B	0.3	15	0.1	5				0		
3,650	3,700	50	3	2	A	0.3	15	0.1	5				0		
3,700	3,750	50	3A	2	A	0.3	15	0.1	5				0		
3,750	3,800	50	3F	2	B	0.3	15	0.1	5				0		
3,800	3,850	50	3F	2	B	0.3	15	0.1	5				0		
3,850	3,900	50	8Q	2	C	0.3	15	0.1	5				10		50
3,900	3,950	50	3F	2	B	0.3	15	0.1	5				0		
3,950	4,000	50	3A	2	A	0.3	15	0.1	5				0		
4,000	4,050	50	3F	2	B	0.3	15	0.1	5				0		
4,050	4,100	50	3F	2	B	0.3	15	0.1	5				0		
4,100	4,150	50	8Q	2	C	0.3	15	0.1	5				10		50
4,150	4,200	50	3F	2	B	0.3	15	0.1	5				0		
4,200	4,250	50	3A	2	A	0.3	15	0.1	5				0		
4,250	4,300	50	3F	2	B	0.3	15	0.1	5				0		
4,300	4,350	50	8Q	2	C	0.3	15	0.1	5				10		50
4,350	4,400	50	3F	2	B	0.3	15	0.1	5				0		
4,400	4,450	50	3	2	A	0.3	15	0.1	5				0		
4,450	4,500	50	3A	2	A	0.3	15	0.1	5				0		
4,500	4,550	50	3F	2	B	0.3	15	0.1	5				0		
4,550	4,600	50	8S	2	D	0.3	15	0.1	5				10		50
4,600	4,650	50	8Q	2	C	0.3	15	0.1	5				10		50
4,650	4,700	50	3F	2	B	0.3	15	0.1	5				0		
4,700	4,750	50	3F	2	B	0.3	15	0.1	5				0		
4,750	4,800	50	3F	2	B	0.3	15	0.1	5				0		
4,800	4,850	50	3F	2	B	0.3	15	0.1	5				0		
4,850	4,900	50	3F	2	B	0.3	15	0.1	5				0		
4,900	4,950	50	3F	2	B	0.3	15	0.1	5				0		
4,950	5,000	50	3F	2	B	0.3	15	0.1	5				0		
5,000	5,050	50	8Q	2	C	0.3	15	0.1	5		50		10		50
5,050	5,100	50	8S	3	D	1.0	50	0.5	25				10		50
5,100	5,150	50	8Q	2	C	0.3	15	0.1	5				10		50
5,150	5,200	50	3F	2	B	0.3	15	0.1	5				0		
5,200	5,250	50	3F	2	B	0.3	15	0.1	5				0		
5,250	5,300	50	3	2	A	0.3	15	0.1	5				0		
5,300	5,350	50	3F	2	B	0.3	15	0.1	5				0		
5,350	5,400	50	3A	2	A	0.3	15	0.1	5				0		
5,400	5,450	50	3F	2	B	0.3	15	0.1	5				0		
5,450	5,500	50	3F	2	B	0.3	15	0.1	5				0		
5,500	5,550	50	3	2	A	0.3	15	0.1	5				0		
5,550	5,600	50	3F	2	B	0.3	15	0.1	5				0		
5,600	5,650	50	3A	2	A	0.3	15	0.1	5				0		
5,650	5,700	50	3F	2	B	0.3	15	0.1	5				0		
5,700	5,750	50	3F	2	B	0.3	15	0.1	5				0		
5,750	5,800	50	3A	2	A	0.3	15	0.1	5				0		
5,800	5,850	50	3F	2	B	0.3	15	0.1	5				0		
5,850	5,900	50	3A	2	A	0.3	15	0.1	5				0		
5,900	5,950	50	3F	2	B	0.3	15	0.1	5				0		
5,950	6,000	50	8Q	2	C	0.3	15	0.1	5				10		50
6,000	6,050	50	3F	2	B	0.3	15	0.1	5				0		
6,050	6,100	50	3A	2	A	0.3	15	0.1	5				0		
6,100	6,150	50	3F	2	B	0.3	15	0.1	5				0		
6,150	6,200	50	3F	2	B	0.3	15	0.1	5				0		
6,200	6,250	50	3A	2	A	0.3	15	0.1	5				0		
6,250	6,300	50	3F	2	B	0.3	15	0.1	5		50		10		50

ตารางที่ ก3 ปริมาณงาน Advance และ Consolidation Grouting (หน่วย : เมตร) (ต่อ)

					Support	TBM		TBM and D&B							
Chainage (km)		Length (m)	RMT	BT	Type	Contact Grout		Consolidation Grout		Drainage Hole		Advance Grout		Probing Ahead	
from	to					%	m	%	m	%	m	%	m	%	m
6,300	6,350	50	3A	2	A	0.3	15	0.1	5		50		10		50
6,350	6,400	50	3F	2	B	0.3	15	0.1	5		50		10		50
6,400	6,450	50	3F	2	B	0.3	15	0.1	5		50		10		50
6,450	6,500	50	3F	2	B	0.3	15	0.1	5		50		10		50
6,500	6,550	50	3A	2	A	0.3	15	0.1	5				0		
6,550	6,600	50	3F	2	B	0.3	15	0.1	5				0		
6,600	6,650	50	3F	2	B	0.3	15	0.1	5				0		
6,650	6,700	50	3F	2	B	0.3	15	0.1	5				0		
6,700	6,750	50	8S	3	D	1.0	50	0.5	25		50		50		50
6,750	6,800	50	8S	3	D	1.0	50	0.5	25		50		50		50
6,800	6,850	50	5F	2	B	0.3	15	0.1	5		50		10		50
6,850	6,900	50	4F	2	B	0.3	15	0.1	5		50		10		50
6,900	6,950	50	4F	2	B	0.3	15	0.1	5		50		10		50
6,950	7,000	50	8S	2	D	0.3	15	0.1	5		50		50		50
7,000	7,050	50	2F	2	A	0.3	15	0.1	5		50		10		50
7,050	7,100	50	5F	2	B	0.3	15	0.1	5		50		10		50
7,100	7,150	50	2	1	A	-	-	-	0		50		10		50
7,150	7,200	50	5F	2	B	0.3	15	0.1	5		50		10		50
7,200	7,250	50	5	2	A	0.3	15	0.1	5		50		10		50
7,250	7,300	50	5F	2	B	0.3	15	0.1	5		50		10		50
7,300	7,350	50	4F	2	B	0.3	15	0.1	5		50		10		50
7,350	7,400	50	4	2	A	0.3	15	0.1	5		50		10		50
7,400	7,450	50	4F	2	B	0.3	15	0.1	5		50		10		50
7,450	7,500	50	8S	9	D	1.0	50	1.0	50		50		50		50
7,500	7,550	50	8S	2	D	0.3	15	0.1	5		50		50		50
7,550	7,600	50	5F	2	B	0.3	15	0.1	5		50		10		50
7,600	7,650	50	5	2	A	0.3	15	0.1	5		50		10		50
7,650	7,700	50	4	2	A	0.3	15	0.1	5		50		10		50
7,700	7,750	50	4F	2	B	0.3	15	0.1	5		50		10		50
7,750	7,800	50	8S	9	D	1.0	50	1.0	50		50		50		50
7,800	7,850	50	8S	9	D	1.0	50	1.0	50		50		50		50
7,850	7,900	50	5F	9	B	1.0	50	1.0	50		50		10		50
7,900	7,950	50	4F	2	B	0.3	15	0.1	5		50		10		50
7,950	8,000	50	4	2	A	0.3	15	0.1	5		50		10		50
8,000	8,050	50	5F	9	B	1.0	50	1.0	50		50		10		50
8,050	8,100	50	8S	9	D	1.0	50	1.0	50		50		50		50
8,100	8,150	50	8S	9	D	1.0	50	1.0	50		50		50		50
8,150	8,200	50	5F	9	B	1.0	50	1.0	50		50		10		50
8,200	8,250	50	5	2	A	0.3	15	0.1	5		50		10		50
8,250	8,300	50	5F	9	B	1.0	50	1.0	50		50		10		50
8,300	8,350	50	4F	2	B	0.3	15	0.1	5		50		10		50
8,350	8,400	50	4	2	A	0.3	15	0.1	5		50		10		50
8,400	8,450	50	4F	2	B	0.3	15	0.1	5		50		10		50
8,450	8,500	50	5F	9	C	1.0	50	1.0	50		50		10		50
8,500	8,550	50	2F	2	A	0.3	15	0.1	5		50		10		50
8,550	8,600	50	2	1	A	-	-	-	0		50		10		50
8,600	8,650	50	2F	2	A	0.3	15	0.1	5		50		10		50
8,650	8,700	50	5F	9	C	1.0	50	1.0	50		50		10		50
8,700	8,750	50	8S	9	D	1.0	50	1.0	50		50		50		50
8,750	8,800	50	8S	9	D	1.0	50	1.0	50		50		50		50
8,800	8,850	50	5F	9	C	1.0	50	1.0	50		50		10		50
8,850	8,900	50	8S	9	D	1.0	50	1.0	50		50		50		50
8,900	8,950	50	4F	2	B	0.3	15	0.1	5		50		10		50
8,950	9,000	50	4	2	A	0.3	15	0.1	5		50		10		50
9,000	9,050	50	4F	2	B	0.3	15	0.1	5		50		10		50
9,050	9,100	50	5F	9	C	1.0	50	1.0	50		50		10		50
9,100	9,150	50	8S	9	D	1.0	50	1.0	50		50		50		50
9,150	9,200	50	5F	9	C	1.0	50	1.0	50		50		10		50
9,200	9,250	50	8S	9	D	1.0	50	1.0	50		50		50		50
9,250	9,300	50	2F	2	A	0.3	15	0.1	5		50		10		50
9,300	9,350	50	2	1	A	-	-	-	0		50		10		50
9,350	9,400	50	2F	2	A	0.3	15	0.1	5		50		10		50
9,400	9,450	50	4F	2	B	0.3	15	0.1	5		50		10		50
9,450	9,500	50	4	2	A	0.3	15	0.1	5		50		10		50
9,500	9,550	50	7F	2	A	0.3	15	0.1	5		50		10		50

ตารางที่ ก4 ปริมาณงาน Advance และ Consolidation Grouting (หน่วย : เมตร) (ต่อ)

					Support	TBM		TBM and D&B							
Chainage (km)		Length (m)	RMT	BT	Type	Contact Grout		Consolidation Grout		Drainage Hole		Advance Grout		Probing Ahead	
fiom	to					%	m	%	m	%	m	%	m	%	m
9,550	9,600	50	8S	9	D	1.0	50	1.0	50		50		50		50
9,600	9,650	50	2F	2	A	0.3	15	0.1	5		50		10		50
9,650	9,700	50	2	1	A	-	-	-	0		50		10		50
9,700	9,750	50	2F	2	A	0.3	15	0.1	5		50		10		50
9,750	9,800	50	5F	3	C	1.0	50	0.5	25		50		10		50
9,800	9,850	50	8S	3	D	1.0	50	0.5	25		50		50		50
9,850	9,900	50	8S	3	D	1.0	50	0.5	25		50		50		50
9,900	9,950	50	5F	2	B	0.3	15	0.1	5		50		10		50
9,950	10,000	50	7F	3	A	1.0	50	0.5	25		50		10		50
10,000	10,050	50	8S	3	D	1.0	50	0.5	25		50		50		50
10,050	10,100	50	8S	2	D	0.3	15	0.1	5		50		50		50
10,100	10,150	50	7F	1	A	-	-	-	0		50		10		50
10,150	10,200	50	7	2	A	0.3	15	0.1	5		50		10		50
10,200	10,250	50	7F	2	A	0.3	15	0.1	5		50		10		50
10,250	10,300	50	4F	2	B	0.3	15	0.1	5		50		10		50
10,300	10,350	50	5	2	A	0.3	15	0.1	5		50		10		50
10,350	10,400	50	5F	2	B	0.3	15	0.1	5		50		10		50
10,400	10,450	50	8S	3	D	1.0	50	0.5	25		50		50		50
10,450	10,500	50	5F	2	B	0.3	15	0.1	5		50		10		50
10,500	10,550	50	8S	3	D	1.0	50	0.5	25		50		50		50
10,550	10,600	50	4F	2	B	0.3	15	0.1	5		50		10		50
10,600	10,650	50	8S	3	D	1.0	50	0.5	25		50		50		50
10,650	10,700	50	7F	2	A	0.3	15	0.1	5		50		10		50
10,700	10,750	50	8S	2	D	0.3	15	0.1	5		50		50		50
10,750	10,800	50	5F	2	B	0.3	15	0.1	5		50		10		50
10,800	10,850	50	8S	3	D	1.0	50	0.5	25		50		10		50
Total							3,220		1840		4450		1890		4850
10,850	10,900	50	5F	2	B	0.3	15	0.1	5		50		10		50
10,900	10,950	50	4F	3	B	1.0	50	0.5	25		50		10		50
10,950	11,000	50	8S	2	D	0.3	15	0.1	5		50		50		50
11,000	11,050	50	7F	2	A	0.3	15	0.1	5		50		10		50
11,050	11,100	50	4F	2	B	0.3	15	0.1	5		50		10		50
11,100	11,150	50	3F	2	B	0.3	15	0.1	5		50		10		50
11,150	11,200	50	5F	2	B	0.3	15	0.1	5		50		10		50
11,200	11,250	50	4F	2	B	0.3	15	0.1	5		50		10		50
11,250	11,300	50	8S	3	D	1.0	50	0.5	25		50		50		50
11,300	11,350	50	8Q	2	C	0.3	15	0.1	5		50		50		50
11,350	11,400	50	3	3	A	1.0	50	0.5	25		50		10		50
11,400	11,450	50	3F	2	B	0.3	15	0.1	5				0		
11,450	11,500	50	8Q	2	C	0.3	15	0.1	5				10		50
11,500	11,550	50	3F	2	B	0.3	15	0.1	5				0		
11,550	11,600	50	3A	2	A	0.3	15	0.1	5				0		
11,600	11,650	50	3F	2	B	0.3	15	0.1	5				0		
11,650	11,700	50	3A	2	A	0.3	15	0.1	5				0		
11,700	11,750	50	3F	2	B	0.3	15	0.1	5				0		
11,750	11,800	50	3A	2	A	0.3	15	0.1	5				0		
11,800	11,850	50	3F	2	B	0.3	15	0.1	5				0		
11,850	11,900	50	3A	2	A	0.3	15	0.1	5				0		
11,900	11,950	50	8Q	2	C	0.3	15	0.1	5				10		50
11,950	12,000	50	3F	2	B	0.3	15	0.1	5				0	250	
12,000	12,050	50	3	2	A	0.3	15	0.1	5				0		
12,050	12,100	50	3F	2	B	0.3	15	0.1	5				0		
12,100	12,150	50	3F	2	B	0.3	15	0.1	5				0		
12,150	12,200	50	3	2	A	0.3	15	0.1	5				0		
12,200	12,250	50	3A	2	A	0.3	15	0.1	5				0		
12,250	12,300	50	3A	2	A	0.3	15	0.1	5				0		
12,300	12,350	50	3F	2	B	0.3	15	0.1	5				0		
12,350	12,400	50	3F	2	B	0.3	15	0.1	5				0		
12,400	12,450	50	3F	2	B	0.3	15	0.1	5				0		
12,450	12,500	50	3	2	A	0.3	15	0.1	5				0		
														tot= 2270	

ที่มา : กรมชลประทาน บริษัท ปัญญา คอนซัลแตนท์ จำกัด บริษัท พี แอนด์ ซี แมเนจเมนท์ จำกัด บริษัท แอสดีคอน คอร์ปอเรชั่น จำกัด บริษัท ฟรอนเทียร์ เอ็นจิเนียริ่ง คอนซัลแทนท์ส จำกัด และบริษัท อินเด็กซ์ อินเตอร์เนชั่นแนล กรุ๊ป จำกัด Special Measures Mae Ngut - Mae Kuang Advance grouting, มีนาคม 2549

ภาคผนวก ข.

Mae – Ngad Mae – Kung Tunnel Project

Detailed Desingn Stage

Panya Consultants Co., Ltd.

MAE NGAD – MAE KUANG TUNNEL PROJECT

Detailed Design Stage

Engineering Geological – Geotechnical Design

Final Report

Bangkok / Graz
August / November 2005

01	02.Nov. 2005	Inclusion of investigation results, alignment modifications, design results	W. Schubert, A. Vigl, A. Fasching	
Rev.	Date	Status	Prepared by	Checked by

CONTRACTOR:

Gruppe Geotechnik Graz ZT GmbH

Fasching, Klima, Schubert, Semprich, Steidl, Steindorfer

Elisabethstrasse 22/II, A-8010 Graz

Tel.: +43 316 337799, Fax: +43 316 337799 – 11, email: office@3-g.at

CLIENT:

Panya Consultants Co., Ltd.

TITLE:

Mae Ngad – Mae Kuang Tunnel Project

Detailed Design Stage

Engineering Geological – Geotechnical Design

Final Report

Prepared by:	Prof. Dr. W. Schubert, Dr. A. Fasching, Dr. A. Vigl	Date:	
Checked by:		Date:	
Approved by:		Date:	

Contract No.		File:	8070C_rep-02-05-01.doc
Document No.:	**8070C_rep-02-05-01**	Rev. No.:	

Index

1 INTRODUCTION 5

2 GEOLOGIC SETTING 5

3 RESULTS OF INVESTIGATION PROGRAM 7
3.1 Exploratory Borings 7
3.2 Seismic Profiling 15
3.3 Resistivity Sounding 16
3.4 Mineralogical Analysis – Rock Samples 17
3.5 Mineralogical Analysis – Fault Gouge Samples 19

4 ENGINEERING GEOLOGICAL DESCRIPTION OF THE TUNNEL ALIGNMENT 19
4.1 Main Tunnel 19
4.1.1 Tunnel section from inlet to approx. km 6.7 19
4.1.2 Tunnel section from approx. km 6.7 to approx. km 11.3 20
4.1.3 Tunnel section from approx. km 11.3 to outlet (km 23.0) 21
4.2 Adit No. 5 22
4.2.1 Tunnel section from portal to approx. km 0.9 22
4.2.2 Tunnel section between approx. km 0.9 to junction with main tunnel 22
4.3 Adit No. 6 23
4.3.1 Tunnel section between Portal and junction with main tunnel 23

5 ROCK MASS CHARACTERIZATION 23
5.1 General 23
5.2 Determination of Rock Mass Types 24
5.3 Description of Rock Mass Types 26
5.4 Distribution of Rock Mass Types along the alignment 36
5.5 Rock Mass parameters used for analyses 37

6 DETERMINATION OF ROCK MASS BEHAVIOR 39
6.1 General 39
6.2 Identification of Behavior Types 39
6.3 Criteria for the determination of Behavior Types 41
6.4 Results of Analysis 47
6.5 Expected Rock Mass Behaviors 47
6.5.1 Main tunnel 48
6.5.2 Adit 5 52
6.5.3 Adit 6 52

7 ENGINEERING GEOLOGICAL – GEOTECHNICAL PREDICTION OF THE TUNNEL EXCAVATION 54
7.1 Main Tunnel 54
7.1.1 Geotechnical Unit 1 54
7.1.2 Geotechnical Unit 2 55
7.1.3 Geotechnical Unit 3 56
7.1.4 Geotechnical Unit 4 57
7.1.5 Geotechnical Unit 5 58
7.1.6 Geotechnical Unit 6 59
7.1.7 Geotechnical Unit 7 60
7.1.8 Geotechnical Unit 8 61
7.2 Adit No. 5 62
7.3 Adit No. 6 62

8 COMMENTS ON GROUNDWATER 62

1 INTRODUCTION

This report presents the results of the geological – geotechnical studies, accomplished by 3G Gruppe Geotechnik Graz ZT GmbH, during the detailed design stage of the "Mae Ngad – Mae Kuang Tunnel Project. The expert missions were accomplished from 04.04.2005 – 22.04.2005 and from 01.08.2005 until 19.08.2005.

The aim of the missions was to review and to evaluate the investigation results and to assess engineering geological – geotechnical conditions along the tunnel alignment.

The location of the inlet portal at the Mae Ngad Reservoir has been fixed according to the encountered topographic conditions during a site reconnaissance trip, jointly attended by members of RID, Panya Consultants Co., Ltd. and 3G Gruppe Geotechnik Graz ZT GmbH.

Changing the location of the inlet structure as well as the tunnel alignment between approx. km 1.0 and approx. km 5.0 achieved a geotechnical optimization. Due to the modification of the alignment between approx. km 1.0 and approx. km 5.0, which was running along a fault boundary within this section, could be shifted to a more homogeneous and geotechnical more favorable area.

The following assessment is based on the study of available documents and maps, provide by Panya, the evaluation of stereo pairs of aerial photographs, outcrop studies accomplished during field inspections during this and former expert missions, geological alignment mapping results performed by Panya geologists, and the results of subsurface investigations (core drilling, geophysical surveys, laboratory tests) performed up to now.

2 GEOLOGIC SETTING

The summary of the geologic setting, adopted in this chapter, is based on recent research results, and on results from field trips during expert missions of this and former design phases.

The lithology of the project area includes sedimentary rocks belonging to the Lower and Upper Palaeozoic, the Tertiary and the Quaternary. Igneous rocks include Triassic granitoid intrusives and felsic volcanic rocks, which are generally considered to be Permo – Triassic and inferred to have formed in a magmatic arc.

The oldest rocks in the project area comprise the Thung Song Group, which belongs to the later part of the Ordovician, possibly extending into the Silurian. The rocks of this group are mainly limestone with some shale horizons.

Through the Silurian deeper water conditions prevailed. The area lay on an E-facing passive continental margin where pelagic sedimentation spread and continued into the Devonian. The prevailing rock is sandstone, in parts developed as sedimentary

orthoquartzite (or slightly metamorphic sandstone). Shale (siltstone) and chert occur in lesser quantities. Occasionally limestone deposited in a shelf environment occurs.

A thick sequence of poorly fossiliferous, mainly clastic marine sedimentary rocks (in parts slightly metamorphic), known as the Thong Pha Phum Group, conformably overlies the Thung Song Group. It is essentially Siluro – Devonian, extending up into the Carboniferous in places. These sediments are broadly interpreted as having been deposited in shelf to back-arc settings. The rocks of this group include mainly sandstone, shale (siltstone) and chert. Occasionally limestone and agglomerate are found. Volcanic activity was marked in the Upper Devonian – Middle Carboniferous time interval.

Overlying the Thong Pha Phum Group, generally without any marked discordance, are various Carboniferous – Permian sequences, including turbidites (Mae Hong Son/ Phrae Formations; Dan Lan Hoi Group, Ratburi Group). Conditions became essentially shallow-water by the Middle Carboniferous. Reef limestone was deposited in the Late Carboniferous. By the Upper Carboniferous period much of the area may have been emergent, although generally with low relief. There are some red beds in the uppermost Carboniferous and mafic volcanic activity (basalt), with the characteristics of an extensional continental setting. This continued into the Permian. Extensive shelf seas developed in the Permian with an abundance of shallow – water carbonatic rocks. Typical rocks of this sequence are sandstone, shale (siltstone) and limestone of mainly Lower – Middle Permian age, which forms striking karst landscapes wherever it crops out. Occasionally greywacke, chert and agglomerate occur. By the end of the Permian there had been general emergence with only local basins of sedimentation remaining.

Tertiary sediments fill graben, more than 2,000 m thick in places. There is a scarcity of coarse sediments in many of the basins, suggesting a landscape of no great relief for much of the Tertiary.

In the Pliocene to early Pleistocene large areas were uplifted to form highlands. The erosion that accompanied and followed this uplift flooded low-lying areas with the Pleistocene continental deposits. Weathering processes and the formation of slope debris and river deposits developed into the Holocene.

The tectonic setting in the project area is characterized by thrust sequences. A fold-thrust belt developed during late Palaeozoic – early Mesozoic events. This mobile belt (Yunnan – Malay belt) results from the convergence and collision of the Shan Thai block in the West and the Indosinia block in the East, with the closure of an intervening ocean basin that was preceded and accompanied by eastward subduction and underthrusting.

The Triassic collision was associated by granitic intrusions, which was followed by general uplift. Thereafter, relatively stable conditions prevailed. According to Mitchell (1992) there was again overthrusting further West in the Late Triassic and Early Jurassic. Continuing or renewed convergence in the extreme W of Thailand caused

folding affecting the Mesozoic molasse formation. The severity of this folding has decreased towards the East.

Late Cenozoic tectonic events are generally attributed to the India – Eurasia collision. As a result of this collision, Southeast Asia was pushed south-eastwards and rotated. Strike-slip faults oriented NW-SE caused displacements of tens of kilometers. NNE-SSW-trending strike-slip faults are also important. In conjunction with these strike-slip dislocations, a series of extensional basins was opened up, extending N-S through the central part of Thailand. This extension tectonics may have begun in the Oligocene in the S (gulf area), and continued into the Miocene towards the N. There were basaltic eruptions in the early Quaternary, related to the prevailing extensional tectonics.

3 RESULTS OF INVESTIGATION PROGRAM

The subsurface investigations, including the drillings for the feasibility study, performed until now, consist of:

- 28 core drillings in total (boreholes T 7/1 – T 7/6 drilled for the feasibility study, boreholes DHW-1 to DHW-19 drilled for the detailed design study, DHI-1 and DHI-2 at new inlet - portal location, DHW-6 "New" close to the new alignment section)
- water pressure tests carried out in selected boreholes
- refraction seismic profiling and resistivity sounding
- laboratory tests (point load tests, uniaxial compressive strength tests, triaxial tests, tensile strength tests (Brazilian Test), direct shear test on discontinuities, Cerchar abrasivity tests, thin sections on outcrop and core samples), qualitative clay mineral analysis using X-Ray Diffractometry

3.1 Exploratory Borings

The results of core drillings T 7/1 – T 7/6 have been described in the Geological Report of the Main Tunnel, Mae Kuang Reservoir Inflow Project – Feasibility Study, prepared by Geoconsult – Prof. Dr. Gunter Riedmueller in January 2002.

Engineering geological logging results together with core photos, presented by the contractor during drill core checks by 3G and Panya geologists as well as submitted digitally by Panya, show following results (lithological terms are used according to the core logs and field classification:

DHI-1 (vertical, depth: 20 m)

An approx. 3.4 m thick layer of residual soil covers the bedrock. The core exposes intensely jointed to locally fractured and sheared siltstone down to a depth of approx. 5.8 m; beneath that depth highly fissile, locally fractured slate was encountered.

The RQD values, recorded 0 for the entire core, point to a considerable tectonic disturbance.

A groundwater level was recorded at a depth of 3.4 m below ground level.

DHI-2 (vertical, depth: 20 m)

The soil layer has a thickness of approx. 6.5 m. The remaining core section down to the depth of 20 m exposes fault gouge material with a fine-grained clayey to sandy matrix of shale or slate origin and blocks of jointed to fractured sandstone. Between 13.5 m and 20 m depth most of the core material was recovered as cuttings.

The drill hole exposes a fault zone. The internal structure in the fault gouge indicates a steep dipping structure (50° to 70°).

A groundwater level was recorded at a depth of 4.6 m below ground level.

DHW-1 (vertical, depth: 90 m)

Residual soil, approx. 8.7 m thick covers competent but intensely fractured to locally crushed quartzitic sandstone, which was encountered down to a depth of 42.4 m. A sequence of siltstone with sandstone intercalations and sandstone with siltstone intercalations follows down to the bottom of the borehole.

Low core recovery and RQD values, recorded mainly to be 0, point to a considerable tectonic disturbance.

A ground water level has been recorded at a depth of 2.5 m below surface.

DHW-2 (vertical, depth: 90 m)

Beneath an approx. 3 m thick soil layer, jointed to intensely jointed, competent quartzitic sandstone has been encountered down to depth of 40 m. From 40 m to about 80 m faulted rock mass, consisting of coarse to fine grained fault gouge and fractured rock mass (quartzitic sandstone, red shale, siltstone and sandstone) gives evidence about the thrust fault system. Jointed to fractured siltstone with sandstone intercalations dominates the rock mass down to the bottom of the borehole.

Frequent core loss, abundant fault gouge as well as extremely low RQD values reflect the intense tectonic impact on the rock mass by the thrust faulting.

A groundwater level has been recorded at a depth of 0,7 m below surface.

DHW-3 (vertical, depth: 295 m)

Covered by an approx. 4.2 m thick topsoil layer the borehole exposes competent quartzitic sandstone with intercalations of shale down to a depth of 172 m. The shale intercalations show a maximum thickness of approx. 6 m. Below 172 m quartzitic sandstone only has been encountered in the drilling. The rock mass is jointed with variable intensity (15% of core length with RQD values > 80).

The rock mass shows only local influence of moderate to slight tectonic disturbance.

The borehole encountered artesian water at a depth of approx. 40 m. During the field trip (19.04.2005) the amount of groundwater flow from the borehole was estimated to be in the range of 10 l/s. The water pressure was estimated to be in the range of several meters above ground level.

DHW-4 (vertical, depth: 30 m)

Beneath a topsoil layer, approx. 3.5 m thick, highly to moderately weathered, intensely jointed to fractured sandstone has been recovered down to a depth of 26.7 m. Down to the bottom of the hole moderately weathered, fractured to faulted shale has been recovered.

The amount of fractured rock mass, low core recovery as well as RQD values of 0 reflect an intense influence of tectonic faulting on the rock mass. The intense weathering is a result of an open jointed to fractured rock mass.

No groundwater has been encountered in the borehole.

DHW-5 (vertical, depth: 155 m)

Beneath an approx. 2 m to 3 m thick layer of residual soil a sequence of sandstone with shale and siltstone intercalations was encountered down to a depth of approx. 100 m. Most of the sandstone is intensely jointed to fractured; the shale has been sheared and changed to fault gouge due to tectonic faulting. From approx. 100 m to approx. 120 m the drilling penetrated the thrust fault contact to the mudstone/shale beneath. The core exposes mostly fine-grained fault gouge with broken sandstone fragments of cobble to bolder size. The mudstone/shale has been altered close to the fault contact, which is indicated by the discoloration from an original reddish color to a light brownish grey. The mudstone is intensely jointed to fractured and

locally sheared, and shows a distinct fissility along the bedding planes, dipping with 20° to 30° in average.

The core exposes a fault contact between quartzitic sandstone, thrusted on top of red shale. All the core material contains fractured to faulted rock mass with abundant coarse to fine grained fault gouge. The main fault sections have been encountered between approx. 34 m and approx. 80 m as well as between approx. 100 m and 124 m.

No information on groundwater was available.

DHW-6 – OLD ALIGNMENT (vertical, present depth: 40 m)

Underneath approx. 7.4 m of topsoil down to the present bottom of the borehole, fractured to faulted rock mass has been recovered in the drill cores. The faulted rock mass shows remnants of chert and limestone intercalated with chert.

Low core recovery, abundant core loss as well as all RQD values being 0 reflects the intense tectonic faulting of the rock mass.

During drilling artesian water with a pressure of approx. 1.4 bar was encountered at a depth of 36 m. An overflow of approx. 1.0 l/s with very low hydraulic pressure has been observed during the field inspection trip of this expert mission.

DHW-6 – NEW ALIGNMENT (vertical, depth: 85 m)

Beneath approx. 2 m of topsoil down to the present bottom of the borehole, sandstone with intercalations of shale has been recovered in the drill cores. The rock mass is fractured to faulted to a wide extend, especially the shale layers have been converted to fine grained fault gouge.

Low core recovery, a lot of cuttings as well as RQD values of 0 reflect an intense tectonic faulting of the rock mass.

During drilling artesian water was encountered, but no information on depth, flow rate and pressure was available.

DHW-7 (vertical, depth: 95 m)

All the core material consists of fractured to faulted quartzitic sandstone with a few intercalations of mud- and siltstone.

The intense influence of tectonic faulting on the rock mass is reflected by low RQD values as well as by core loss or low core recovery

A groundwater level has been recorded at a depth of 4,0 m below surface.

Water pressure test have been performed at the depth intervals of 86 m – 89 m, 89 m – 92 m and 92 m – 95 m. No results could be obtained due to leakage at the packer during testing.

DHW-8 (vertical, depth: 80 m)

All the core material consists of fractured to faulted rock mass with remnants of quartzitic sandstone and mudstone with sandstone intercalations (approx. 40 m to 47 m).

The intense influence of tectonic faulting on the rock mass is reflected by very low RQD values as well as core loss or low core recovery

Artesian water was encountered during drilling, but no information on depth, flow rate and pressure was available. After completion of drilling works the groundwater level was recorded at ground level.

Water pressure test have been performed at the depth intervals of 51 m – 54 m (32.84 Lugeon), 54 m – 57 m (24.37 Lugeon) and 57 m – 60 m (44.80 Lugeon). The results show high Lugeon values, indicating a high hydraulic conductivity of the rock mass.

DHW-9 (vertical, depth: 80 m)

Below a topsoil layer of approx. 6 m thickness down to the bottom of the borehole faulted rock mass has been recovered in the cores. The faulted rock mass shows remnants of shale and chert.

Low core recovery, abundant core loss as well as RQD values being all 0 reflect the intense tectonic faulting of the rock mass.

A groundwater level has been recorded at a depth of 15 m below surface.

Out of three water pressure tests, performed at a depth of 71 m – 74 m, 74 m – 77 m and 77 m – 80 m, only one was successful, resulting in a Lugeon value of 0,75 (test section: 74 m – 77 m). This indicates a low rock mass conductivity.

DHW-10 (vertical, depth: 155 m)

With exception of a topsoil layer, approx. 10 m thick, the entire core exposes faulted rock mass, consisting of mainly fine-grained fault gouge with portions of fractured rock mass (siltstone, sandstone, quartzitic sandstone, shale).

Only a very few sections with RQD values > 0 and frequent core loss are indicators for the intense tectonic faulting of the rock mass.

A groundwater level has been recorded at a depth of 7.8 m below surface.

Water pressure test have been performed at the depth intervals of 146 m – 149 m, 149 m – 152 m and 152 m – 155 m. No results could be obtained due to leakage at the packer during testing.

DHW-11 (vertical, depth: 155 m)

Beneath a topsoil layer, approx. 3.3 m thick, completely weathered shale with properties of a fine-grained soil have been encountered down to a depth of 24 m. From 24 m – 34,7 m a cavity has been encountered, followed by jointed limestone down to 52 m below surface. Fault gouge (faulted black shale and siltstone) underlies the limestone down to a depth of approx. 71.4 m. Fractured to faulted andesite has been recovered in the cores down to 97 m below surface. Between 97 m and 113 m the core exposes fault gouge material, with fractured to faulted sandstone following down to 135 m below surface. From 135 m down to the bottom of the hole fractured to jointed, intensely foliated shale has been encountered.

The core reflects the complex and heterogeneous composition of the rock mass within the thrust fault complex. Intensely karstified limestone boulders of variable size and portions of intact rock mass (e.g. sandstone, shale) are embedded in fault gouge material. With exception of the sections between 33.5 m – 52 m and 130 m – 155 m, where intact rock mass has been encountered, all the rock mass is affected extensively by tectonic faulting.

A groundwater level has been recorded at 12.5 m below surface.

Water pressure test have been performed at the depth intervals of 146 m – 149 m, 149 m – 152 m and 152 m – 155 m. No results could be obtained due to leakage at the packer during testing.

DHW-12 (vertical, depth: 137 m)

The bedrock is covered with a approx. 4 m thick layer of colluvial sediments. Sandstone to quartzitic sandstone with intercalations of siltstone/shale has been encountered down to the bottom of he borehole. The sandstone is jointed to intensely jointed with local zones of fractured rock mass. Siltstone/shale intercalations have frequently been sheared parallel to bedding, which is dipping with low to moderate angles (10° to 30° in average).

The rock mass is moderately weathered with limonitic staining on almost all discontinuity surfaces. About 50% of the core shows RQD values > 20, with only about 10% of the core length with RQD values > 70, indicating the intense jointing of the rock mass throughout.

No groundwater has been encountered in the borehole.

DHW-13 (vertical, depth: 150 m)

The bedrock is covered with a thin layer of colluvial sediments. Sandstone to quartzitic sandstone with intercalations of siltstone/shale has been encountered down to the bottom of the borehole. The sandstone is jointed to intensely jointed with local zones of fractured rock mass. Siltstone/shale intercalations have frequently been sheared parallel to bedding, which is dipping with low to moderate angles (10° to 30° in average).

The rock mass is moderately weathered with limonitic staining on almost all discontinuity surfaces. About 45% of the cores show RQD values > 20, with only about 5% of the core length with RQD values > 70, indicating the intense jointing of the rock mass throughout.

A groundwater level has been recorded at a depth of 81.9 m below ground level.

DHW-14 (vertical, depth: 124 m)

Beneath a layer of completely weathered rock mass, approx. 7 m thick, the core exposes sandstone to quartzitic sandstone with shale intercalations between 7 m and 41.5 m as well as between 64.0 m and 81.0 m. Most of the rock mass is intensely jointed and locally fractured.

The remaining core sections consist of fine- to coarse-grained fault gouge material. Internal structures of the fault gouge indicate moderate dip angles of fault planes.

Only a few core sections with RQD values > 0 reflect the influence of tectonic faulting on the rock mass. The sandstone is slightly to moderately weathered, whereas the fault gouge material appears not to be weathered.

The borehole had to be cancelled at a depth of 124 m due to drilling problems.

No information on groundwater was available.

DHW-15 (vertical, depth: 150 m)

The bedrock is covered with a layer of colluvial sediments, approx. 4.5 m thick. The cores expose sandstone to quartzitic sandstone with a few intercalations of siltstone/shale. The sandstone is jointed to intensely jointed with local zones of fractured rock mass. Sections of slightly to moderately weathered sandstone alternate with fresh rock mass. Joint surfaces showing limonitic staining and some weathered fault gouge has been recovered frequently, indicating an open rock mass structure.

A groundwater level has been recorded at a depth of 96.50 m below ground level.

DHW-16 (vertical, depth: 100 m)

The core consists of faulted to fractured rock mass, with fault gouge dominating down to a depth of approx. 41 m and intensely jointed to fractured quartzitic sandstone dominating the remaining section.

The abundant amount of fault gouge as well as RQD values of 0 in the section with quartzitic sandstone reflect the intensive influence of tectonic faulting on the rock mass.

A groundwater level was recorded at surface level. During the recent field inspection the water level was encountered at a few decimeters below ground surface. According to drilling records there was artesian water flow from the borehole during drilling, which stopped after completion of drilling works.

Water pressure test have been performed at the depth intervals of 91 m – 94 m (1,03 Lugeon), 94 m – 97 m (1,33 Lugeon) and 97 m – 100 m (0,99 Lugeon). The results show low Lugeon values, indication a relatively low hydraulic conductivity of the rock mass in the sections tested.

DHW-17 (vertical, depth: 100 m)

The core material consists of intensely jointed to fractured quartzitic sandstone with a few intercalations of shale. Locally the rock mass is faulted with fault gouge material encountered between approx. 11.7 m and 21.2 m as well as between approx. 29.0 m and 30 m.

The influence of tectonic faulting is reflected by fault gouge encountered within limited sections as well as by low RQD values.

No ground water level was recorded.

DHW-18 (vertical, depth: 100 m)

From 0 m to approx. 64 m and from approx. 81.5 m to the bottom of the hole, core material consists of intensely jointed to locally fractured quartzitic sandstone and shale with sandstone intercalations. Between approx. 64 m and 81.5 m and approx. 89.6 m to 92.6 m fault gouge material has been encountered.

The variable quality of the rock mass, with RQD values ranging between 0 and 90, reflects the heterogeneous composition of the rock mass in the vicinity of a fault zone, with portions of competent rock mass adjacent to fault gouge material.

A groundwater level has been recorded at 7 m below surface.

Water pressure test have been performed at the depth intervals of 91 m – 94 m (2,51 Lugeon), 94 m – 97 m (3,25 Lugeon) and 97 m – 100 m (1,64 Lugeon). The results show moderately low Lugeon values, indicating a relatively low hydraulic conductivity of the rock mass in the sections tested.

DHW-19 (vertical, depth: 80 m)

The core material consists of intensely jointed to fractured quartzitic sandstone with a few intercalations of shale. Locally the rock mass is moderately jointed. The rock mass is moderately weathered with limonitic staining on discontinuity surfaces.

The rock mass shows local influence of moderate to slight tectonic disturbance.

Water pressure test have been performed at the depth intervals of 71 m – 74 m (23.35 Lugeon), 74 m – 77 m (22.65 Lugeon) and 77 m – 80 m (24.19 Lugeon). The results show high Lugeon values, indicating a high hydraulic conductivity of the rock mass.

A ground water level > 80 m below surface was recorded.

3.2 Seismic Profiling

Refraction seismic surveys, relevant for the actual tunnel alignment, were performed in 4 areas (see relevant reports of feasibility study and detailed design study). These are the area of the inlet (profiles A), the portal area of the access Tunnel 5 (profiles B), the portal area of the access Tunnel 6 (profile C) and the outlet area (profiles A to E).

- **Inlet area – OLD ALIGNMENT - Profiles A**:
  The longitudinal profile (line A-A'/length 300 m) and the cross sections (A1 - A1'/length 50 m; A2 - A2'/length 50 m; A3 - A3'/length 50 m) show a 3-layer configuration (p-wave velocities:340 - 350 m/s, 660 – 940 m/s, 1900 – 2300 m/s).

  The results point to deep reaching decomposition of the bedrock by weathering (maximum thickness of weathered zone 20 m to 30 m). The bedrock beneath the weathered zone seems to be intensely fractured and faulted.

- **Portal Access Tunnel 5 - Profiles B**:
  The longitudinal profile (line B-B'/ length 200 m) and the cross sections (B1 - B1'/length 50 m; B2 - B2'/length 50 m; B3 - B3'/length 50 m) show a 3-layer configuration (p-wave velocities: 320 – 356 m/s, 610 – 990 m/s, 2900 – 3000 m/s).

The results point to deep reaching decomposition of the bedrock by weathering (maximum thickness of weathered zone 20 m to 30 m). The bedrock beneath the weathered zone is interpreted to be slightly weathered and fractured sandstone.

- **Portal Access Tunnel 6 - Profiles C**:
  The longitudinal profile (line C-C'/length 120 m) shows a 3-layer configuration (310 – 370 m/s, 830 – 940 m/s, 2400 – 2600 m/s).

  The results point to deep reaching decomposition of the bedrock by weathering (maximum thickness of weathered zone 10 m to 15 m). The bedrock beneath the weathered zone seems to be fractured and faulted shale and sandstone.

- **Outlet Area – Profiles A to E:**
  The longitudinal profile (line A-A´/length 500 m) and the cross sections (B-B'/length 100 m, C-C'/length 50 m, D-D'/length 100 m, E-E'/length 100 m) show a 3-layer configuration (380 – 590 m/s, 710 – 1200 m/s, 2000 m/s – 2600 m/s).

  The results point to deep reaching decomposition of the bedrock by weathering (maximum thickness of weathered zone 10 m to 15 m). The bedrock beneath the weathered zone seems to be intensely fractured all over and locally faulted.

3.3 Resistivity Sounding

Resistivity sounding was performed along a profile 3.8 km long, running parallel to the tunnel alignment in the section between approx. km 6.9 and approx. km 10.7 (GTU 4). Boreholes DHW-1, DHW-9, DHW-10 and DHW-11 are located along the profile; borehole DHW-2 is close to the southwestern end of the profile.

The result, displayed as a black-white iso-resistivity section with indicated resistivity levels of 200, 400 and 600 Ωm, shows low resistivity values in the range of approx. < 200 Ωm to approx. 400 Ωm for most of the resistivity profile. This can be correlated to shale dominated and/or faulted rock mass with abundant fine grained (sandy, silty to clayey) material.

Resistivity values of approx. > 1,000 Ωm, which could be related to limestone, have not been detected at tunnel elevation.

Between approx. profile km 0.8 and approx. km 3.2 the resistivity profile shows no results close to the surface (approx. top 100 m). Therefore the correlation with borehole results of DHW-11 (limestone encountered between 34,7 m and 52.0 m depth) can not be drawn.

Distinct inhomogeneous areas, tracing possible faults; are indicated between profile km 0.0 and 0.4, profile km 1.200 and km 1.600 as well as between profile km 2.7 and km 2.9.

3.4 Mineralogical Analysis – Rock Samples

A microscopic analysis of thin sections has been performed on selected outcrop and core samples.

The sample location of almost all outcrop samples is in the area of the so-called quartzitic sandstone of Carboniferous age, west of the valley.

According to the mineralogical analysis the outcrop samples belong to the following lithological types:

- Sample No.10/2:
  Greywacke quartzite
  (Feldspar: ~25%, Quartz: ~75%, rock fragments: ~5%, total: 105%)
- Sample No. 11/1
  Feldspar greywacke
  (Feldspar: ~35%, Quartz: ~50%, rock fragments: ~15%, total: 100%, matrix proportion: 15%)
- Sample No. 13/2
  Arcose quartzite
  (Feldspar: ~55%, Quartz: ~40%, rock fragments: ~5%, total: 100%, matrix proportion: 15%)
- Sample No. 14/1
  Feldspar greywacke
  (Feldspar: ~70%, Quartz: ~25%, rock fragments: ~5%, total: 100%, matrix proportion: 15% - 75%)
- Sample No. 14/2
  Feldspar greywacke
  (Feldspar: ~45%, Quartz: ~45%, rock fragments: ~10%, total: 100%, matrix proportion: 15% - 75%)
- Sample No. 24/1
  Feldspar greywacke
  (Feldspar: ~60%, Quartz: ~35%, rock fragments: ~5%, total: 100%, matrix proportion: 15%)

One sample has been taken from the area of the fault contact between the thrust fault zone and the Carboniferous quartzitic sandstone.

- Sample No. 11/9
  Andesite
  (Hornblende, Na Ca Plagioclase, Pyroxene, Olivine)

Core samples:

Borehole	Depth		Rock Type		Mineral Content [Vol %]											
			Field Classification	Petrographic Classification	Deminante Mineral		Subordinate Minerals		Accessory Minerals							
	from	to				%		%		%		%		%		%
DHW-2	37,00	37,20	sandstone	Subarcosic Arenite	Quartz	88,0	Albitic-K-fel. Sericite	1,8	Calcite, epidote muscovite, opaques	1,2						
DHW-3	88,10	88,20	shale	Feldspatic Graywacke	Quartz	66,0	Serecitic-K-fel.	35,0	Chlorite	< 1,0	Epidote	< 1,0	Opaques	1,0		
	139,10	139,20	sandstone	Arcosic Arenite	Quartz	70,7	Serecitic - Feldspar	24,6	Muscovite	0,5	Chlorite	< 0,5	Epidote	3,2	Opaques	1,0
	157,00	157,20	sandstone	Subarcosic Arenite	Quartz	76,7	Serecitic-K-Fel. + Albite	18,3	Muscovite	1,5	Opaques - Chlo.	1,5	Epidote	2,0		
	163,35	163,50	shale	Mudstone	Clay	87,0	Modal Quartz	8,0	Epidote	3,0	Chlorite	< 1,0	Serecite	1,5	Opaques	1,0
	205,55	205,65	sandstone	Arcosic Arenite	Quartz	70,8	Albitic - Sericite - K - fel.	27,2	Epidote	1,5	Calcite	< 1,0	Opaques	< 1,0		
	215,90	216,00	sandstone	Subarcosic Arenite	Quartz	75,1	Serecite - K - Fel. + Albite	17,0	Muscovite	2,2	Epidote	1,2	Chlorite	3,7	Opaques	< 1,0
	220,80	221,00	sandstone	Subarcosic Arenite	Quartz	77,0	Serecite - K - Fel. + Albite	19,0	Calcite	2,3	Epidote + Muscovite + Opaques	1,7				
	228,70	228,80	sandstone	Subarcosic Arenite	Quartz	78,8	Serecite - K - Fel. + Albite	20,2	Calcite - Epidote - Opaques	1,0						
	238,20	238,30	sandstone	Subarcosic Arenite	Quartz	79,0	Serecite - K - Fel. + Albite	17,7	Epidote	3,3	Calcite - Chlorite - Muscovite	< 1,0				
	242,90	243,00	sandstone	Arcosic Arenite to Greywacke	Quartz	59,0	Serecite - K - Fel.	24,8	Epidote + Chlorite	15,2	Calcite - Muscovite + Opaques	1,5				
	273,00	273,10	shale	Mudstone	Clay	> 75,0	Modal Quartz - Albite	21,0	Epidote + Muscovite - Chlorite	2,5						
	286,60	287,00	sandstone	Feldspatic Graywacke	Quartz	64,8	Serecitic-K-fel.	28,7	Epidote + Chlorite	5,7	Opaques - Muscovite	< 1,0				
DHW-5	22,40	22,50	sandstone	Subarcosic Arenite	Quartz	90,7	K - Fel.	5,5	Opaques	1,8	Muscovite	1,8				
	52,20	52,30	red shale	Muddy - Feldspatic Greywacke	Clay	> 75,0	Modal Quartz	16,0	Serecitic-K-fel. + Muscovite	6,5	Opaques + Chlorite	1,5				
	144,05	144,25	red shale	Mudstone	Chloritic Clay	85,0 - 90,0	Modal Quartz	10,0	Opaques	1,0						
DHW-11	74,70	74,90	andesite	Serpentinite	Epidotite - Labradorite	50,0 - 60,0	Serpentinite	20,0 - 25,0	Chlorite - Biotite - Hbl.	15,0	Calcite	4,0	Opaques	1,0		
	87,00	87,20	andesite	Serpentinitic Basalt	Epidotite - Labradorite	50,0 - 60,0	Chlorite - Biotite - Hornblende	5,0 - 10,0	Serpentine	5,0 - 8,0	Opaques	1,5				
	145,70	145,80	shale	Black Shale	Clay	80,0 - 95,0	Modal Quartz	3,0 - 5,0	Chlorite	2,5	Opaques	1,0	Serecite	1,0		
DHW-12	88,10	88,20	sandstone	Subarcosic Arenite	Quartz	78,2	Serecite - K - Fel.	22,8	Opaques	< 1,0	Epidote	< 1,0				
DHW-13	64,80	65,00	sandstone	Subarcosic Arenite	Quartz	76,8	Serecite - K - Fel.	18,3	Muscovite	2,4	Opaques	2,4	Epidote	0,5		

Table 1: Results of mineralogical analysis on thin sections, table

3.5 Mineralogical Analysis – Fault Gouge Samples

To investigate the swelling potential of fault gouge material core samples have been selected and X-Ray Diffractometer Analysis has been performed for a qualitative assessment of clay mineral composition.

Borehole	Depth [m]	Mineral Composition
DHW-2	58.50 – 58,70	Quartz, Kaolinite, Microcline, Illite, Chlorite, Montmorillonite
DHW-7	33.70 – 33.90	Quartz, Kaolinite, Microcline, Chlorite, Muscovite Montmorillonite
DHW-9	6.20 – 6.40	Quartz, Kaolinite, Microcline, Illite, Chlorite, Albite, Muscovite
DHW-10	39.10 – 39.30	Quartz, Kaolinite, Illite, Chlorite, Albite
	53.80 – 54.00	Quartz, Kaolinite, Illite, Chlorite, Microcline, Halloysite, Montmorillonite, Epidote
	55.20 – 55.40	Quartz, Kaolinite, Microcline, Illite, Chlorite, Microcline, Montmorillonite
	77.80 – 78.00	Microcline, Illite, Chlorite, Calcite, Montmorillonite, Tremolite, Epidote
	95.50 – 95.70	Quartz, Kaolinite, Illite, Microcline, Chlorite, Montmorillonite, Albite
DHW-16	29.80 – 30.00	Quartz, Kaolinite, Illite, Chlorite, Calcite, Albite
	88.40 – 88.50	Quartz, Kaolinite, Illite, Chlorite

Table 2: Results of clay mineral analysis (qualitative X-Ray Diffractometer Analysis)

The test results indicate that fault gouge, recovered in boreholes DHW-2, DHW-7 and DHW-10, contains swelling clay minerals of the Smectite group (Montmorillonite).

4 ENGINEERING GEOLOGICAL DESCRIPTION OF THE TUNNEL ALIGNMENT

4.1 Main Tunnel

4.1.1 Tunnel section from inlet to approx. km 6.7

From the inlet to approx. km 6.7 the alignment traverses mainly highly fractured and locally faulted quartzitic sandstone with shale and siltstone intercalations. Depending on the orientation of the tunnel alignment, the moderately SW dipping bedding planes of the sandstone sequence are oriented parallel to the tunnel axis (approx. km 1.0 – 5.0). Due to the tunnel alignment curve between approx. km 5.0

and 6.7 the bedding planes are oriented with angles of approx. 40° to 50° to the tunnel axis. Between the inlet portal and approx. km 1.0 the dip orientation and angle of bedding planes is expected to be highly variable due to the influence of tectonic faulting and folding on the rock mass structure. Most faults are expected to run more or less perpendicular to the tunnel alignment. Nevertheless, sheared- and faulted siltstone and shale intercalations parallel to the bedding have to be expected within this section. The risk of tunneling through the thrust fault boundary between the Carboniferous sandstone on top of a wide thrust zone (faulted shale – chert – sandstone – (Permian) limestone sequence) is considered to be low. The fault boundary dips towards NE and strikes parallel to the tunnel alignment between approx. km 1.3 and 4.6. According to the drilling results, along the tunnel alignment the thrust fault contact is located below the tunnel invert. Nevertheless, due to displacements of the thrust fault boundary along NE – SW striking high angle faults, a certain risk remains.

In combination with the fault zones concentrated inflow of groundwater to the tunnel has to be expected. The inflow is expected to be high, with peak inflows in the range up to several 100 l/s, and with a slow decrease due to a rather high volume of the fault and joint bounded aquifers. Sparse water inflow from open jointed sandstone has to be expected for all the section.

The main geotechnical problems will be linked to the intense jointing to fracturing of the rock mass, causing instable conditions along the tunnel side walls and crown of the tunnel as well the at the tunnel face, orientation of bedding parallel to most of this tunnel section with the potential of systematic overbreak, and inflow of groundwater in combination with faulted rock mass.

4.1.2 Tunnel section from approx. km 6.7 to approx. km 11.3

After crossing a NW-SE striking boundary fault the most crucial alignment section, located in a thrust fault of considerable thickness, is reached. The thrust fault is remarkably heterogeneous. It consists of limestone blocks, varying in sizes from hundreds of meters to decimeters, which are embedded in sheared shale, chert and sandstone. The limestone blocks usually show karst features such as corroded joints, pipes as well as caves. The karst cavities are likely to be filled partially with residual soils and boulders of collapsed rock mass. Perennial artesian springs from limestone blocks, located in this area, indicate a certain transmissivity through the faulted rock mass, most likely linked to individual fault/fracture zones. Peak inflow rates from such fault zones, exceeding several 10 l/s and slow decrease of the inflow have to be expected.

In case karstified limestone is encountered at tunnel elevation high water inflow of up to several 100 l/s has to be expected. The water may carry cave sediments.

It is highly uncertain whether karstified limestone will be encountered at tunnel elevation or not. Core drilling in this section encountered limestone in one borehole

only (DHW-11). This limestone was encountered close to the surface. The result of geo-electrical sounding, which should detect limestone portions as high resistivity anomalies in the low-resistivity field of (sheared) shale, was not available during preparation of this report. Presently, the geological model considers the occurrence of limestone at tunnel elevation.

The thrust fault complex is terminated at approx. km 10.7 by a system of strike–slip faults (approx. km 10.7 to km 11.3), which displace the fault rocks of the thrust zone against sandstone and shale.

The main geotechnical problems of this section include abrupt changes of weak/soft and strong/brittle rock mass, mixed-face conditions, difficulties with groundwater and high prediction uncertainties.

4.1.3 Tunnel section from approx. km 11.3 to outlet (km 23.0)

The highly tectonically disturbed boundary zone, which continues to approx. km 11.5, is followed by quartzitic sandstone with shale intercalations. From approx. km 12.5 to the tunnel outlet the moderately NE dipping bedding planes of the sandstone sequence are oriented parallel to the tunnel axis. According to the study of aerial photographs, highly fractured rock mass and faults are limited to sections under passing gullies running mainly NE – SW as well as from km 15.3 to approx. km 17.0. Most faults are expected to run almost perpendicular to the tunnel alignment, except a few NW – SE trending faults, identified by aerial photo analysis. In addition, sheared- and faulted shale intercalations parallel to the bedding have to be expected within this section.

In combination with the fault zones concentrated inflow of groundwater to the tunnel has to be expected. The inflow is expected to be high, with peak inflows in the range up to several 100 l/s, and with a slow decrease due to a rather high volume of the fault and joint bounded aquifers. Sparse water inflow from open jointed sandstone has to be expected for all the section. Confined aquifers in sandstone maybe caused by intercalations of shale as well as by faults containing fine-grained fault gouge material.

The main geotechnical problems will be linked to zones with intense jointed to fractured rock mass, causing instable conditions along the tunnel side walls and crown of the tunnel as well the at the tunnel face, orientation of bedding parallel to most of this tunnel section with the potential of systematic overbreak, and inflow of groundwater in combination with faulted rock mass.

4.2 Adit No. 5

4.2.1 Tunnel section from portal to approx. km 0.9

The tunnel section is located in sheared to faulted siltstone, shale, chert and sandstone, with shale and faulted rock mass expected to be dominating. The rock mass structure is expected to be highly variable due to internal folding and faulting, with a general strike orientation in approx. NW – SE direction. Major fault zones are expected to cross the tunnel alignment with approx- 30° to 50°. In addition, sheared- and faulted rock mass parallel to the bedding / foliation has to be expected.

The rock mass is expected to be low permeable with water inflow limited to permeable fractured and faulted rock mass. Peak inflows are estimated with a few liters per second.

The main geotechnical problems will be systematic excessive overbreak caused by fractured rock mass in combination with low confinement of the rock mass. The over break will affect the entire tunnel perimeter as well as the tunnel face. Shallow stress induced shear failures may be linked to sections with faulted rock mass. The combination of faulted and fractured rock mass of different lithological origin may result in mixed-face conditions. Fine grained fault gouge may be prone to swelling behavior due to the occurrence of swelling clay minerals.

4.2.2 Tunnel section between approx. km 0.9 to junction with main tunnel

The tunnel alignment traverses mainly highly fractured and locally faulted quartzitic sandstone with shale and siltstone intercalations. Between approx. km 1.0 and km°1.1 the tunnel crosses a low angle thrust fault, striking NW – SE and dipping towards north-eastern direction.

Moderately SW dipping bedding planes of the sandstone sequence are oriented with approx. 45° to the tunnel axis, with dip directions mainly against driving direction. Major fault zones, including the thrust fault, are expected to cross the tunnel alignment with approx- 30° to 50°. In addition, sheared- and faulted rock mass parallel to the bedding / foliation has to be expected.

In combination with the fault zones concentrated inflow of groundwater to the tunnel has to be expected. The inflow is expected to be high, with peak inflows possibly exceeding 100 l/s, and with a slow decrease due to a rather high volume of the fault and joint bounded aquifers. Sparse water inflow from open jointed sandstone has to be expected for all the section.

The main geotechnical problems will be linked to fractured and faulted rock mass with shallow to deep seated shear failures in combination with discontinuity controlled block failures. Specifically face stability problems have to be expected. Faulted sandstone in combination with water inflow may result in flowing ground

behavior. The combination of faulted and fractured rock mass may result in mixed-face conditions. Fine grained fault gouge within the thrust fault zone may be prone to swelling behavior due to the occurrence of swelling clay minerals.

4.3 Adit No. 6

4.3.1 Tunnel section between Portal and junction with main tunnel

The tunnel section is located in sheared to faulted siltstone, shale, chert and sandstone, with shale and faulted rock mass expected to be dominating. The rock mass structure is expected to be highly variable due to internal folding and faulting, with a general strike orientation in approx. NW – SE direction. Major fault zones are expected to run parallel the tunnel alignment. In addition, sheared- and faulted rock mass parallel to the bedding / foliation has to be expected.

The rock mass is expected to be low permeable with water inflow limited to permeable fractured and faulted rock mass. Peak inflows are estimated with a few liters per second.

The main geotechnical problems will be systematic excessive overbreak caused by fractured rock mass in combination with low confinement of the rock mass. The over break will affect the entire tunnel perimeter. Shallow stress induced shear failures may be linked to sections with faulted rock mass. The combination of faulted and fractured rock mass of different lithological origin may result in mixed-face conditions. Fine grained fault gouge may be prone to swelling behavior due to the occurrence of swelling clay minerals.

5 ROCK MASS CHARACTERIZATION

5.1 General

According to the procedure outlined in the Austrian Guideline for Geomechanical Design of Underground Structures (i), the information gained by the field investigation, drilling, and laboratory testing is used to define Rock Mass Types in a first step. Rock Mass Types are groups of rock masses with similar geotechnical properties.

After establishing the Rock Mass Types, their distribution along the alignment is determined. For each section of the tunnel then the relevant factors influencing the rock mass behavior are established. Influencing factors are primary stresses, tunnel size, ground water conditions, and relative orientation of the rock mass structure to the tunnel axis. The rock mass behavior is defined as the ground reaction to the excavation, without of consideration of supports or other construction measures. After analyzing the rock mass behavior for each section of the tunnel, the single

behaviors can be grouped into basic behavior categories, so called Behavior Types (BT). Methods for the determination of rock mass behavior can be empirical or analytical, using closed form solutions block analyses, or numerical simulations as appropriate.

Excavation and support methods are then determined based on the rock mass behavior in a way to meet the requirements, like constructability, stability, serviceability, and economical aspects.

5.2 Determination of Rock Mass Types

Geotechnically relevant parameters are used to define rock mass types. Such parameters can be: rock type, bedding thickness, fracturing, strength, weathering, joint condition, etc.

The selection of parameters depends on the project phase and to a certain extent on the possible construction methods.

For this project 17 rock mass types have been determined using the criteria listed below. Classes used in each criterion are shown in brackets.

- Rock type (Limestone (marble), limestone, quartzite, sandstone, siltstone, plutonic rock, volcanic rocks, fault rocks distinguished according to the source material, and alluvial deposits)
- Bedding thickness (>60 cm, 60 – 20 cm, 2 – 20 cm)
- Joint persistence (low, high)
- Fracturing (low, high)
- Joint roughness (rough, smooth)
- Karstification (none, small cavities, large cavities)
- Intact rock strength (< 10 MPa, 10 – 50 MPa, 50 – 150 MPa, 150 – 250 MPa)

RMT	rock type	bedding thickness			fracturing		joint persistence		joint roughness			karstification			intact rock strength			
		>60cm	60-20 cm	20-2cm	low	high	high	low	v. rough	rough	smooth	none	small cav	large cav	<10MPa	10-50MPa	50-150MPa	150-250MPa
RMT 1	limestone (marble)	X			X		X			X			X				X	
RMT 1f	limestone (marble) fractured	X				X	X			X				X			X	
RMT 2	limestone	X			X		X			X				X			X	
RMT 2f	limestone fractured	X				X	X			X				X			X	
RMT 3	quartzitic sandstone		X		X		X				X	X						X
RMT 3a	qu.sandst. / siltstone - shale intercalations		X			X	X			X	X	X					X	
RMT 3f	qu. sandstone fractured			X		X	X				X	X						X
RMT 4	sandstone / siltstone - shale intercalations		X	X	X			X			X	X				X	X	
RMT 4f	sandstone / siltstone -shale intercal. fractured			X		X		X			X	X				X		
RMT 5	siltstone - shale			X	X			X			X	X				X		
RMT 5f	siltstone - shale fractured			X		X		X			X	X				X		
RMT 6	plutonic rocks	X			X		X			X		X						X
RMT 6f	plutonic rocks fractured	X				X	X			X		X						X
RMT 7	volcanic rocks	X			X		X			X		X						X
RMT 7f	volcanic rocks fractured	X				X	X			X		X						X
RMT 8q	fault rocks / sandstone origin	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.		X		
RMT 8s	fault rocks / siltstone - shale origin	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.		X		
RMT 9	alluvial deposits	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.

Table 3: Rock Mass Types and classification parameters

5.3 Description of Rock Mass Types

Rock Mass Type 1

The rock type is a re-crystallized limestone (marble). The mechanical relevant bedding planes are spaced mainly between 50 cm and 500 cm. Discontinuity sets typically are oriented orthogonal to the bedding planes. Typical block volumes are in the range of several dm^3 to a few m^3. Discontinuities have high persistence and mainly rough iron stained surfaces (JRC values typically >10). Karstification is minor. Small karst cavities generally are filled with brown residual soils.

Intact rock UCS values are estimated to be in the range of 100 MPa to 200 MPa, with a mean value of approx. 150 MPa.

Joint friction angles are estimated in a range of 35° to 42°

The abrasivity is assessed to be low.

RMT 1 will not be encountered during the construction of the tunnel between Mae Ngad and Mae Kuang Reservoir.

Rock Mass Type 1f

The rock type is a re-crystallized limestone (marble). The rock mass is highly fractured. Discontinuity sets typically are oriented orthogonal to the bedding planes, with irregular jointing in addition. Typical block volumes are in the range of a few cm^3. Discontinuities have high persistence and mainly rough iron stained surfaces (JRC values typically >10). Karstification is minor. Small karst cavities generally are filled with brown residual soils.

RMT 1f will not be encountered during the construction of the tunnel between Mae Ngad and Mae Kuang Reservoir.

Rock Mass Type 2

The rock type is limestone. The rock mass is massive and sparsely jointed. Discontinuities have high persistence and surfaces are mainly rough and iron stained (JRC values typically >10). In this rock mass type large karst cavities are developed, which are partly filled with residual soil and blocks of collapsed limestone.. Discontinuity orientation, especially jointing are expected to be highly variable.

Typical block sizes range from several dm^3 to a few m^3.

INTACT ROCK PARAMETER					
Test	Number of Tests	Mean Value	Max. Value	Min. Value	Standard Deviation
Point Load Test UCS	79	75.15 MPa	221.17 MPa	1.78 MPa	39.78 MPa

Table 4: Rock Mass Type 2, intact rock parameter

Joint friction angles are estimated in a range of 35° to 42°

The permeability is high to extremely high.

The abrasivity is assessed to be low.

Rock Mass Type 2f

The rock type is limestone. The rock mass is highly fractured. Discontinuities have high persistence and surfaces are mainly rough and iron stained (JRC values typically>10). Discontinuities show irregular orientations. Typical block sizes range from a few cm^3 to a few dm^3.

Joint friction angles are estimated in a range of 35° to 42°

The abrasivity is assessed to be low.

Rock Mass Type 3

The rock type is quartzitic sandstone (field classification). According to petrographic classification by thin section analysis this rock is classified as Feldspar Greywacke to Quartzitic Greywacke to Greywacke Quartzite to Arcose Quartzite to Subarcosic Arenite to Subarcosic - Quartzitic Arenite. The detailed mineralogical composition is shown in Table 1.

The rock mass in general is competent, with a variable bedding thickness (cm – m). Orientations of bedding planes depend on the section of the tunnel, striking mainly NW – SE and dipping with low to moderate angles towards north-eastern and south-western directions. According to the evaluation of joint orientations, prepared by Panya, orientation of joints is highly variable with a certain domination of high angle joints against low joints. Discontinuities are mainly planar (JRC values typically < 6). Joints occasionally are filled with quartz. Quartz veins, which can occur frequently, show a thickness of several decimeters up to meters.

Typical block sizes range from to a few dm^3 to several m^3.

INTACT ROCK PARAMETERS					
Test	**Number of Tests**	**Mean Value**	**Max. Value**	**Min. Value**	**Standard Deviation**
Bulk Density	15	**26.57 kN/m³**	28.79 kN/m³	25.89 kN/m³	0,78 kN/m³
Point Load Test (unspecified test direction) UCS	11	**15.00 MPa**	105.99 MPa	2 MPa	40 MPa
Point Load Test (diametrical direction) UCS	52	**213.69 MPa**	385.67 MPa	79.25 MPa	75.24 MPa
Point Load Test (axial direction) UCS	63	**161.45 MPa**	273.59 MPa	14.22 MPa	63.56 MPa
Uniaxial Test UCS	37	**90.05 MPa**	269.19 MPa	0.57 MPa	64.95 MPa
Uniaxial Test Young Modulus	6	**40.75 GPa**	56.98 GPa	30.24 GPa	11.42 GPa
Uniaxial Test Poisson Ratio	6	**0.24**	0.34	0.19	0.06
Triaxial Test* UCS	4	**186.08 MPa**	250.73 MPa	123.30 MPa	53.53 MPa
Triaxial Test* c	4	**38.28 MPa**	46.92 MPa	24.69 MPa	9.86 MPa
Triaxial Test* phi	4	**47.20°**	52.93°	32.73°	9.71°
Triaxial Test* V-Modulus	4	**50.71 GPa**	58.95 GPa	44.53 GPa	6.34 GPa
Triaxial Test* E-Modulus	4	**55.76 GPa**	62.96 GPa	50.47 GPa	5.37 GPa
Triaxial Test* Poisson Ratio	4	**0.09**	0.10	0.07	0.02
Triaxial Test* mi (Hoek-Brown)	4	**20.15**	31.86	5.76	10.85
Direct Shear Test (Discontinuity)** c	3	**1.28 MPa**	2.21 MPa	0.34 MPa	0.94 MPa
Direct Shear Test** (Discontinuity) phi	3	**37.29°**	56.31°	19.80°	18.30°
Brazilian Test Tensile Strength	12	**15.96 MPa**	30.18 MPa	3.36 MPa	7.42 MPa

*) Triaxial Tests were performed as multi-stage tests

**) Discontinuities described as "smooth, slightly undulating" (2 samples), "rough" (1 sample)

Table 5: Rock Mass Type 3, intact rock parameter

The abrasivity of the rock was analyzed by performing Cerchar Abrasivity Index (CAI) Tests [ii, iii.

Test	Number of Tests	Mean Value	Max. Value	Min. Value	Standard Deviation
Cerchar Abrasivity Index Test	11	**4.16**	4.76	3.84	0.31

Table 6: Rock Mass Type 3, results of Cerchar Abrasivity Index Test

CAI Classification:

CAI	0.3 – 0.5	0.5 – 1.0	1.0 – 2.0	2.0 – 4.0	4.0 – 6.0
Classification	not very abrasive	slightly abrasive	medium abrasive to abrasive	very abrasive	extremely abrasive

Table 7: CAI classification

Rock Mass Type 3a

The rock type is quartzitic sandstone (field classification) with thinly bedded/foliated intercalations of siltstone and shale. For petrographic classification of the sandstone please refer to the description of Rock Mass Type 3 and Table 1. Orientations of bedding planes depend on the section of the tunnel, striking mainly NW – SE and dipping with low to moderate angles towards north-eastern and south-western directions. According to the evaluation of joint orientations, prepared by Panya, orientation of joints is highly variable with a certain domination of high angle joints against low joints. Discontinuities are mainly planar (JRC values typically < 6). Joints occasionally are filled with quartz. Quartz veins, which can occur frequently, show a thickness of several decimeters up to meters.

Typical block sizes range from to a few cm^3 to a few m^3.

INTACT ROCK PARAMETER					
Test	**Number of Tests**	**Mean Value**	**Max. Value**	**Min. Value**	**Standard Deviation**
Bulk Density	9	**26.17 kN/m^3**	26.80 kN/m^3	25.27 kN/m^3	0,57 kN/m^3
Uniaxial Test UCS	6	**66.25 MPa**	123.54 MPa	5.93 MPa	50.07 MPa
Uniaxial Test Young Modulus	4	**53.98 GPa**	83.07 GPa	33.25 GPa	22.75 GPa
Uniaxial Test Poisson Ratio	4	**0.18**	0.24	0.13	0.05
Triaxial Test* UCS	6	**109.14 MPa**	167.66 MPa	43.45 MPa	53.87 MPa
Triaxial Test* c	6	**27.28 MPa**	40.55 MPa	13.11 MPa	12.11 MPa
Triaxial Test* phi	6	**38.53°**	44.90°	35.05°	3.75°
Triaxial Test* V-Modulus	6	**45.75 GPa**	59.22 GPa	23.95 GPa	14.82 GPa
Triaxial Test* E-Modulus	6	**48.62 GPa**	60.60 GPa	30.05 GPa	12.65 GPa
Triaxial Test* Poisson Ratio	6	**0.11**	0.12	0.09	0.01
Triaxial Test* mi (Hoek-Brown)	6	**10,68**	15.35	8.01	2.49
Direct Shear Test (Discontinuity)** c	9	**0.72 MPa**	1.08 MPa	0.39 MPa	0.25 MPa
Direct Shear Test** (Discontinuity) phi	3	**36.21°**	46.67°	26.57°	7.22°
Brazilian Test Tensile Strength	3	**13.46 MPa**	16.66 MPa	9.80 MPa	3.45 MPa

*) Triaxial Tests were performed as multi-stage tests

**) All discontinuities described as "smooth, slightly undulating"

Table 8: Rock Mass Type 3a, intact rock parameters

The abrasivity of this rock type will be governed by the sandstone, which is classified as mostly extremely abrasive. For detailed analysis please refer to the description of Rock Mass Type 3.

Rock Mass Type 3f

The rock type is quartzitic sandstone with some thinly bedded intercalations of quartzitic siltstone ("shale"). For petrographic classification of the sandstone refer to the description of Rock Mass Type 3 and Table 1. The rock mass is highly fractured. Discontinuity sets are typically irregular to the bedding. Discontinuities are mainly planar (JRC values typically < 6). Joints occasionally are filled with quartz. Quartz veins, which can occur frequently, show a thickness of several decimeters up to meters.

Typical block sizes range from a < 1 cm^3 to a few dm^3.

Concerning abrasivity refer to the results shown for Rock Mass Type 3.

Rock Mass Type 4

The predominating rock type is sandstone (field classification) with varying bedding thickness. For petrographic classification of the sandstone please refer to the description of Rock Mass Type 3 and Table 1. Thinly bedded intercalations of siltstone / shale of variable thickness (dm to several meters) exist. Carboniferous sequences occasionally have small intercalations of black shale and organic coatings on bedding planes. Discontinuity surfaces are typically planar and iron stained (JRC values < 6). Occasionally intercalations of chert layers are found. Gradations into medium to thickly bedded arcosic sandstone are possible.

Typical block sizes range from to a few cm^3 to a few dm^3.

As no significant differences in the physical properties between Rock Mass Type 4 and 3 can be distinguished the intact rock parameters of Rock Mass Type 3 should be used.

Rock Mass Type 4f

The predominating rock type is sandstone. Thinly bedded intercalations of siltstone, shale and chert exist. The rock mass is highly fractured.

Carboniferous sequences occasionally have small intercalations of black shale and organic coatings on bedding planes. Discontinuity surfaces are typically planar and iron stained (JRC values < 6). Occasionally intercalations of chert layers are found. Gradations into medium to thickly bedded arcosic sandstone

Typical block sizes range from < 1 cm^3 to a few cm^3.

As no significant differences in the physical properties between Rock Mass Type 4 and 3 can be distinguished the intact rock parameter of Rock Mass Type 3 should be used.

Joint friction angles are estimated in a range of 30° in direction of the siltstone intercalations to 42° in sandstone dominated joints.

Rock Mass Type 5

The rock type is siltstone and/or mudstone with transitions to shale and intercalations of chert. A detailed mineralogical composition of 4 core samples is shown in Table 1. The bedding thickness ranges from thin to foliated. The thickness of chert intercalations varies from < 1 cm to several meters.

Bedding planes are typically planar and smooth (JRC values < 4).

Typical block sizes range from < 1cm^3 to several cm^3.

INTACT ROCK PARAMETERS					
Test	**Number of Tests**	**Mean Value**	**Max. Value**	**Min. Value**	**Standard Deviation**
Bulk Density	1		28.31 kN/m^3	28.31 kN/m^3	
Point Load Test (unspecified test direction) UCS	1		36.97 MPa	36.97 MPa	
Point Load Test (diametrical direction) UCS	10	**52.83 MPa**	177.51 MPa	15.84 MPa	48.38 MPa
Uniaxial Test UCS	3	**27.86 MPa**	71.70 MPa	0.57 MPa	38.34 MPa
Uniaxial Test Young Modulus	1		16.92 GPa	16.92 GPa	
Uniaxial Test Poisson Ratio	1		0.19	0.19	
Direct Shear Test (Discontinuity)** c	1		0.53 MPa	0.53 MPa	
Direct Shear Test** (Discontinuity) phi	1		43.53°	43.53°	
Brazilian Test Tensile Strength	1		12.30 MPa	12.30 MPa	

**) Discontinuities described as "smooth, slightly undulating"

Table 9: Rock Mass Type 5, intact rock parameters

Joint friction angles are estimated in a range of 25° to 30° in siltstone dominated joints and around 20° in chert intercalations.

The abrasivity of shale was analyzed by performing Cerchar Abrasivity Index (CAI) Tests.

Test	Number of Tests	Mean Value	Max. Value	Min. Value	Standard Deviation
Cerchar Abrasivity Index Test	2		1.26	0.76	

Table 10: Rock Mass Type 5, Results of Cerchar Abrasivity Index Test

The siltstone / shale and mudstone is estimated to be low abrasive to medium abrasive to abrasive in general. Chert is expected to be very abrasive to extremely abrasive, with extremely abrasiveness dominating.

Rock Mass Type 5f

This Rock Mass Type applies to a highly fractured RMT 5.

Typical block sizes range from to < 1cm^3 to a few cm^3.

Joint friction angles are estimated in a range of 25° to 30° in siltstone dominated joints and around 20° in chert intercalations.

Concerning abrasivity please refer to the results shown for Rock Mass Type 5.

Rock Mass Type 6

The rock types prevailing in this RMT are plutonic rocks (granite, granodiorite, occasionally diorite). Joints are highly persistent with a wide spacing.

RMT 6 will not be encountered during the construction of the tunnel between Mae Ngad and Mae Kuang Reservoir.

Rock Mass Type 6f

This Rock Mass Type applies to a highly fractured RMT 6.

RMT 6f will not be encountered during the construction of the tunnel between Mae Ngad and Mae Kuang Reservoir.

Rock Mass Type 7

The rock types prevailing in this RMT are volcanic rocks (basic and ultrabasic rocks, occasionally rhyolite, andesite, tuff and agglomerate). Andesite (field classification) has been encountered along the alignment of the tunnel. The petrographic analysis of two core samples resulted in serpentinite and serpentinitic basalt. The detailed mineralogical composition is shown in Table 1.

INTACT ROCK PARAMETER					
Test	**Number of Tests**	**Mean Value**	**Max. Value**	**Min. Value**	**Standard Deviation**
Point Load Test (axial direction) UCS	4	**153.88 MPa**	197.68 MPa	120.50 MPa	37.09 MPa
Uniaxial Test UCS	1		79.90 MPa	79.90 MPa	
Uniaxial Test Young Modulus	1		32.86 GPa	32.86 GPa	
Uniaxial Test Poisson Ratio	1		0.22	0.22	

Table 11: Rock Mass Type 7, intact rock parameter

Intact rock UCS values are estimated to be in the range of 100 MPa to 250 MPa, with a mean value of approx. 170 MPa.

Joints are typically rough (JRC values > 10).

Typical block sizes range from to a few dm^3 to a few m^3.

Joint friction angles are estimated in a range of 30° to 40°.

The andesite is estimated to be very highly abrasive to extremely abrasive.

Rock Mass Type 7f

This Rock Mass Type applies to a highly fractured RMT 7.

Intact rock UCS values are estimated to be in the range of 100 MPa to 250 MPa, with a mean value of approx. 170 MPa.

Joints are typically rough (JRC values > 10).

Typical block sizes range from < 1 cm^3 to a few dm^3.

Joint friction angles are estimated in a range of 30° to 40°.

Concerning abrasivity please refer to the results shown for Rock Mass Type 7.

Rock Mass Type RMT 8q

The source rock type is (quartzitic) sandstone (field classification). The rock mass is sheared to completely crushed, with relatively competent residual blocks within the crushed matrix.

While the matrix is crushed to the size of sand, the blocks can have a size of up to several tens of m^3.

The cohesion of the crushed matrix is low, which especially under the influence of ground water flow can lead to complete disintegration.

Rock Mass Type RMT 8s

The source rock type is predominantly siltstone and shale. The rock mass is sheared, consisting of clayey gouge and individual blocks of different sizes. While the matrix is fine grained, the blocks can have a size of up to several tens of m^3.

Locally hydrothermal alteration with precipitation of sulphur can be expected.

Some cohesion can be expected in the clayey matrix.

5.4 Distribution of Rock Mass Types along the alignment

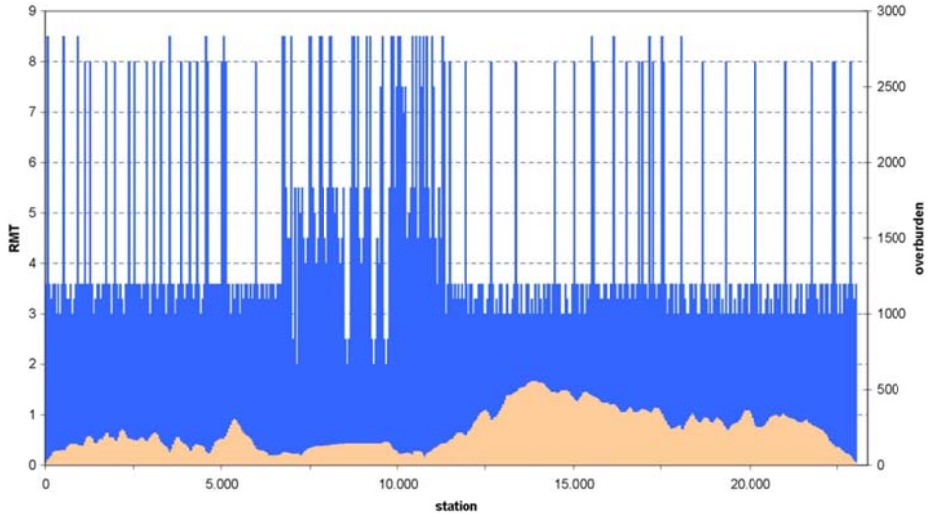


Figure 1: Distribution of rock mass types along the alignment (2f = 2,5, 3a = 3,25, 3f = 3,5, 4f = 4,5, 5f = 5,5, 7f = 7,5, 8q=8, 8s=8,5)

5.5 Rock Mass parameters used for analyses

Following rock mass parameters were derived for the analyses based on the evaluation of the laboratory test results and inspection of drill cores and outcrops.

To consider the uncertainty of the rock – and rock mass parameters, and to evaluate the influence of the uncertainty on the construction, three sets of parameters were used (see Table 12).

	Intact rock							Rock mass													
	UCS (MPa)			E (GPa)	ν	Abras	mi	GSI	UCS (MPa)			Cohesion (MPa)			Friction (°)			E (GPa			
RMT	low	med	high						low	med	high	low	med	high	low	med	high	low	med	high	
1	100	150	200	60	0,1	1	10	80	38	57	76	9	13	18	39	39	39	56	56	56	
1f	100	150	200	40	0,1	1	10	40	14	21	28	4	6	8	28	28	28	56	56	56	
2	50	75	130	50	0,2	1	8	85	22	33	56	5,3	8	14	38	38	38	53	65	75	
2f	50	75	130	40	0,2	1	8	50	8	12	20	2,3	3,5	6	28	28	28	7	9	10	
3	170	180	230	65	0,1	5	20	50	41	44	56	10	11	14	36	36	36	10	10	10	
3a	80	120	170	50	0,15	1	18	50	18	27	39	5	7	10	35	36	36	9	10	10	
3f	80	120	170	45	0,15	5	20	35	13	20	28	4	6	8	31	31	31	3,7	4,2	4,2	
4	150	180	250	55	0,1	5	17	40	27	33	45	7,5	9	12	32	32	32	5,6	5,6	5,6	
4f	150	180	250	40	0,15	5	17	30	22	26	36	6,3	7,6	10,6	29	29	29	3,1	3,1	3,1	
5	20	40	70	50	0,2	2	7	50	3	6	10	0,9	1,8	3,1	27	27	27	4,4	6,3	8,4	
5f	20	40	70	35	0,2	5	7	35	2	4,1	7,2	0,7	1,3	2,4	23	23	23	1,9	2,7	3,5	
6	120	150	180	40	0,1	3	25	85	72	90	108	13	17	20	48	48	48	75	75	75	
6f	120	150	180	30	0,2	2	25	50	33	40	49	8	9,8	12	38	38	38	10	10	10	
7	110	150	190	60	0,1	4	27	85	67	92	117	12	17	22	49	49	49	75	75	75	
7f	110	150	190	40	0,2	3	27	50	31	42	53	7,3	10	13	39	39	39	10	10	10	
8q	80	120	170	na	0,3	4	20	15	7,9	12	17	2,5	3,7	5,3	25	25	25	1,2	1,3	1,3	
8s	20	40	70	na	0,3	2	7	20	1,3	2,7	4,7	0,5	1	1,7	19	19	19	0,8	1,1	1,5	
9	na	na	na		na	1	na	na	na	na	na	na	na	na	na	na	na	na	na	na	

Table 12. Rock- and rock mass parameters used for the evaluation of rock mass behavior

6 DETERMINATION OF ROCK MASS BEHAVIOR

6.1 General

The purpose of the determination of the ground reaction to the excavation without of the influence of constructional measures is to identify potential failure modes and thus provide a basis for the selection of appropriate excavation and design methods.

After assigning the appropriate rock mass types with their relevant physical parameters to the individual sections along the alignment, the analysis is performed under consideration of the influencing factors, like primary stresses, size of tunnel, and relative orientation of main discontinuity sets to the tunnel axis.

In a first step, an analytical procedure is used. After dividing the alignment into "calculation segments" the rock mass behavior for each segment is determined in a hierarchical way. The result of the analysis is checked against the criteria established to distinguish the single behavior categories. Systematically the results are checked against each criterion. The dominating failure mode then is shown in the output.

In addition the magnitude of displacements is assessed based on closed form solutions.

The basic procedure of the determination of Behavior Types is shown in the flow chart (Figure 2).

As defined in the guideline, the Behavior Types are determined for the unsupported rock mass. All measures designed (like division of face into top heading, bench, invert, support quality and quantity, etc.) are derived from the BTs.

To allow a consistent procedure, criteria for the determination of the behavior types are established.

The analysis shows potential hazards, like overbreak, excessive deformations, or potential for flowing ground, etc. Based on the results of the analysis typical sections are selected and analyzed in more detail with respect to rock mass structure and correlated failure mechanisms.

6.2 Identification of Behavior Types

The general categories of behavior types are shown in Table 13.

	Behavior Type (BT)	Description of potential failure modes/mechanisms during excavation of the unsupported rock mass
1	Stable	Stable rock mass with the potential of small local gravity induced falling or sliding of blocks
2	Stable with the potential of discontinuity controlled block fall	Deep reaching. discontinuity controlled, gravity induced falling and sliding of blocks, occasional local shear failure
3	Shallow shear failure	Shallow stress induced shear failures in combination with discontinuity and gravity controlled failure of the rock mass.
4	Deep seated shear failure	Deep seated stress induced shear failures and large deformation
5	Rock burst	Sudden and violent failure of the rock mass, caused by highly stressed brittle rocks and the rapid release of accumulated strain energy
6	Buckling failure	Buckling of rocks with a narrowly spaced discontinuity set, frequently associated with shear failure
7	Shear failure under low confining pressure	Potential for excessive overbreak and progressive shear failure with the development chimney type failure, caused mainly by a deficiency of side pressure
8	Ravelling ground	Flow of cohesion-less dry or moist, intensely fractured rocks or soil
9	Flowing ground	Flow of intensely fractured rocks or soil with high water content
10	Swelling	Time dependent volume increase of the rock mass caused by physical-chemical reaction of rock and water in combination with stress relief, leading to inward movement of the tunnel perimeter
11	Heterogeneous rock mass with frequently changing deformation characteristics	Rapid variations of stresses and deformations, caused by block-in-matrix rock situation of a tectonic melange (brittle fault zone)

Table 13: General categories of Behavior Types

The hierarchical procedure for the analytical determination is shown schematically in the flow chart (Figure 2). Only if no failure mode can be identified, the tunnel is considered as stable.

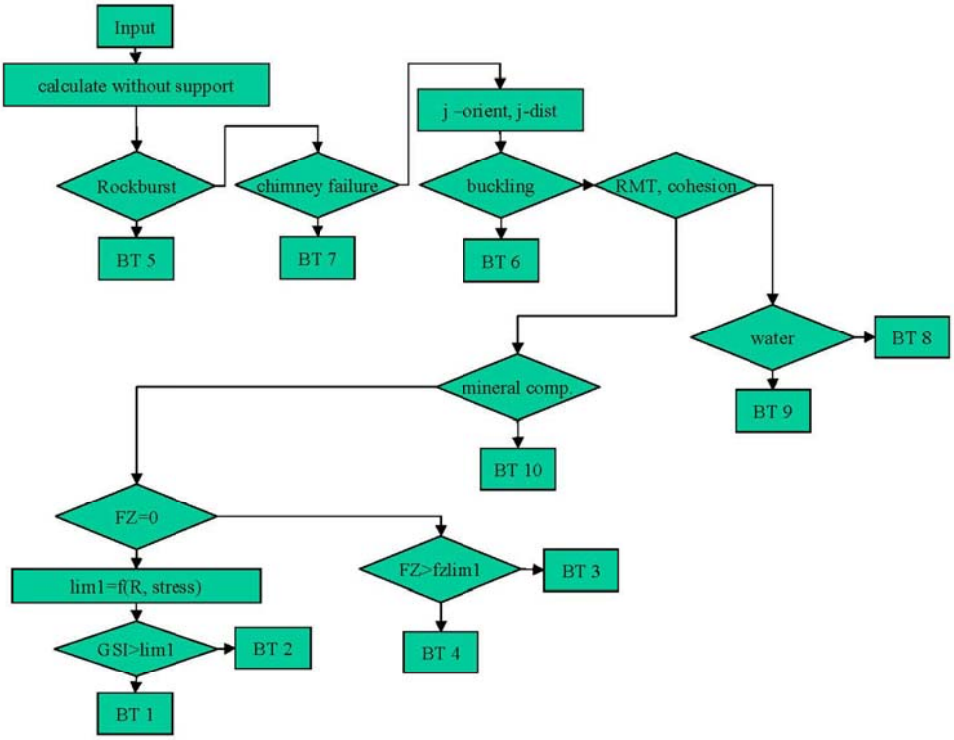


Figure 2: Flow chart of basic procedure to determine Behavior Types according to the Austrian Guideline for Geomechanical Design of Underground Structures

6.3 Criteria for the determination of Behavior Types

Potential for Overbreak (BT2)

Overbreak besides other factors, like method of excavation depends on the joint density, the joint set orientations, the stress situation, and size of the underground opening.

At low stress levels, the shear strength of joints due to lack of normal stress is low, making the falling of a block more likely than at a higher stress level. In addition, the overbreak depends on the size of the tunnel, thus a scale factor has to be introduced.

For this analysis the degree of fracturing is expressed with the GSI. Adjustments to the basic GSI were made with respect to stress level and tunnel diameter. Shown in Figure 3 is the dependence of limit 1 on the stress level and tunnel size.

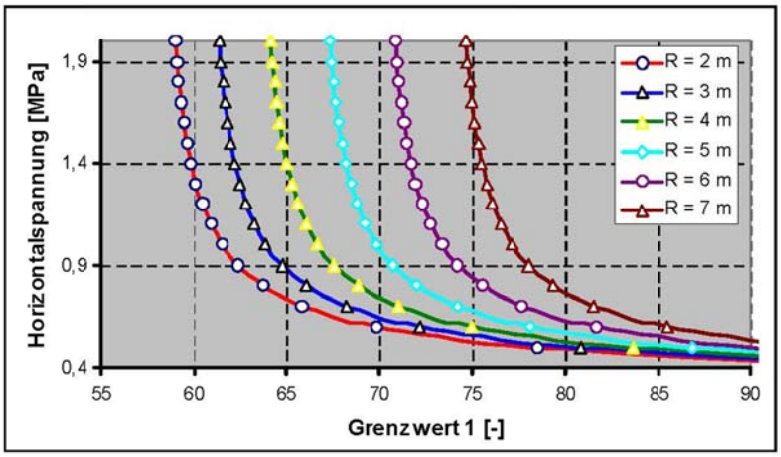


Figure 3: Dependence of Limit 1 on stress level and tunnel size

An example shall demonstrate the influence of the tunnel size and stress on the potential for overbreak. For a tunnel of 6m radius the GSI of the rock mass at a stress level of 1,4 MPa must be higher than 72 to fulfill the criterion for BT1, while for a tunnel with 3 m radius a GSI of about 62 is sufficient to satisfy the criterion for a stable tunnel. At a stress level of 0,6 MPa a GSI of about 86 for the 6 m radius tunnel and about 72 for the 3 m radius tunnel is required to meet the criterion.

Rock masses having lower GSI values than limit1 are grouped into BT2 if no other failure mode is identified.

A second limit (limit2) is used to distinguish between BT2.1 and 2.2 (Figure 4): The difference between BT 2.1 and BT 2.2 is the severity of overbreak (BT2.1 slight overbreak, BT2.2 voluminous overbreak).

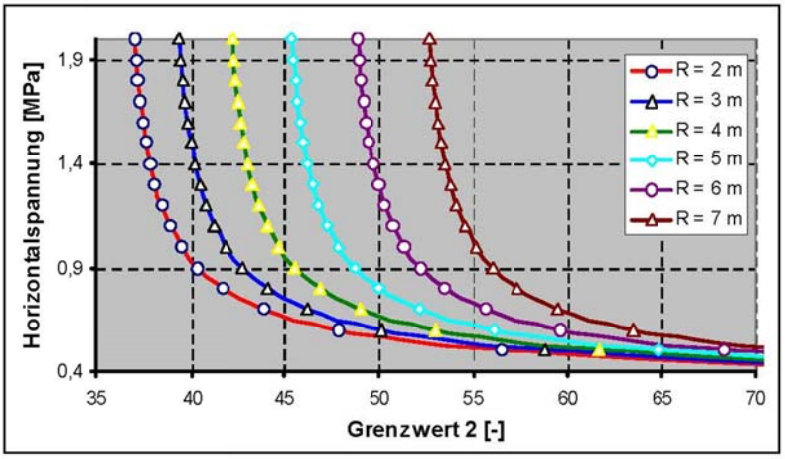


Figure 4: Dependence of Limit 2 on stress level and tunnel size

Depth of Failure Zone (BT3, BT4)

The parameter depth of failure zone is used to identify behavior types 3 and 4 (shallow and deep shear failures). In cases where the stresses after excavation exceed the strength of the rock mass, a failure zone develops. The depth of failure zone (DFZ) is calculated with a closed form solution, or can also be determined with a FE or DE program. For this analysis the analytical model of Hoek was applied.

The DFZ- limit is expressed in terms of a fraction of the diameter, corrected by a scale factor (Figure 5).

The DFZ is also used to distinguish between BT 3 and BT 4. It may also serve as a criterion to further subdivide BT 3 and BT4.

For BT 1 and BT 2 the strength of the rock mass must not be exceeded, thus a failure zone depth of zero is a preconditions for those BTs.

The magnitude of displacements is used to define sub-categories of the BT 4.

Following limits have been used:

- BT 4.1: circumferential strain (considering 25% pre-deformation) < 5%
- BT 4.2: circumferential strain (considering 25% pre-deformation) > 5% <15%
- BT 4.3: circumferential strain (considering 25% pre-deformation) >15%

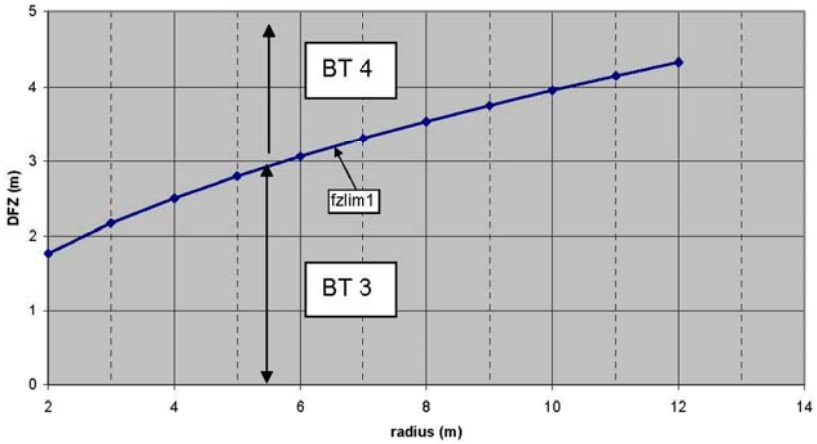


Figure 5: Example for scale factor for the criterion *fzlim1*, distinguishing between BT3 and BT4

Rock Burst (BT 5)

Three criteria are used to determine the potential for rock burst for the selected RMTs. All three criteria must show a potential for rock burst, otherwise rock burst is not to be expected.

- Criterion 1: potential energy of elastic strain

$$PES = \frac{UCS^2}{2xE}$$

UCS [MPa], E[GPa]

pot. energy			Category	RB potential
PES	<	50	1	very low
PES	<	100	2	low
PES	<	150	3	medium
PES	<	200	4	high
PES	>	200	5	very high

- Criterion 2: brittleness B=UCS/σt

brittleness			Category	RB potential
B	>	40	1	no
B	>	26,7	2	low
B	>	14,5	3	medium
B	<	14,5	4	high

(σt…tensile strength)

- Criterion 3: strength utilization T=σ_{tang}/UCS

utilization			Category	RB potential
T	<	0,47	1	no
T	<	0,6	2	low
T	<	0,7	3	medium
T	>	0,7	4	high

(σ_{tang} …circumferential stress at tunnel wall)

Buckling (BT 6)

Buckling of slender rock slabs requires a rock mass with narrowly spaced foliation. In addition the tunnel axis must be parallel or close to parallel to the strike of the foliation.

Criteria are:

- RMT
- Orientation of foliation to tunnel axis
- Foliation thickness
- Stress
- Size of tunnel
- E-modulus

Chimney Type Failure (BT7)

This type of failure is associated with low overburden or low horizontal stresses and poor ground. The criterion for this type of failure is fulfilled, when G>2T. For the present case a limit has been set at an overburden of 4 tunnel diameters. Cohesion has been neglected, only friction considered. The ratio between horizontal stress and vertical stress was taken to 0,5.

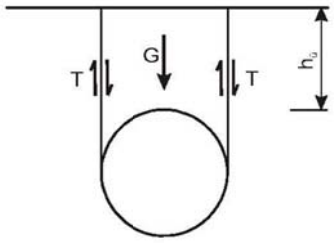


Figure 6: Schematic sketch of chimney type, day-lighting failure

Ravelling, Flowing Ground (BT 8, BT 9)

Criteria for this behavior type are:

- RMT
- Cohesion
- Groundwater

This BT can be observed in rock masses, which have low or no cohesion. In dry or moist conditions, BT 8 (raveling) will be the consequence, while with the influence of considerable quantities of ground water, or higher water pressure, BT 9 (flowing ground) can be identified.

Basically these BTs can be identified with soil or gravel type material, as well as in fault rocks.

To identify raveling, an empirical formulation for the stability of the face (iv), considering tunnel diameter, cohesion, friction and round length is used.

To identify flowing ground, two criteria are used:

- Criterion 1: the rock mass has to be soil type or fault material
- Criterion 2: the ground water pressure is compared to the cohesion of the rock mass.

In case, the rock mass is in the category of criterion 1 and the ground water pressure is higher than the cohesion of the rock mass, a potential for flowing ground exists.

(Note: as the GSI concept provides misleading results of cohesion for cohesive fault gauges, a correction factor between 1,5 and 4 for those types is used).

Swelling Potential (BT 10)

Basically the Rock Mass Type, respectively the mineral composition is used to determine swelling potential.

Heterogeneous Rock Mass (BT 11)

This behavior type has to be expected is faulted rock masses. Either a block-in-matrix structure or a sequence of faults crossing the tunnel alignment applies to this type.

Criteria to distinguish BT 11 are:

- Block-in-matrix rocks: volumetric block contents > 15%; block size between 0,1 and 5 tunnel diameters;
  strength contrast block/matrix > 10:1
- Fault frequency: fault spacing < 5 tunnel diameters

6.4 Results of Analysis

The rock mass parameters have been assessed based on the laboratory results and findings from field investigations. Those apply to the introduction of the rock mass type 3A, which represents intercalations of quartzite and siltstones, and a differentiation of the fault rocks according to their source rocks: rock mass types 8Q (quartzitic origin) and 8S (shale origin).

The water level has been estimated on the basis of the information available at present.

6.5 Expected Rock Mass Behaviors

Shown in the following tables is the expected distribution of Behavior Types for the three sets of ground parameters used in the evaluation.

Note that the Behavior Type 9 (flowing ground) always is associated also with another Behavior Type. The percentage of the BT 9 is for information only, on which length special measures (like (drainage, grouting, etc.) might be required. After ground treatment, another BT becomes relevant.

6.5.1 Main tunnel

low	Geotechnical Unit								
Behaviour Type	1	2	3	4	5	6	7	8	total
1	0%	0%	0%	5%	0%	0%	0%	0%	1,1%
2,1	35%	21%	33%	23%	42%	48%	24%	45%	33,2%
2,2	45%	76%	67%	21%	58%	45%	52%	49%	49,5%
3,1	5%	2%	0%	13%	0%	0%	0%	0%	3,3%
3,2	0%	0%	0%	21%	0%	0%	0%	0%	4,1%
3,3	0%	0%	0%	0%	0%	7%	14%	5%	3,3%
4,1	10%	0%	0%	17%	0%	0%	0%	0%	3,9%
4,2	0%	1%	0%	0%	0%	0%	0%	1%	0,4%
4,3	0%	0%	0%	0%	0%	0%	10%	0%	0,9%
7	5%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0,3%
9)*	*0%*	*2%*	*0%*	*23%*	*0%*	*3%*	*10%*	*1%*	*6,5%*
length (m)	1000	4350	1350	4600	1200	3000	2100	5410	

Table 14. Distribution of expected Behavior Types in the single Geotechnical Units, low rock mass quality

med	Geotechnical Unit								
Behaviour Type	1	2	3	4	5	6	7	8	total
1	0%	0%	0%	5%	0%	0%	0%	0%	1,1%
2,1	35%	21%	33%	25%	42%	48%	24%	45%	33,7%
2,2	50%	76%	67%	36%	58%	47%	55%	53%	54,1%
3,1	10%	3%	0%	27%	0%	0%	0%	0%	6,5%
3,2	0%	0%	0%	7%	0%	0%	0%	0%	1,3%
3,3	0%	0%	0%	0%	0%	5%	12%	1%	2,0%
4,1	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	1%	0,2%
4,2	0%	0%	0%	0%	0%	0%	7%	0%	0,7%
4,3	0%	0%	0%	0%	0%	0%	2%	0%	0,2%
7	5%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0,3%
9)*	*0%*	*2%*	*0%*	*23%*	*0%*	*3%*	*10%*	*1%*	*6,5%*
length (m)	1000	4350	1350	4600	1200	3000	2100	5410	

Table 15. Distribution of expected Behavior Types in the single Geotechnical Units, medium rock mass quality

high	Geotechnical Unit								
Behaviour Type	1	2	3	4	5	6	7	8	total
1	0%	0%	0%	5%	0%	0%	0%	0%	1,1%
2,1	35%	21%	33%	25%	42%	48%	24%	45%	33,7%
2,2	55%	78%	67%	54%	58%	48%	67%	54%	60,0%
3,1	5%	1%	0%	15%	0%	0%	0%	1%	3,7%
3,2	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0,0%
3,3	0%	0%	0%	0%	0%	3%	0%	0%	0,4%
4,1	0%	0%	0%	0%	0%	0%	7%	0%	0,7%
4,2	0%	0%	0%	0%	0%	0%	2%	0%	0,3%
4,3	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0,0%
7	5%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0,2%
9)*	*0%*	*0%*	*0%*	*22%*	*0%*	*2%*	*10%*	*1%*	*5,6%*
length (m)	1000	4350	1350	4600	1200	3000	2100	5410	

Table 16. Distribution of expected Behavior Types in the single Geotechnical Units, high rock mass quality

The different rock mass qualities used for the evaluations lead to a shift in certain behavior types. Depending on the assumed rock mass quality following distributions are assessed:

Behavior Type 1: Stable tunneling conditions (about 1% for all conditions)

Stable tunneling conditions are found only very occasionally and are limited to massive limestone and volcanic rock sections.

Behavior Type 2: Potential for overbreak (between 83% and 89%)

Minor and voluminous overbreaks are the dominating behaviors expected along the tunnel. Voluminous overbreak is expected to dominate.

Behavior Type 3: Potential for small stress induced failures (between 8,5% to 10,7%)

This type of behavior is expected in fault rock in sections with an overburden below 100m.

Behavior Type 4: Potential for deep reaching shear failures (between 1,5% to 5,2%)

Considerable overstressing of the rock mass associated with increased displacements can be expected in fault rocks with medium to high overburden.

Behavior Type 5: rock burst

No potential for rock burst could be detected.

Behavior Type 6: Buckling

This behavior type will be analyzed, as soon as all geological information is compiled. A certain potential exists in the thinly bedded siltstones under medium to high overburden.

Comment: Because of the intense jointing of the strata as well as the rather gentle to medium dipping of bedding planes no buckling is expected.

Behavior Type 7 Chimney type shear failure, day lighting (around 0,3%)

This behavior type is expected in the portal areas only..

Behavior Type 8 Ravelling

No potential for this failure type could be found.

Behavior Type 9: Flowing ground (between 5,5% and 6,5%)

Flowing ground is identified mainly in fault zones of quartzitic origin and those of shale origin at higher water heads.

Behavior Type 10: Swelling ground

The potential for swelling will be analyzed as soon as the relevant information is available.

Comment: Smectite has been encountered in fault gouge samples (faulted shale) within GTU 4. Only qualitative analysis was performed, no information on possible swelling pressure is available.

Behavior Type 11: Heterogeneous ground, with frequently changing displacements and stresses

This behavior can be expected in the tectonic mélange between approx. km 6.7 and 10.3 in case the limestone blocks are found also in the level of the tunnel.

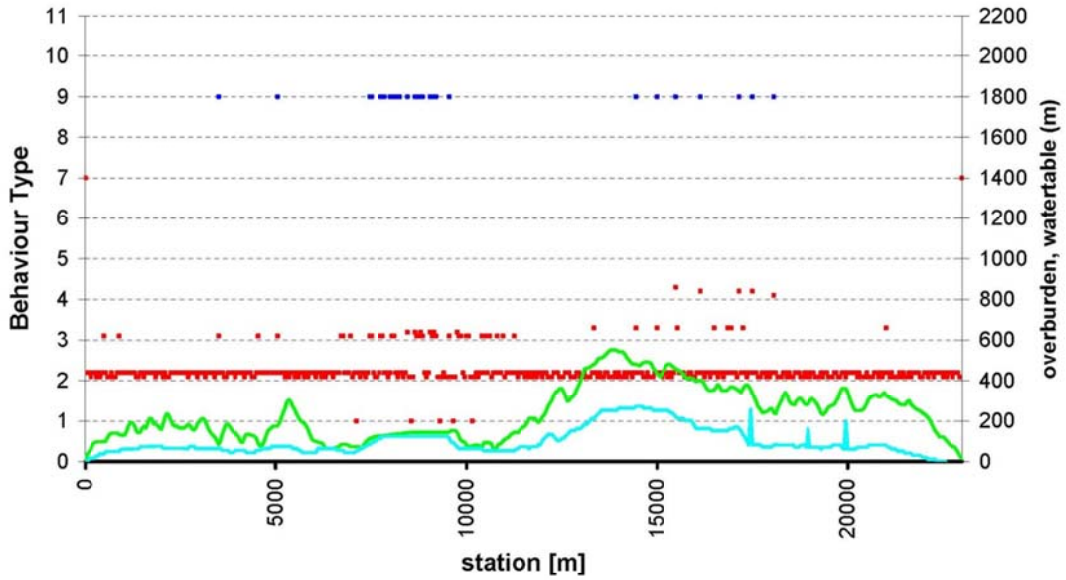


Figure 7: Distribution of evaluated Behavior Types along the alignment for medium rock mass quality

6.5.2 Adit 5

The evaluation for the adits because of their relatively short length has been done only for the medium rock mass qualities.

The distribution of the Rock Mass Types for adit 5 with a total length of 1.340m is shown in Table 17.

Adit 5	GU	
RMT	1	2
3	0%	11%
3A	0%	11%
3F	0%	32%
4	11%	0%
4F	22%	0%
5	6%	0%
5F	50%	11%
8Q	0%	11%
8S	11%	23%
length (m)	900	440

Table 17. Distribution of Rock Mass Types for adit 5

The evaluated Behavior Types for adit 5 are shown in Table 18.

Adit 5	GU	
Behaviour Type	1	2
2,1	22%	14%
2,2	56%	43%
3,1	0%	29%
3,2	11%	14%
7	11%	0%
length(m)	900	350

Table 18. Distribution of evaluated Behavior Types for adit 5

On certain sections also flowing ground has to be expected. This should be considered on a length of about 100 m.

6.5.3 Adit 6

The distribution of the Rock Mass Types for adit 6 with a total length of 750m is shown in Table 19.

Adit 6		
RMT	l(m)	%
4	50	7%
4F	100	13%
5	50	7%
5F	400	53%
8S	150	20%
	750	

Table 19. Distribution of the Rock Mass Types for adit 6

The evaluated Behavior Types for adit 6 are shown in Table 20.

Adit 6		
Behaviour Type	l(m)	%
2,1	50	7%
2,2	500	67%
3,1	100	13%
7	100	13%
	750	

Table 20. Distribution of evaluated Behavior Types for adit 6

7 ENGINEERING GEOLOGICAL – GEOTECHNICAL PREDICTION OF THE TUNNEL EXCAVATION

Longitudinal sections present the predicted engineering geological conditions along the tunnel alignments (Main Tunnel, Adit No. 5, Adit No. 6).

The engineering geological sections for detailed design include the general geologic architecture together with the distinction of stratigraphical and geotechnical units, the distribution of rock types, rock mass types as well as rock mass behavior types, estimates of the main discontinuity structure and the groundwater situation. Summarizing all relevant parameters and influencing factors geotechnical remarks on the tunnel excavation will be presented.

7.1 Main Tunnel

7.1.1 Geotechnical Unit 1

From the inlet portal to km 1.00 the tunnel will penetrate a sequence of clastic rock, dominated by quartzitic sandstone, with intercalations of siltstone and shale of variable rate of recurrence and thickness. Over all, orientation of main discontinuities (bedding, foliation) is right – to obtuse angled to the tunnel alignment.

Due to the vicinity of major faults the rock mass is mainly severely fractured over all and minor fault are expected to occur within this section. The faults are expected with clayey gouges and variable orientation to the tunnel axis. Siltstone and shale intercalations have been sheared and faulted parallel to bedding. Rock mass structure is expected to be highly variable because of internal folding and faulting. It is postulated that fracturing, faulting, and in places deep reaching weathering, has created an open jointed rock mass.

Gravity induced block failure as well as shallow stress induced shear failures in combination with discontinuity and gravity controlled failure of the rock mass at the circumference as well as the face of the tunnel, if unsupported, is predicted. Locally, deep-seated stress induced shear failures and large deformation may occur in faulted rock mass. In combination with high hydraulic head the rock mass in fault zones is expected to show flowing behavior, which requires probing ahead and drainage or grouting measures. Mixed face conditions have to be expected due to the occurrence of different rock types / rock mass types within one excavation cross-section.

Temporary groundwater inflows will most likely be limited to faults and fracture zones with interconnected open joints. Initial inflow may reach several 10s of l/s, decreasing rapidly. Sparse groundwater inflow has to be expected from open discontinuities all along the alignment section.

Geotechnical Unit	Rock Mass Type	Length per GTU [m]	Length per GTU [%]
1	3	100	10
	3A	250	25
	3F	500	50
	8S	150	15
Result		**1.000**	**100**

Table 21: Geotechnical Unit 1 - Distribution of Rock Mass Types

7.1.2 Geotechnical Unit 2

From km 1.00 to km 5.0 the tunnel will penetrate a sequence of clastic rocks dominated by quartzitic sandstone, with intercalations of siltstone and shale of variable rate of recurrence and thickness. The tunnel axis is oriented parallel to the bedding, which is dipping mainly with medium inclination towards southwestern directions.

Due to the occurrence of major faults in the immediate vicinity of the tunnel the rock mass is severely fractured to a great extend. Faults with fault gouge and right-angled orientation to the tunnel axis are expected to dominate. A major WSW-ENE trending fault system will be traversed between approx. km 4.6 and km 4.7 km. The tunnel will intersect a fault zone with very acute angle (approx. 10° to 20°) to the tunnel axis between approx. km 5.0 and km 5.2. In addition, intercalated siltstone and shale layers are frequently sheared or faulted parallel to bedding.

Gravity induced block failure are expected to dominate. Locally stress induced shear failures in combination with discontinuity and gravity controlled failure of the rock mass, if unsupported, is predicted. According to the orientation of the tunnel axis parallel to bedding planes systematic overbreak is expected to occur in the eastern sidewall and crown area of the tunnel. In combination with high hydraulic pressure the rock mass in fault zones is expected to show flowing behavior. Mixed face conditions have to be expected due to the occurrence of different rock types / rock mass types within one excavation cross-section. exceed

Groundwater inflows will most likely be limited to faults and fractured zones with interconnected open joints. Boreholes T-7/3, DHW-6 “Old Alignment” and DHW-6 “New Alignment”, drilled in the vicinity of NE – SW striking high-angle faults, encountered artesian water (T-7/3: approx. 40 m below surface, DHW-6 “Old Alignment”: approx. 36 m below surface). The water from the boreholes was flowing out at ground surface, indicating a water pressure of 4 bar (T-7/3) and 1.4 bar (DHW-6 “Old Alignment”). These findings point to severe groundwater problems when passing faults. Probing ahead and the execution of drainage/grouting

measures will be required. Sparse groundwater inflow has to be expected from open discontinuities all along the alignment section.

Geotechnical Unit	Rock Mass Type	Length per GTU [m]	Length per GTU [%]
2	3	400	9
	3A	500	11
	3F	2.550	59
	8Q	750	17
	8S	150	3
Result		**4.350**	**100**

Table 22: Geotechnical Unit 2 - Distribution of Rock Mass Types

7.1.3 Geotechnical Unit 3

From approx. km 5.00 to 6.50 the tunnel will penetrate a sequence of clastic rock, dominated by quartzitic sandstone, with intercalations of siltstone and shale of variable rate of recurrence and thickness. Orientation of main discontinuities (bedding, foliation) is obtuse angled to the tunnel alignment.

Due to the occurrence of major faults the rock mass is mainly severely fractured over all, fault gouge is frequently encountered.

Gravity induced block failure as well as shallow stress induced shear failures in combination with discontinuity and gravity controlled failure of the rock mass, if unsupported, is predicted. Locally, deep-seated stress induced shear failures and large deformation may occur in faulted rock mass. In combination with high hydraulic head the rock mass in fault zones is expected to show flowing behavior, which requires probing ahead and drainage or grouting measures. Mixed face conditions have to be expected due to the occurrence of different rock types / rock mass types within one excavation cross-section.

Temporary groundwater inflows will most likely be limited to faults and fractured zones with interconnected open joints. Borehole DHW-8, drilled in faulted rock mass, encountered artesian water. This finding points to severe groundwater problems when passing faults. In such a case probing ahead and drainage or grouting measures are of paramount importance. There is the potential for the occurrence of thermal water along the fault boundary. Sparse groundwater inflow has to be expected from open discontinuities all along the alignment section.

Geotechnical Unit	Rock Mass Type	Length per GTU [m]	Length per GTU [%]
3	3	50	4
	3A	400	30
	3F	850	63
	8Q	50	4
Result		**1.350**	**100**

Table 23: Geotechnical Unit 3 - Distribution of Rock Mass Types

7.1.4 Geotechnical Unit 4

Within GTU 4 a major thrust fault complex, confined by a NW - SE running strike – slip fault system at approx. km 6.70 in the Northeast and at approx. km 11.30 in the Southwest, will be traversed.

Subsurface investigations give evidence that the thickness of the thrust fault exceeds 200 m. Investigation results reveal a heterogeneous internal structure of the thrust, which will generate severe geotechnical problems during the excavation of the tunnel. The adverse influences on the tunnel construction include the possibility of rapid variation of limestone blocks with karst features and intact portions of sandstone, chert and shale, embedded in a weak sheared shale-chert-sandstone-fault gouge sequence.

Gravity induced block failure as well as shallow stress induced shear failures in combination with discontinuity and gravity controlled failure of the rock mass, if unsupported, is predicted. Deep-seated stress induced shear failures and large deformation will occur in faulted rock mass. In combination with high hydraulic head the rock mass in fault zones is expected to show flowing behavior. In highly heterogeneous sections rapid variations of stresses and deformations, caused by block-in-matrix rock situation of a tectonic mélange (brittle fault zone) have to be expected. Mixed face conditions have to be expected due to the occurrence of different rock types / rock mass types within one excavation cross-section. Swelling may occur in clayey fault gouges.

Special attention has to be paid to the potential of high water inflows from large jointed and/or karstic limestone blocks. Initial inflow may be in the range of several 100 l/s. The karst cavities may occasionally be filled with collapsed material and/or residual soil. Field investigations give evidence of artesian water associated to the karstic limestone. A certain transmissivity through the low-permeable, faulted rock mass, most likely linked to individual fault/fracture zones has to be expected. Peak inflow rates from such fault zones, exceeding several 10 l/s and slow decrease of the inflow have to be expected.

In addition to the support required for faulted rock mass, probing ahead and special construction measures (drainage measures, construction of bypasses for karst water, plugging or bridging of karst cavities, grouting) should be provided.

Geotechnical Unit	Rock Mass Type	Length per GTU [m]	Length per GTU [%]
4	2	200	4
	2F	350	8
	3F	50	1
	4	300	7
	4F	800	17
	5	200	4
	5F	1.050	23
	7	50	1
	7F	300	7
	8S	1.300	28
Result		**4.600**	**100**

Table 24: Geotechnical Unit 4 - Distribution of Rock Mass Types

7.1.5 Geotechnical Unit 5

After passing the boundary fault in the Southwest at approx. km 11.30 up to approx. km 12.50 the tunnel will be excavated in intensively fractured quartzitic sandstone with sheared intercalations of siltstone and shale. Orientation of main discontinuities (bedding, foliation) is obtuse angled to the tunnel alignment.

Due to the occurrence of major faults in the immediate vicinity of the tunnel the rock mass is severely fractured to a great extend. Faults with fault gouge and right-angled orientation to the tunnel axis are expected to dominate.

Gravity induced block failure as well as shallow stress induced shear failures in combination with discontinuity and gravity controlled failure of the rock mass, if unsupported, is predicted. Deep-seated stress induced shear failures and large deformation will occur in faulted rock mass. In combination with high hydraulic head the rock mass in fault zones is expected to show flowing behavior, which requires probing ahead and drainage or grouting measures. Mixed face conditions have to be expected due to the occurrence of different rock types / rock mass types within one excavation cross-section.

Temporary groundwater inflows will most likely be limited to faults and fracture zones with interconnected open joints. Initial inflow may reach several 10s of l/s, decreasing rapidly. Sparse groundwater inflow has to be expected from open discontinuities all along the alignment section.

Geotechnical Unit	Rock Mass Type	Length per GTU [m]	Length per GTU [%]
5	3	200	17
	3A	300	25
	3F	550	46
	8Q	150	13
Result		**1.200**	**100**

Table 25: Geotechnical Unit 5 - Distribution of Rock Mass Types

7.1.6 Geotechnical Unit 6

From km 12.500 to km 15.55 the tunnel will penetrate a sequence of clastic rock dominated by quartzitic sandstone, with intercalations of siltstone and shale of variable rate of recurrence and thickness. The tunnel axis is oriented parallel to the bedding, which is dipping mainly with medium inclination towards northeastern directions.

Faults are expected to dominate with mainly granular fault gouge and right-angled orientation to the tunnel axis. In addition, intercalated siltstone and shale layers are frequently sheared or faulted parallel to bedding.

Gravity induced block failure are expected to dominate. Locally stress induced shear failures in combination with discontinuity and gravity-controlled failure of the rock mass, if unsupported, may occur. According to the orientation of the tunnel axis parallel to bedding planes systematic overbreak is expected to occur in the western sidewall and crown area of the tunnel. In combination with high hydraulic head the rock mass in fault zones is expected to show flowing behavior. Mixed face conditions have to be expected due to the occurrence of different rock types / rock mass types within one excavation cross-section.

Main groundwater inflows will most likely be limited to faults and fractured zones with interconnected open joints. Artesian water associated to fault or fracture zones was encountered in boreholes further south of the alignment. These findings point to severe groundwater problems when passing through faults. Initial groundwater inflow from such zones may be in the range of several tens of liters up to > 100 l/s, decreasing with time. Probing ahead and the execution of drainage/grouting measures will be required. Sparse groundwater inflow has to be expected from open discontinuities all along the alignment section.

Geotechnical Unit	Rock Mass Type	Length per GTU [m]	Length per GTU [%]
6	3	1.050	35
	3A	400	13
	3F	1.350	45
	8Q	200	7
Result		**3.000**	**100**

Table 26: Geotechnical Unit 6 - Distribution of Rock Mass Types

7.1.7 Geotechnical Unit 7

From km 15.50 to km 17.10 the tunnel will penetrate a sequence of clastic rock dominated by quartzitic sandstone, with abundant intercalations of siltstone and shale of variable rate of recurrence and thickness. The tunnel axis is oriented parallel to the bedding, which is dipping mainly with medium inclination towards northeastern directions. NW – SE striking faults bound this zone in the North as well as in the South.

Fractured rock mass, in combination with faults is expected to dominate his tunnel section. Faults with fine-grained as well as granular fault gouge and obtuse to acute orientation to the tunnel axis are expected. In addition, the intercalated siltstone and shale layers are frequently sheared or faulted parallel to bedding.

Gravity induced block failure are expected to dominate, together with stress induced shear failures in combination with discontinuity and gravity-controlled failure of the rock mass. Deep-seated stress induced shear failures and large deformation will occur in sections with fine-grained fault gouge. According to the orientation of the tunnel axis parallel to bedding planes systematic overbreak is expected to occur in the western sidewall and crown area of the tunnel. In combination with high hydraulic head the rock mass in fault zones is expected to show flowing behavior. Mixed face conditions have to be expected due to the occurrence of different rock types / rock mass types within one excavation cross-section.

Groundwater inflows will most likely be linked to faults and fractured zones with interconnected open joints. Artesian water associated to faults or fracture zones was encountered in boreholes further south of the alignment. These findings point to severe groundwater problems when passing through faults. Initial groundwater inflow from such zones may be in the range of several tens of liters up to > 100 l/s, decreasing with time. Probing ahead and the execution of drainage/grouting measures will be required. Sparse groundwater inflow has to be expected from open discontinuities all along the alignment section.

Geotechnical Unit	Rock Mass Type	Length [m] per GTU	Length [%] per GTU
7	3A	500	24
	3F	1.100	52
	8Q	300	14
	8S	200	10
Result		**2.100**	**100**

Table 27: Geotechnical Unit 7 - Distribution of Rock Mass Types

7.1.8 Geotechnical Unit 8

From approx. km 17.10 to the outlet portal at km 23.010 the tunnel will penetrate a sequence of clastic rock dominated by quartzitic sandstone, with intercalations of siltstone and shale of variable rate of recurrence and thickness. The tunnel axis is oriented parallel to the bedding, which is dipping mainly with medium inclination towards north-eastern directions.

Faults are expected to dominate with mainly granular fault gouge and right-angled orientation to the tunnel axis. In addition, intercalated siltstone and shale layers are frequently sheared or faulted parallel to bedding.

Gravity induced block failure are expected to dominate. Locally stress induced shear failures in combination with discontinuity and gravity-controlled failure of the rock mass, if unsupported, may occur. According to the orientation of the tunnel axis parallel to bedding planes systematic overbreak is expected to occur in the western sidewall and crown area of the tunnel. In combination with high hydraulic head the rock mass in fault zones is expected to show flowing behavior. Mixed face conditions have to be expected due to the occurrence of different rock types / rock mass types within one excavation cross-section.

Main groundwater inflows will most likely be limited to faults and fractured zones with interconnected open joints. Boreholes DHW-3 and DHW-16, drilled in the vicinity of high-angle faults, encountered artesian water at a depth of approx. 40 m (DHW-3). Presently the water from this borehole is flowing out at ground surface (estimated flow: 10 l/s) with a considerable water pressure. DHW-16 explored artesian water during drilling, which stopped after completion of works. These findings point to severe groundwater problems when passing faults. Probing ahead and the execution of drainage/grouting measures will be required. Sparse groundwater inflow has to be expected from open discontinuities all along the alignment section. Close to the outlet portal the water level is below the tunnel invert. In this section water inflow may be related to seasonal precipitation.

Geotechnical Unit	Rock Mass Type	Length per GTU [m]	Length per GTU [%]
8	3	1.650	30
	3A	800	15
	3F	2.510	46
	8Q	400	7
	8S	50	1
Result		**5.410**	**100**

Table 28: Geotechnical Unit 6 - Distribution of Rock Mass Types

7.2 Adit No. 5

For the engineering geological – geotechnical prediction of the tunnel excavation please refer to Chapters 4.2 and 6.5.2.

7.3 Adit No. 6

For the engineering geological – geotechnical prediction of the tunnel excavation please refer to Chapters 4.3 and 6.5.3.

8 COMMENTS ON GROUNDWATER

The assessment of the groundwater conditions for tunneling is based on very basic investigations and observations, which consist of recording water inflow and losses during the drilling operation, singular readings of water levels in open standpipes, installed in few boreholes, mapping of springs in the area close to the tunnel alignment and the chemical analysis of a few water samples.

The occurrence of artesian water in a number of boreholes at the eastern as well as western leg of the tunnel in combination with a scarcity of natural springs, and of natural artesian springs in the project area are indicators that the groundwater regime in the project area is highly complex. Deep reaching weathering along open discontinuities, observed mainly in the sandstone-dominated sequences, in combination with an intense jointing over all, has he potential of rather large joint aquifers.

Presently, it is highly uncertain how frequently groundwater will be encountered during tunnel construction. It also applies for the assessment of peak inflow quantities, the draw down, the inflow rate under steady stage conditions as well as the potential of influencing existing communal water supplies (artesian wells) by the tunnel excavation.

The groundwater related figures and information stated in this document are based on experience from other projects in comparable geologic and climatic conditions and represent a best guess.

As the tunnel gradient is extremely low any water of lager quantity will have to be pumped out, even in the ascending tunnel stretches. To overcome these risks it is strongly recommended to perform probing ahead of all excavation faces, independent of the excavation method. Sufficiently large quantities for probe drilling, stand still time due to high water inflow, drainage and grouting works as well as the installation and operation of pumping facilities have to be included in the BOQ and have to be considered in the specifications of the TBM as well. To limit the risk for the construction it would be possible that the contractor performs additional investigations, utilizing the time required for delivering and erecting the TBM on site.

---

i OeGG, 2001. Guideline for the geomechanical design of underground structures with conventional excavation.

ii Cerchar, 1986: The Cerchar Abrasivness Index. Centre d'Etudes et Recherches de Charbomnages de France.

iii West, G., 1989: Technical Note – Rock Abrasiveness Testing for Tunneling. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., 26 (2), 151-160.

iv Vermeer, P., Ruse, N. 2001. Die Stabilität der Tunnelortsbrust in homogenem Baugrund. Geotechnik 24, 186-193

ภาคผนวก ค.

เอกสารวิธีการทำงาน (Method Statement)
งานอัดฉีดน้ำปูนล่วงหน้า (Advance Grouting)
บริเวณช่วงลอดผ่านอ่างเก็บน้ำห้วยแม่ประจุ๋ม
ช่วง กม.6+480 ถึง กม.6+260

ทะเบียนเลขที่ 0107537000939

ที่ปรึกษา PPPS สัญญาที่ 1
เลขที่รับ สท-02331/56
วันที่ 5 มี.ค. 61
เวลา 15.30 น.
ผู้รับ

รับชิว 12 มีค 61 15.30น.

บริษัท อิตาเลียนไทย ดีเวล๊อปเมนต์ จำกัด (มหาชน)

งานจ้างก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำและอาคารประกอบ พร้อมส่วนประกอบอื่น อุโมงค์ส่งน้ำช่วงแม่งัด-แม่กวง
สัญญาที่ 1 โครงการเพิ่มปริมาณน้ำในอ่างเก็บน้ำเขื่อนแม่กวงอุดมธารา จังหวัดเชียงใหม่

ที่ 1/RID/MN-MK/ 569 A วันที่ 1 มีนาคม 2561

เรื่อง ขออนุมัติวิธีการดำเนินงานอัดฉีดของผสมล่วงหน้า (Advance Grouting) เพิ่มเติม

เรียน ประธานคณะกรรมการตรวจการจ้าง ผ่านหัวหน้าคณะวิศวกรที่ปรึกษา

อ้างถึง 1. สัญญาจ้างเลขที่ กจ.26/2558 (กสพ.) ลงวันที่ 10 มีนาคม 2558
2. หนังสือผู้รับจ้างเลขที่ 1/RID/MN-MK/503 ลงวันที่ 19 กันยายน 2560
3. หนังสือที่ปรึกษาเลขที่ PPPS-ITD-265/2560 ลงวันที่ 7 ตุลาคม 2560
4. หนังสือผู้รับจ้างเลขที่ 1/RID/MN-MK/512 ลงวันที่ 12 ตุลาคม 2560
5. หนังสือที่ปรึกษาเลขที่ PPPS-ITD-270/2560 ลงวันที่ 17 ตุลาคม 2560
6. หนังสือผู้รับจ้างเลขที่ 1/RID/MN-MK/568 ลงวันที่ 23 กุมภาพันธ์ 2561
7. หนังสือที่ปรึกษาเลขที่ PPPS-ITD-036/2561 ลงวันที่ 6 มีนาคม 2561

สิ่งที่ส่งมาด้วย Method Statement of Advance Grouting (จำนวน 1 ชุด)

ตามที่บริษัท อิตาเลียนไทย ดีเวล๊อปเมนต์ จำกัด (มหาชน) ได้รับการว่าจ้าง จากกรมชลประทานให้เป็นผู้รับจ้างในโครงการก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำและอาคารประกอบ พร้อมส่วนประกอบอื่น อุโมงค์ส่งน้ำช่วงแม่งัด - แม่กวง สัญญาที่ 1 โครงการเพิ่มปริมาณน้ำในอ่างเก็บน้ำเขื่อนแม่กวงอุดมธารา จังหวัดเชียงใหม่ ตามอ้างถึงนั้น

ตามอ้างถึง 2) ถึง 7) ผู้รับจ้างใคร่ขอนำส่งวิธีการดำเนินงานอัดฉีดของผสมล่วงหน้า (Method Statement of Advance Grouting) เพิ่มเติม ช่วงลอดผ่านใต้อ่างเก็บน้ำห้วยแม่ประจุ่มช่วง กม. 6+480 ถึง กม. 6+260 เนื่องจากปัญหาสภาพน้ำใต้ดิน ส่งผลกระทบต่อการก่อสร้างและติดตั้งค้ำยันอุโมงค์ ผู้รับจ้างได้ดำเนินการเพิ่มเติมเทคนิควิธีการแก้ไขปัญหาน้ำใต้ดินให้เหมาะสมกับสภาพหน้างาน ด้วยเหตุนี้ผู้รับจ้างใคร่ขอส่งเอกสารให้ที่ปรึกษาพิจารณาเห็นชอบเพื่อใช้เป็นแนวทางในการปฏิบัติงานอัดฉีดของผสมล่วงหน้า ให้มีประสิทธิภาพมากยิ่งขึ้น

.../จึงเรียนมาเพื่อ

2034/132-161 อิตัลไทยทาวเวอร์ ถนนเพชรบุรีตัดใหม่ แขวงบางกะปิ เขตห้วยขวาง กรุงเทพฯ 10320
ตู้ ป.ณ. 1011 เพชรบุรีตัดใหม่ โทรศัพท์ : 0-2716-1600 โทรสาร : 0-2716-1488 www.itd.co.th

บริษัท อิตาเลียนไทย ดีเวล็อปเมนต์ จำกัด (มหาชน)

จึงเรียนมาเพื่อทราบและพิจารณาอนุมัติ

ขอแสดงความนับถือ

(นายสุดเขตต์ ดอกจันทร์)
ผู้จัดการโครงการ

เอกสารของบริษัทหมายเลขที่ 1/RIDI MN-MK/069A
ลว. 1 มี.ค. 61 หน้า 75

วิธีการทำงานอัดฉีดของผสมล่วงหน้า

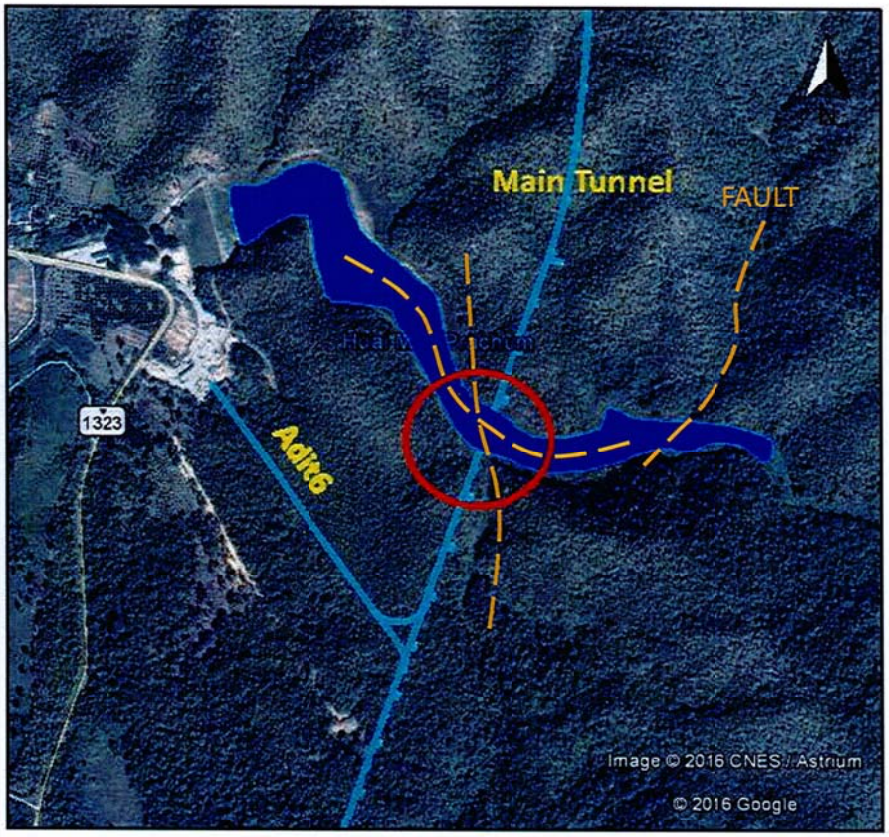
(METHOD OF ADVANCE GROUTING)

บริเวณช่วงผ่านอ่างเก็บน้ำห้วยแม่ประจุ๋ม กม.6+475 – 6+275

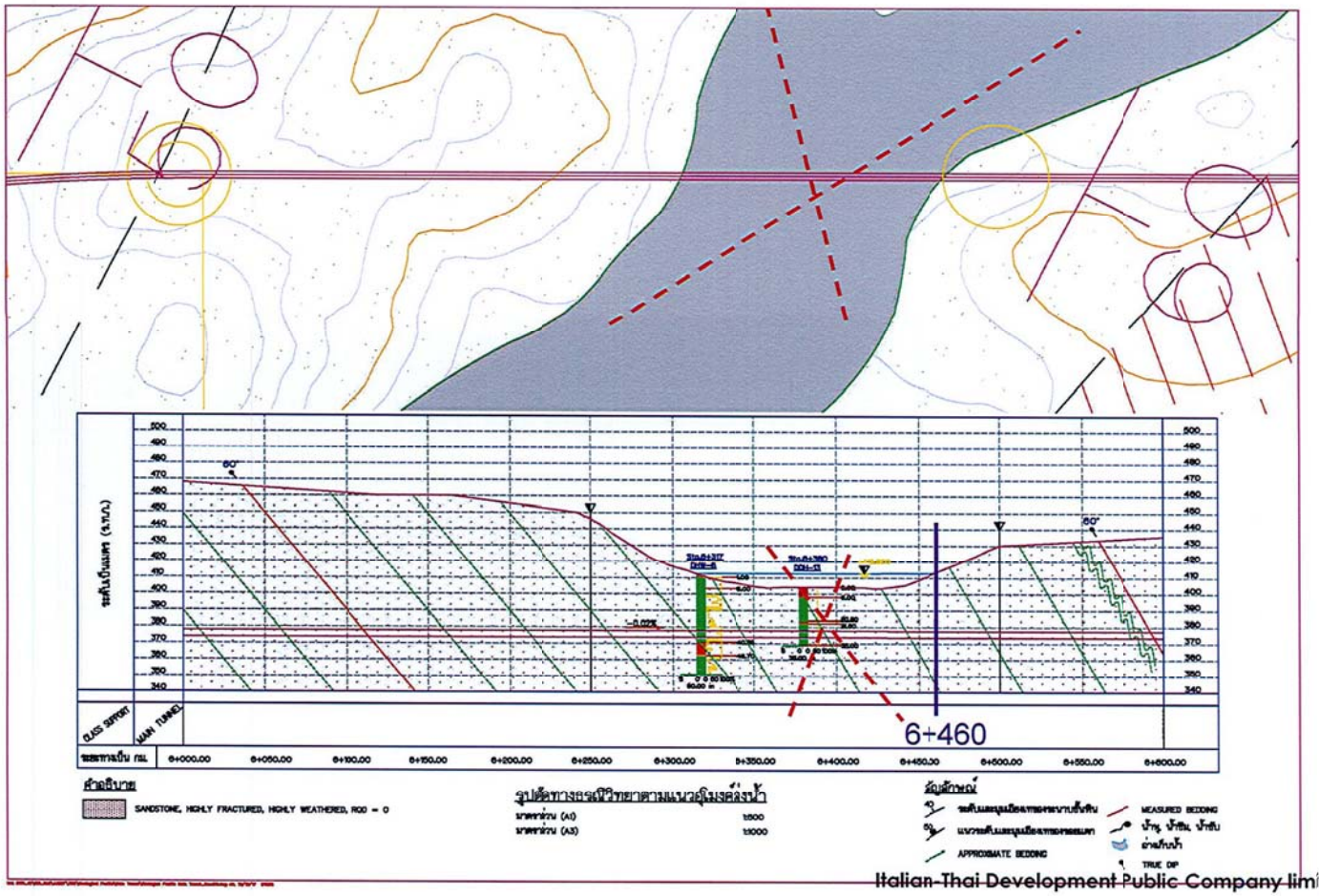


PREPARED BY : TANAPON KORLUANG

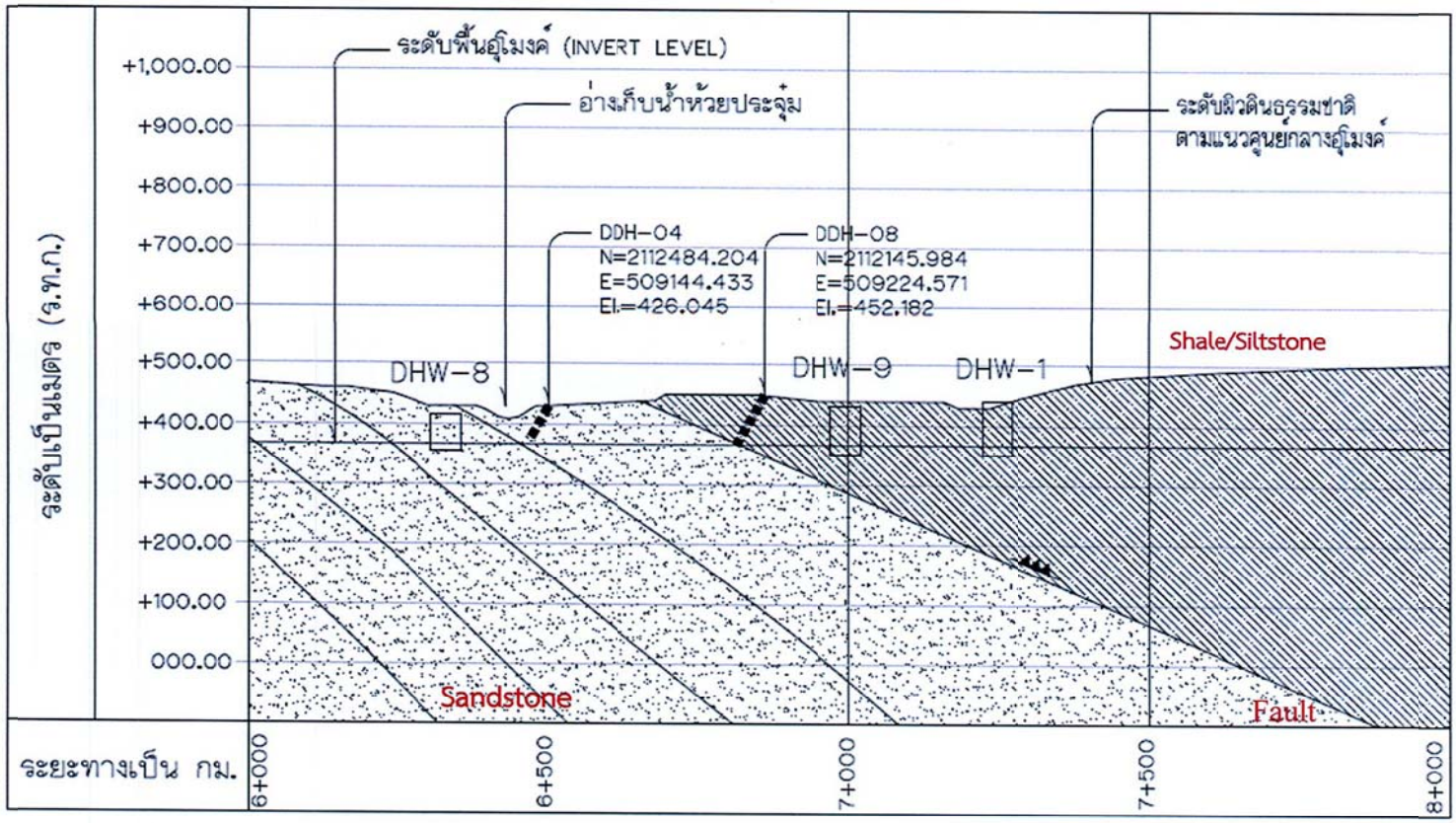
ITALIAN-THAI DEVELOPMENT PUBLIC COMPANY LIMITED



บริเวณท้องอ่าง Sta.6+300 – 6+450 = 150 m.



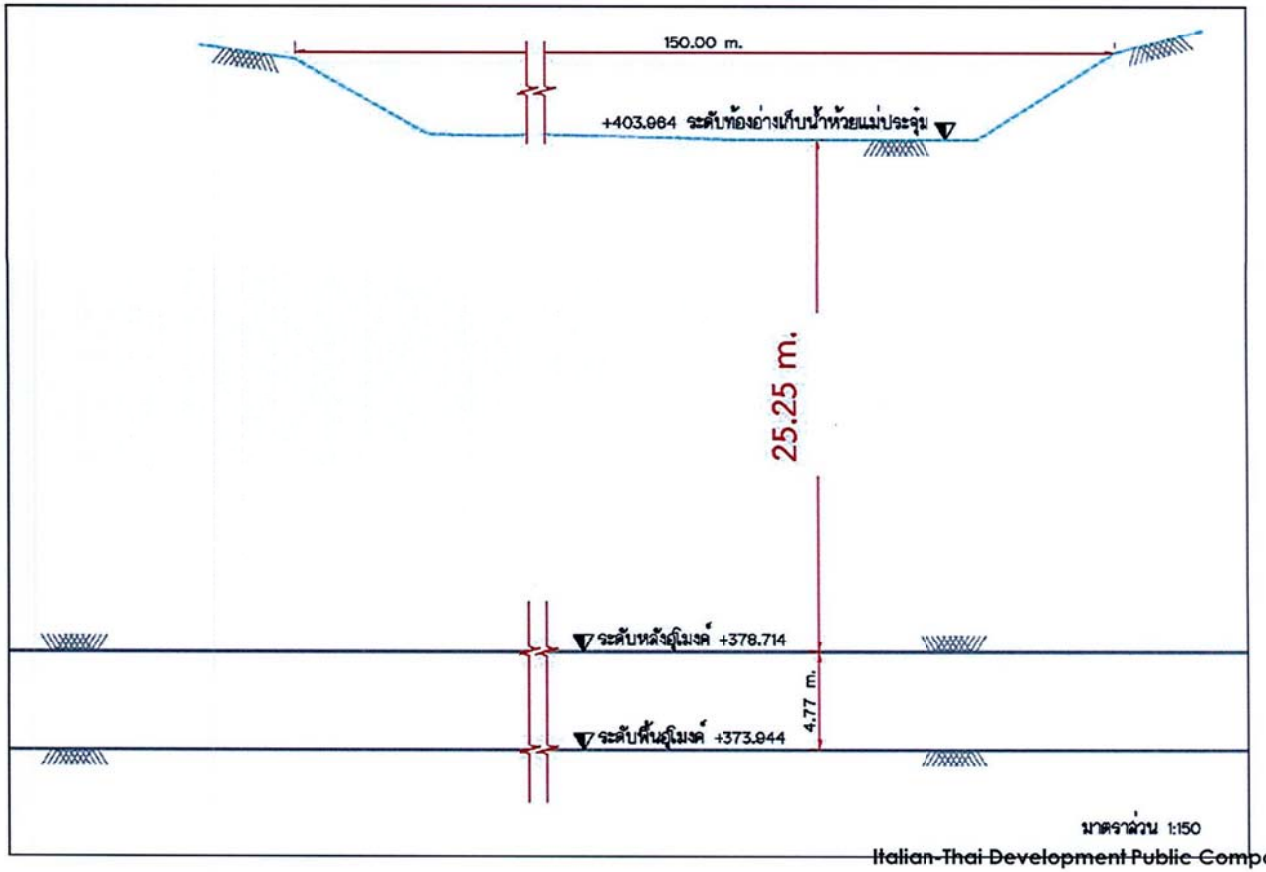
Italian-Thai Development Public Company limited



รูปตัดทางธรณีวิทยาตามแนวอุโมงค์ส่งน้ำ

Italian-Thai Development Public Company limited

ระดับน้ำปัจจุบัน +409.9 (ณ วันที่26/2/2561)



Italian-Thai Development Public Company limited

ปัญหาน้ำใต้ดินปริมาณมาก เป็นอุปสรรคต่อการก่อสร้าง



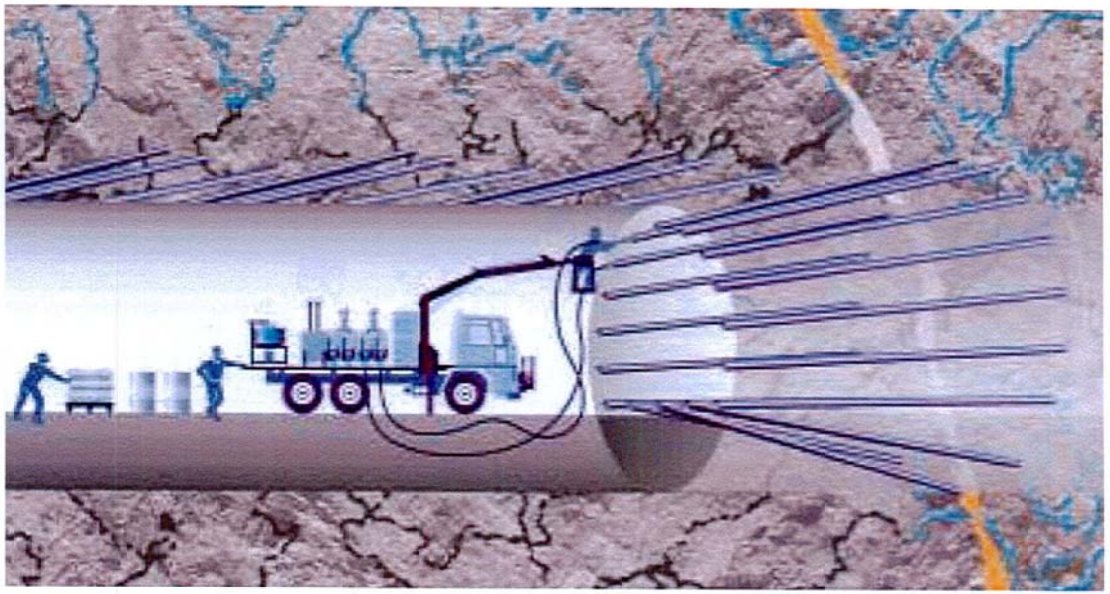
กม.6+475.0 ใช้เวลาแก้ไข
7 วัน วันที่ 8-14/2/2561



กม.6+467.5 ใช้เวลาแก้ไข
5 วัน วันที่ 22-26/2/2561

Italian-Thai Development Public Company limited

Method Statement of Advance Grouting



Italian-Thai Development Public Company limited

<u>วัตถุประสงค์ของงานอัดฉีดของผสมล่วงหน้า (Advance Grouting)</u>

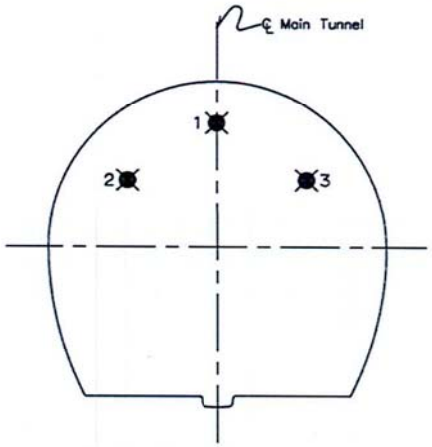
การทำงานอัดฉีดส่วนผสม (Advance Grouting) นั้น มีจุดประสงค์ 3 อย่างคือ

1.) เพื่อเสริมความแข็งแรง (Grouting of Strengthening) ในกรณีที่หินหรือดินมีสภาพไม่ดี ทำหน้าที่เป็นค้ำยันล่วงหน้า (Pre-Support) ตามเอกสารอ้างอิง สำหรับหินคุณภาพแย่มาก การใช้เทคนิคขั้นตอนการก่อสร้างหรือปรับปรุงสภาพหินเหนือหลังคาอุโมงค์ (Improvement Ground) ก่อนขุดเจาะเดินหน้า โดยจะใช้เมื่อสภาพมวลหินบริเวณหลังคาอุโมงค์ มีรอยแตกละเอียดมากๆ ต้องทำการปรับปรุงสภาพมวลหิน เช่น การทำงานอัดฉีดส่วนผสมล่วงหน้า (Advance Grouting) หรือ การสร้าง Counter Weight ยันไว้ หรืออื่นๆ เป็นต้น ตามเอกสารอ้างอิง *คู่มือการก่อสร้างอุโมงค์ (Technical Manual for Design and Construction for Road Tunnel-Civil Element), หัวข้อย่อยที่ 6.6.4*

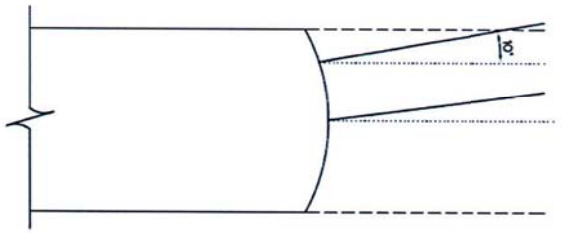
2.) เพื่อลดปริมาณการรั่วซึมของน้ำใต้ดินที่ไหลมาตามรอยแตกหินที่จะเข้าไปภายในอุโมงค์ระหว่างดำเนินการขุดเจาะอุโมงค์ หากใช้งานอัดฉีดส่วนผสมล่วงหน้าสมควรได้มีการตรวจวัดปริมาณการไหลก่อนดำเนินการและตรวจวัดปริมาณการไหลของน้ำหลังการดำเนินการ ทั้งนี้เนื่องจากการทำงานอัดฉีดของผสมล่วงหน้านั้น ไม่ได้หมายความว่า จะทำให้สามารถหยุดน้ำได้หมด เป็นเพียงหยุดน้ำได้บางส่วน เพื่อให้สามารถก่อสร้างอุโมงค์ต่อไปได้ ดังนั้นการวัดปริมาณการไหลของน้ำจึงเป็นข้อมูลสำคัญ เพื่อใช้ประมาณแรงดันที่ใช้ในการอัดฉีด และนำไปสู่วิธีการทำงานอัดฉีดส่วนผสมล่วงหน้า (Advance Grouting) รวมถึงวัสดุและอุปกรณ์ที่ใช้ในการทำงาน

3.) เพื่อป้องกันการลดระดับของน้ำใต้ดิน (Grouting to Prevent Groundwater Lowering) ในกรณีที่อุโมงค์ขุดเจาะผ่านบริเวณที่เป็นชั้นดินอ่อน หรือชั้นดินอื่นๆ ที่จะเกิดการทรุดตัว

1. งานเจาะหลุมสำรวจล่วงหน้า (Probe Ahead Drilling)



Probe Ahead 8-16 m



Fill grouting PBDH

เพื่อตรวจสอบสภาพธรณีวิทยาและน้ำใต้ดินก่อนการขุดเปิด

1.1 ดำเนินการเจาะหลุม PBDH-01 ความลึก 8-16 ม.

1.2 ถ้าข้อมูลไม่เพียงพอ อาจเจาะหลุม PBDH-02 และ PBDH-03 เพิ่มเติม

1.3 ถ้ามีแรงดันน้ำหรือมีน้ำใต้ดินปริมาณมากให้ทำการ Fill grouting ของหลุม PBDH ทันที

<u>วัตถุประสงค์ของงานอัดฉีดของผสมล่วงหน้า (Advance Grouting)</u>

การทำงานอัดฉีดส่วนผสม (Advance Grouting) นั้น มีจุดประสงค์ 3 อย่างคือ

1.) เพื่อเสริมความแข็งแรง (Grouting of Strengthening) ในกรณีที่หินหรือดินมีสภาพไม่ดี ทำหน้าที่เป็นค้ำยันล่วงหน้า (Pre-Support) ตามเอกสารอ้างอิง สำหรับหินคุณภาพแย่มาก การใช้เทคนิคขั้นตอนการก่อสร้างหรือปรับปรุงสภาพหินเหนือหลังคาอุโมงค์ (Improvement Ground) ก่อนขุดเจาะเดินหน้า โดยจะใช้เมื่อสภาพมวลหินบริเวณหลังคาอุโมงค์ มีรอยแตกละเอียดมากๆ ต้องทำการปรับปรุงสภาพมวลหิน เช่น การทำงานอัดฉีดส่วนผสมล่วงหน้า (Advance Grouting) หรือ การสร้าง Counter Weight ยันไว้ หรืออื่นๆ เป็นต้น ตามเอกสารอ้างอิง *คู่มือการก่อสร้างอุโมงค์ (Technical Manual for Design and Construction for Road Tunnel-Civil Element), หัวข้อย่อยที่ 6.6.4*

2.) เพื่อลดปริมาณการรั่วซึมของน้ำใต้ดินที่ไหลมาตามรอยแตกหินที่จะเข้าไปภายในอุโมงค์ระหว่างดำเนินการขุดเจาะอุโมงค์ หากใช้งานอัดฉีดส่วนผสมล่วงหน้าสมควรได้มีการตรวจวัดปริมาณการไหลก่อนดำเนินการและตรวจวัดปริมาณการไหลของน้ำหลังการดำเนินการ ทั้งนี้เนื่องจากการทำงานอัดฉีดของผสมล่วงหน้านั้น ไม่ได้หมายความว่า จะทำให้สามารถหยุดน้ำได้หมด เป็นเพียงหยุดน้ำได้บางส่วน เพื่อให้สามารถก่อสร้างอุโมงค์ต่อไปได้ ดังนั้นการวัดปริมาณการไหลของน้ำจึงเป็นข้อมูลสำคัญ เพื่อใช้ประมาณแรงดันที่ใช้ในการอัดฉีด และนำไปสู่วิธีการทำงานอัดฉีดส่วนผสมล่วงหน้า (Advance Grouting) รวมถึงวัสดุและอุปกรณ์ที่ใช้ในการทำงาน

3.) เพื่อป้องกันการลดระดับของน้ำใต้ดิน (Grouting to Prevent Groundwater Lowering) ในกรณีที่อุโมงค์ขุดเจาะผ่านบริเวณที่เป็นชั้นดินอ่อน หรือชั้นดินอื่นๆ ที่จะเกิดการทรุดตัว

2. ขั้นตอนงานอัดฉีดน้ำปูนเพิ่มคุณภาพมวลหินล่วงหน้า หรือ Advance Grouting

2.1 Advance grouting เพื่อเพิ่มความแข็งแรงของมวลหิน บริเวณด้านหน้าอุโมงค์หรือเพื่อลดการไหลเข้ามาในอุโมงค์ของน้ำใต้ดิน

2.2 เจาะหลุมลึกเข้าไปในชั้นหินประมาณ 8.0 - 16.0 เมตร

2.3 Grout แบบ Single stage ผ่าน Packer หรือถ้าสภาพธรณีวิทยาเหมาะสมอาจทำแบบ Multi-stage grouting ก็ได้

2.4 ถ้าสภาพธรณีวิทยาไม่เหมาะสมกับการใช้ Packer ให้ใช้เทคนิค Stand pipe (PVC/Steel pipe) grouting (ตามเอกสารอ้างอิง)

2.5 ถ้าสภาพธรณีวิทยาไม่เหมาะสมกับการใช้ Packer และ Stand pipe ให้ใช้เทคนิค Pipe Roof grouting (ตามเอกสารอ้างอิง)

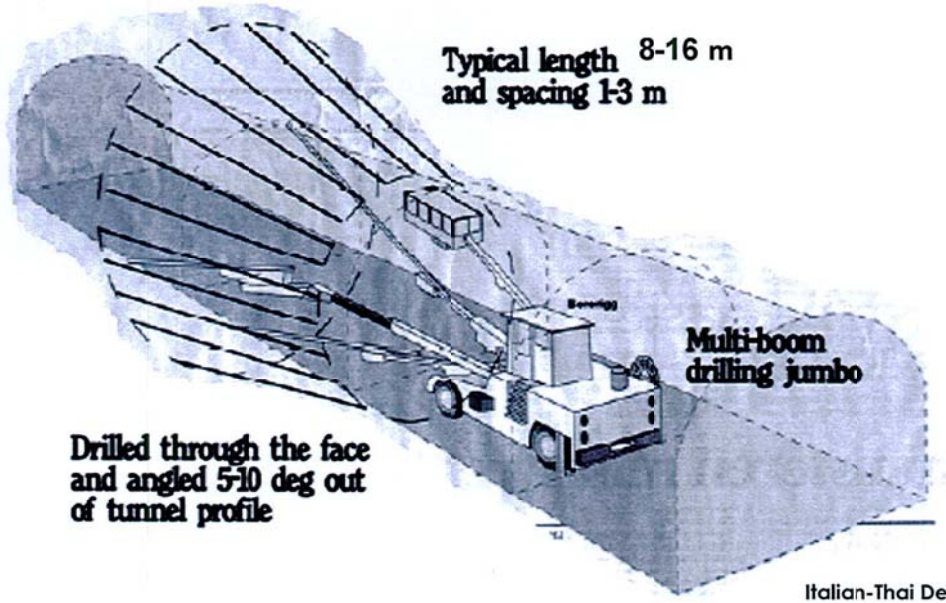
2.6 อัตราส่วนผสมของ Cement grouting ผสมปูนซีเมนต์และน้ำในถังผสม อัตราส่วนปูนซีเมนต์ 100 กก.ต่อน้ำ 70 ลิตร (W/C Ratio ไม่เกิน 0.7) อาจเพิ่ม Admixture ได้ ในกรณีที่อัดฉีดน้ำปูนเพื่อลดปริมาณการไหลเข้ามาในอุโมงค์ของน้ำใต้ดิน หรืออาจเพิ่ม Filler หรือสารเคมี เพื่อทำให้น้ำปูนแข็งตัวได้เร็วขึ้น

2.7 อัตราส่วนผสมของ Chemical grouting ต่อ Cement grouting แบบ 1:1 (Two Component) อัตราส่วนสามารถปรับเปลี่ยนได้ตามความเหมาะสมสามารถเลือกใช้ Mix Ratio ในหัวข้อที่ 4.) ใช้ในกรณีที่มีแรงดันน้ำสูง น้ำใต้ดินปริมาณมากและหินแย่แตกมาก RQD ต่ำ

2.8 Grout โดยใช้แรงดัน 20-50 bar+Water pressure แต่ไม่เกิน 5 MPa (50 bar.)

2.9 เมื่อ Grout เสร็จแล้วจะต้องทิ้ง Packer ไว้เพื่อรักษาระดับแรงดันเอาไว้จนกระทั่งน้ำปูนเริ่มแข็งตัว (Initial Set) กรณีใช้ Stand pipe Technic ให้ฝังท่อสำหรับอัดฉีดเข้าไปทิ้งไว้ในหลุม

2.10 จะหยุดGrout เมื่อน้ำใต้ดินไม่เป็นอุปสรรคต่อการก่อสร้างและสามารถติดตั้งค้ำยันได้สมบูรณ์ เช่น งานอัดระเบิด งานติดตั้งสลักยึดหิน และงานพ่นคอนกรีต หากไม่สามารถทำให้ปริมาณน้ำใต้ดินลดลงได้ ควรทำการเจาะและดำเนินงานอัดฉีดของผสมล่วงหน้าหลุม Secondary, Tertiary เพิ่มเติม



Italian-Thai Development Public Company limited

3. รูปแบบการทำงานอัดฉีดของผสมล่วงหน้า Advance Grouting

3.1 ช่วงบริเวณผ่านใต้อ่างเก็บน้ำห้วยแม่ประจุ่ม จะใช้ Stand Pipe Technic Grouting เนื่องจากสภาพหินแตกมาก ไม่สามารถใช้การติดตั้งลูกยางPacker แบบ Up-Stage หรือ Down-Stage ได้

3.2 เจาะหลุมสำหรับอัดฉีดของผสม ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 76 มม. ความลึก 8-16 เมตร

3.3 กรณีใช้ Stand Pipe Technic Grouting แบบ Single Stage ให้สอดท่อสำหรับอัดฉีดของผสม ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 1/2 นิ้ว หรือ ¾ นิ้ว จำนวน 1-3 ท่อในหลุมเกร๊าท์ โดยความยาวแต่ละแถวไม่เท่ากันเพื่อทำการอัดฉีดของผสม ทั้งนี้ให้พิจารณาตามความเหมาะสมกับสภาพหน้างาน โดยใช้ปูนซีเมนต์และโซเดียมซิลิเกต ที่มีความเข้มข้นต่างกัน ทำการอัดฉีดส่วนผสมพร้อมกัน โดยใช้ Grout Pump แบบ Double piston อย่างน้อย 1 เครื่อง (2 line grouting+) หรือ Single Grout Pump อย่างน้อย 2 เครื่อง

3.4 กรณีหินหน้า Face มีรอยแตกมากควรทำการ Shotcrete ป้องกันหน้าFaceก่อนและบริเวณปากหลุมเกร๊าท์ก่อนอัดฉีดส่วนผสมให้ใช้ปูนแข็งเร็วอุดปากหลุม เพื่อป้องกัน Grout Leakage

3.5 ทำการอัดฉีดของผสมแบบ Fast setting ก่อน เพื่อทำหน้าที่เสมือน Packer ในการรับแรงดันและดำเนินอัดฉีดบุนซีเมนต์ต่อไป

3.6 หยุดการอัดฉีดของผสม เมื่อแรงดันเพิ่มขึ้นถึงเกณฑ์ที่กำหนด(ไม่เกิน 50 บาร์) และปริมาตรของผสมไม่ลดลง(<3 ลิตร/นาที)

3.7 ทำการบันทึกข้อมูลโดย Grout Recorder

3.8 หากจำเป็นให้ทำการเจาะรูระบายน้ำระดับลึกด้านข้าง เพื่อให้แรงดันน้ำหน้าเฟสลดลง สามารถทำงานอัดฉีดของผสมได้ง่ายขึ้น

3.9 ทำการวัดแรงดันน้ำและสังเกตพฤติกรรมของน้ำ โดยการวัดน้ำแบบตวงจากหลุมเจาะ

3.10 เมื่อทำการอัดฉีดของผสมเสร็จแล้วและสามารถเดินหน้าได้ ต้องเหลือระยะ Over Lap Grouting (อย่างน้อย 3-5 ม.) เพื่อให้สามารถทำงานอัดฉีดของผสมในรอบต่อไป (หากมีความจำเป็น)

3.11 รูปแบบการทำงานกรณีอัดฉีดของผสมลึก 8 ม. จะทำการขุดเปิดที่ระยะ 4 ม.
เมื่อสิ้นสุดระยะดังกล่าวแล้วจะทำการเจาะหลุมเพื่ออัดฉีดของผสมรอบใหม่

3.12 รูปแบบการทำงานกรณีอัดฉีดของผสมลึก 10 ม. จะทำการขุดเปิดที่ระยะ 5 ม.
เมื่อสิ้นสุดระยะดังกล่าวแล้วจะทำการเจาะหลุมเพื่ออัดฉีดของผสมรอบใหม่

3.13 รูปแบบการทำงานกรณีอัดฉีดของผสมลึก 12 ม. จะทำการขุดเปิดที่ระยะ 6 ม.
เมื่อสิ้นสุดระยะดังกล่าวแล้วจะทำการเจาะหลุมเพื่ออัดฉีดของผสมรอบใหม่

3.14 การดำเนินงานอัดฉีดของผสมล่วงหน้า จะดำเนินการอัดฉีดหลุม Primary ก่อน
หากไม่สามารถทำให้ปริมาณน้ำใต้ดินลดลงได้ จึงทำการเจาะและดำเนินงานอัดฉีดของผสมล่วงหน้าหลุม Secondary, Tertiary เพิ่มเติม

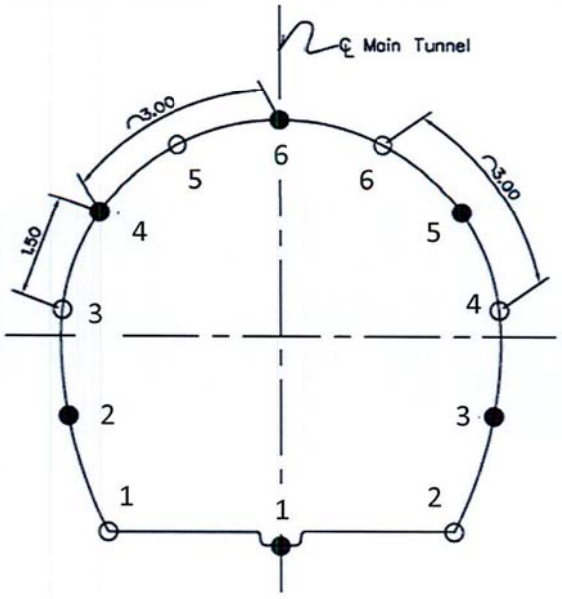
3.15 กรณีเจาะระเบิดขุดเปิดเดินหน้า(Advance) แล้วพบว่ามีการไหลของน้ำใต้ดิน
บริเวณหน้าตัดอุโมงค์ปริมาณมากและเป็นอุปสรรคต่อการก่อสร้าง ให้ทำการเจาะหลุมเพื่อดำเนินการอัดฉีดของผสมเพิ่มเติมได้ทันที
โดยไม่จำเป็นต้องรอให้ครบระยะตามที่กำหนด

3.15 เกณฑ์อัตราการไหลของน้ำใต้ดินที่สามารถทำการอัดระเบิดได้อยู่ที่ น้อยกว่า 20 ลิตรต่อนาทีต่อหลุม

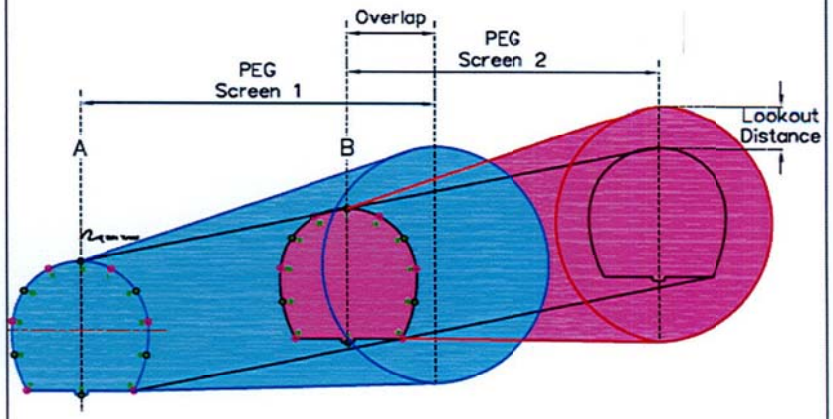
3.16 เกณฑ์อัตราการไหลของน้ำใต้ดินที่สามารถทำการติดตั้งสลักยึดหินและพ่นคอนกรีตได้อยู่ที่ น้อยกว่า 100 ลิตรต่อวินาทีต่อFace
แต่ผนังรอบอุโมงค์ที่ทำการพ่นคอนกรีตค่อนข้างแห้ง

3.17 วิธีการวัดน้ำแยกเป็น 2 วิธีคือ 1.) ใช้การวัดแบบตวง กรณีวัดจากหลุมเจาะ 2.) ใช้การวัดแบบV-notch กรณีวัดน้ำทั้งหน้าFace

Advance grout



ADVANCE GROUT 10 M



- Drilling Holes And Injection of Cement Grout from section A
- Tunnel excavation from section A to B

เฉพาะ Top Heading 6-7 หลุม
Full Face 10-12 หลุม

- ADVANCE GROUT 10 M
- EXCAVATION 5 M
- OVERLAB 5 M

2 Layer Grouting

Step 1

Protect Face by Shotcrete

Layer 1 :

Advance grouting 10 m

Layer 2 :

Advance grouting 4 m

Step 2

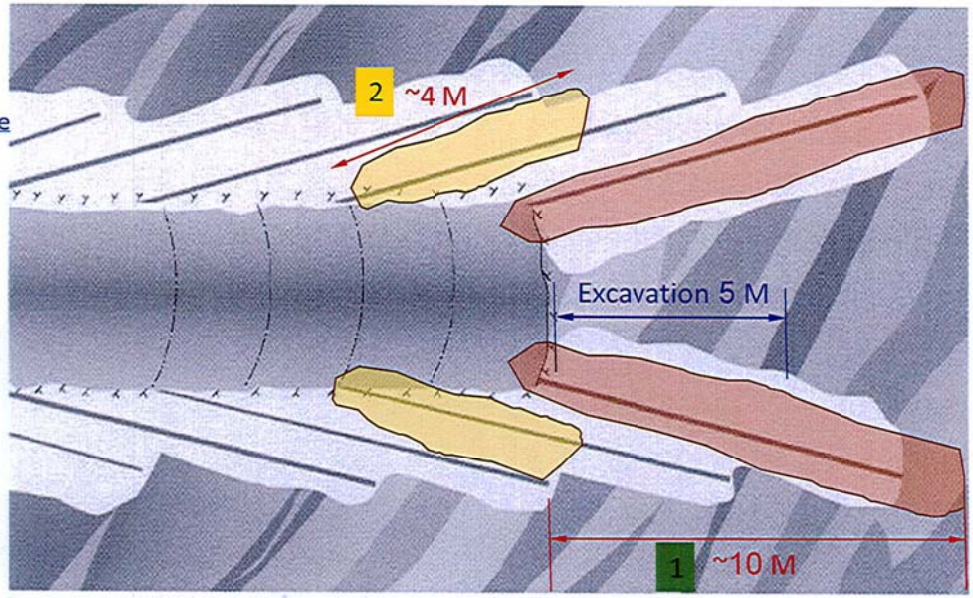
1.Excavation ~5 m

2.Over lap ~5m

3.Drain Hole

4.Advance grouting

Step 1: Repeatedly



Pre-grouting, double cover (always overlapping of 1-1.5 * blasting round)

Pre-grouting provides an overlapping water sealing layer.

It keeps minimal 3~5 M ahead of excavation face.

Italian-Thai Development Public Company limited

2 Layer Grouting

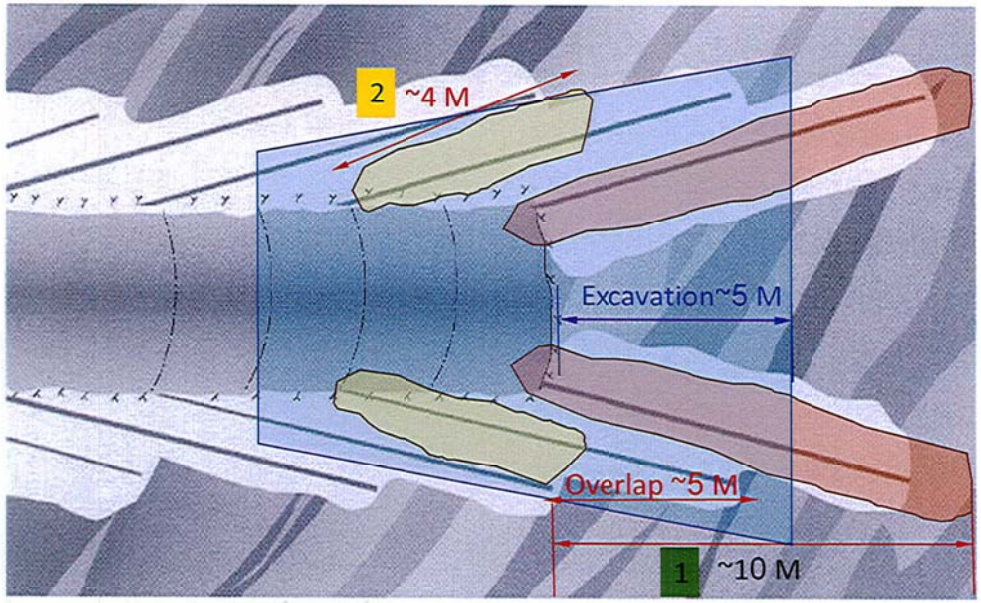
Step 2

1.Excavation ~5 m

2.Over lap ~5m

3.Advance grouting

Step 1: Repeatedly

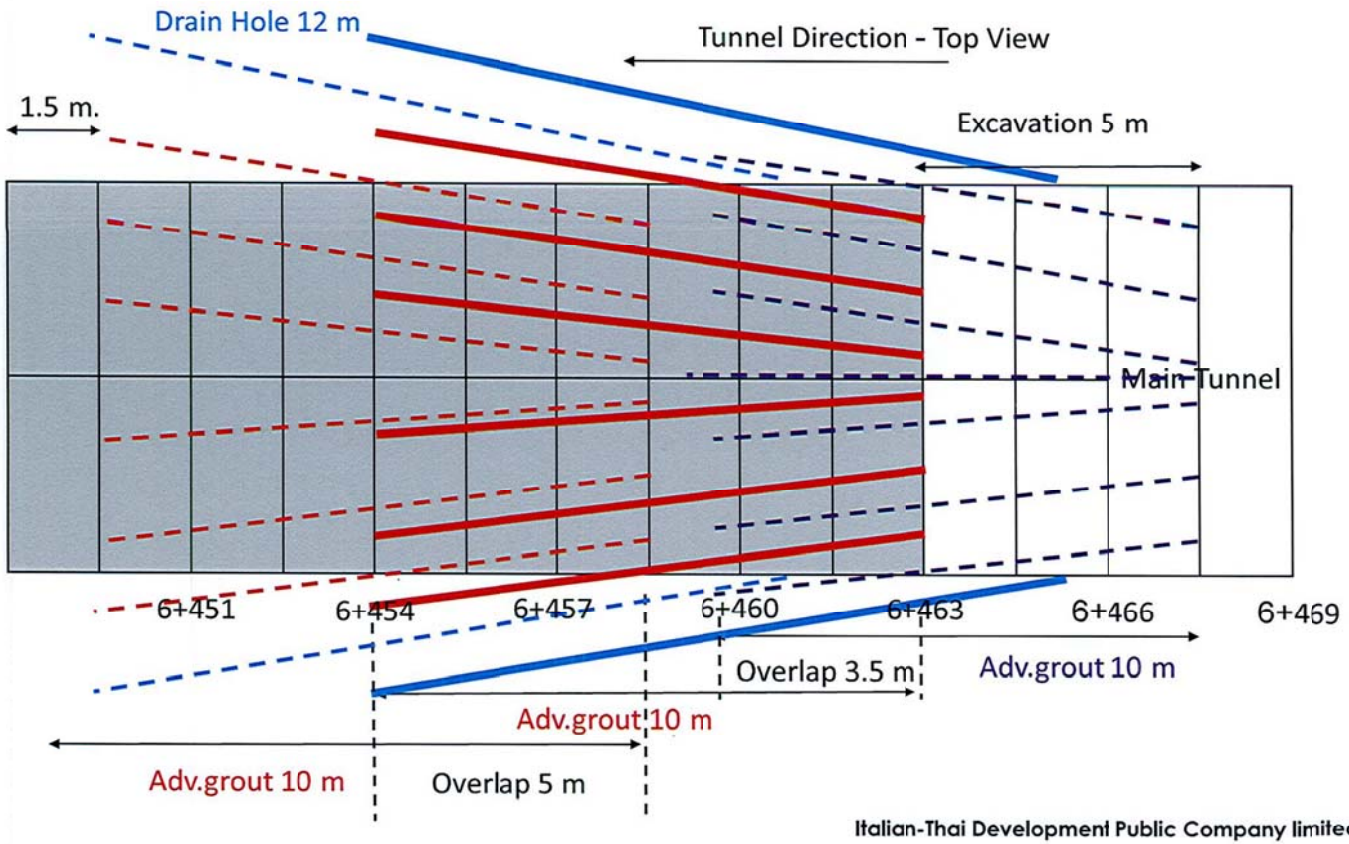


Pre-grouting, double cover (always overlapping of 1-1.5 * blasting round)

Pre-grouting provides an overlapping water sealing layer.

It keeps minimal 3~5 M ahead of excavation face.

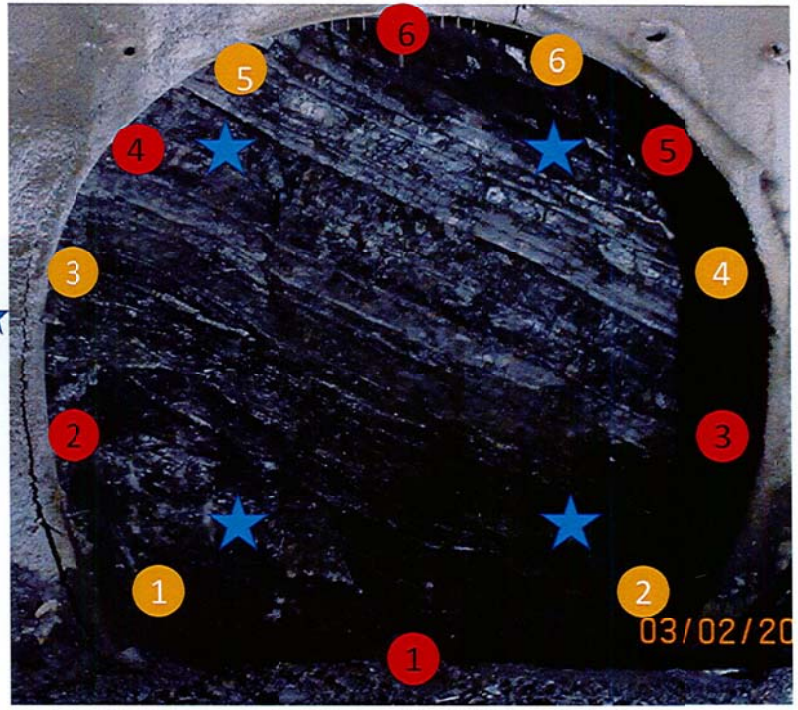
แผนการอัดฉีดของผสมล่วงหน้า (Advance grout) ก่อนการขุดเปิด

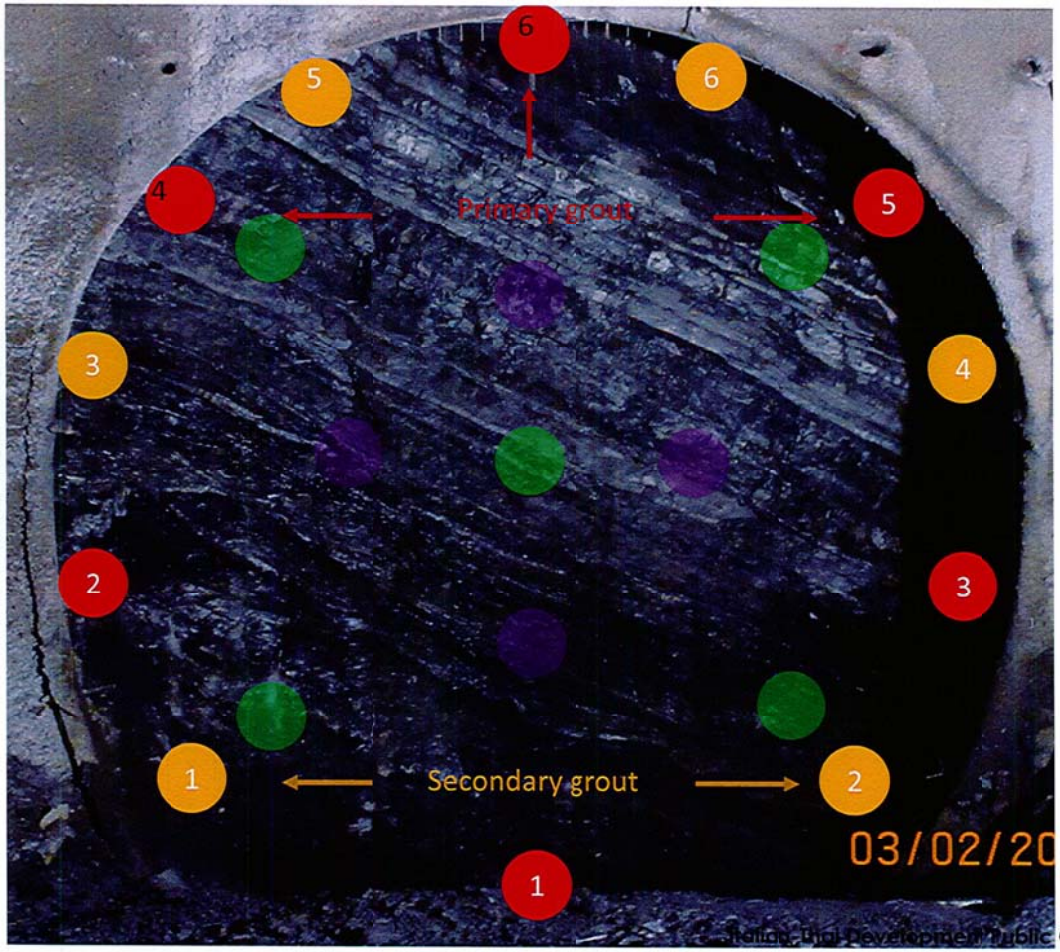


Italian-Thai Development Public Company limited

รูปแบบ 1 Advance grouting

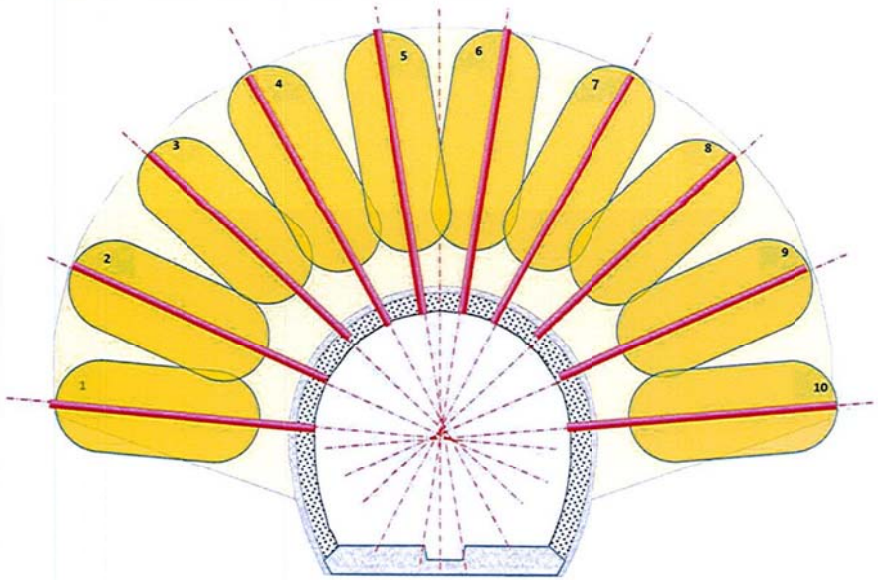
1. ลำดับการอัดฉีดเรียงตามหมายเลขจากล่างขึ้นบน 1-6
2. ตำแหน่งสีแดงหลุม Primary
3. ตำแหน่งสีเหลืองหลุม Secondary
4. กรณีgrout แล้วยังพบว่าน้ำใต้ดินยังมากอยู่ อาจเพิ่มจำนวนหลุมเจาะ ได้ในตำแหน่งที่เหมาะสม(Tertiary, Quaternary)
5. ก่อนการขุดเปิดควรมีการเจาะหลุมตรวจสอบก่อนทุกครั้ง อย่างน้อย 4 ม.




6
5
6
4
Primary grout
5
3
4
2
3
1
Secondary grout
2
1
03/02/20

รูปแบบ 2 Advance grouting

POSITION AND NUMBER OF GROUTING HOLE



WORK PROCEDURE TYPE A	
1	Set position of grouting holes. Start drill and grouting with odd number holes, then follow drill and grout with even number holes. Grouting each hole until no more water leakage.
2	Set position of grouting holes. Start drill and grouting with even number holes, then follow drill and grout with odd number holes. Grouting each hole until no more water leakage.
3	After stopping water leakge and testing, then can start escalate. If water ingress during escalate, then either grout more or might need to consider other type of grouting methods

WORK PROCEDURE TYPE B	
1	Set postion of grouting hole. Drill and grout one hole at a time.
2	After grouting one hole, then move to the second hole. Drill and grout the second hole. Drill and grouting holes sequence with move from right to left. (For example, start with hole number 7-->6-->8-->5-->9-->4)
3	After stopping water leakge and testing, then can start escalate. If water ingress during escalate, then either grout more or might need to consider other type of grouting methods

4. อัตราส่วนผสม งานอัดฉีดของผสม(Grouting)

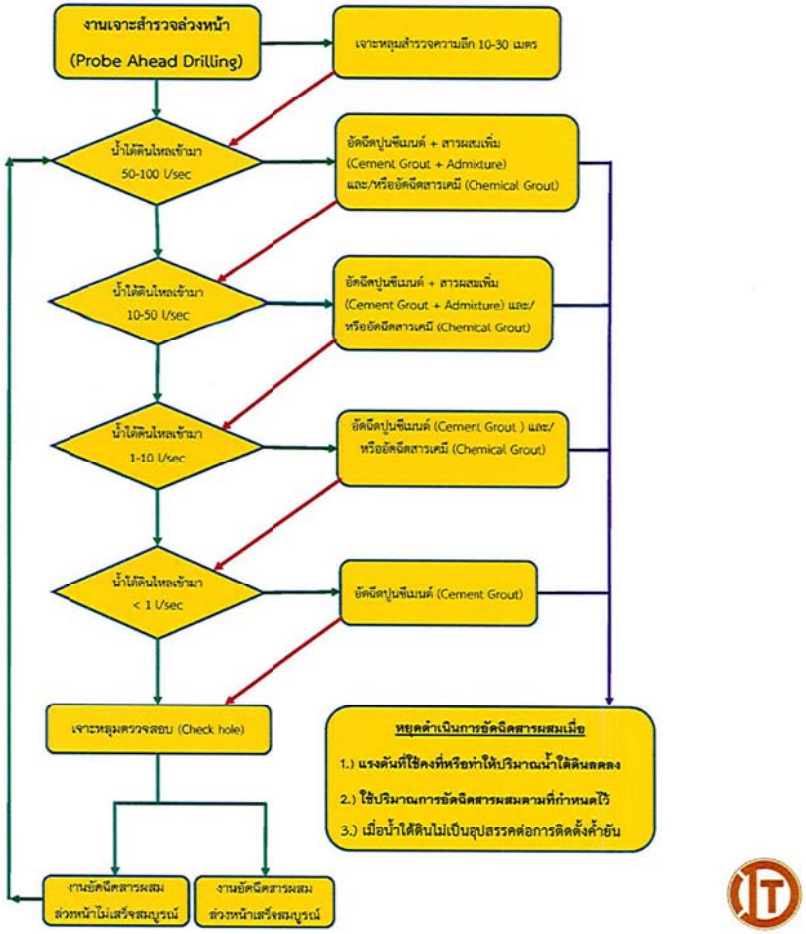
1.) > 50 l./sec
Cement Grout อัตราส่วน W:C = 0.7 : 1
Cement Grout: Silicate อัตราส่วน 1 : 1
Chemical Grout (PU-Foam)

2.) >10 l./sec
Cement Grout อัตราส่วน W:C = 0.7 : 1
Cement Grout: Silicate อัตราส่วน 10 : 1
Chemical Grout (PU-Foam)

3.) >1 l./sec
Cement Grout อัตราส่วน W:C = 0.7 : 1
Cement Grout: Silicate อัตราส่วน 30 : 1

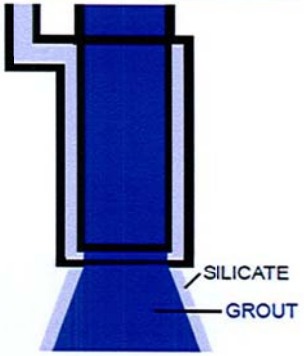
4.) <1 l./sec
อัตราส่วน W:C = 0.7 : 1
Cement Grout: Silicate อัตราส่วน 50 : 1

*หมายเหตุ
1.) อาจปรับเพิ่มความเข้มข้นของสารผสมได้ ในกรณีที่ไม่สามารถทำให้อัตราการไหลของน้ำใต้ดินลดลง
2.) อาจมีการอัดฉีดของผสมร่วมกันระหว่าง Cement grout และ Chemical grout(Silicate)
3.) หรืออาจมีการอัดฉีดสารเคมีแบบโฟม
Chemical grout (PU-Foam)



การอัดฉีดของผสมร่วม (Cement Grout and Chemical Grout)

Although this technique was originally implemented for subsidence abatement in flooded coal mines, it now has a wide range of applications. It is especially effective in stopping water. Projects include the stemming of reservoir leaks, the shoring of failing breakwaters, and dam repairs where flows up to 600 gpm were encountered.[13]



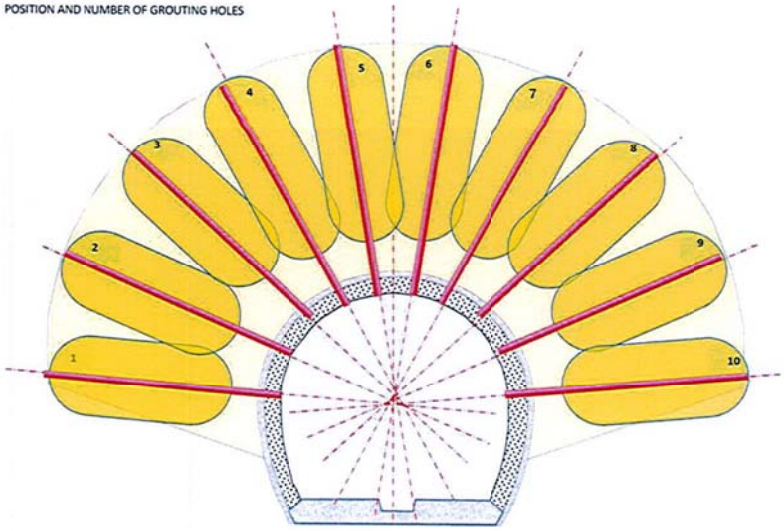
Silicate-cement grout can be tailored to meet a wide variety of geotechnical challenges by modifying mix ratios and pumping rates.

Modifications of grout set times

Grout:Silicate Ratio by Volume	Set Time	Use
1:1	1-10 sec.	High flow water blocking
10:1	1-10 min.	High angle of repose support columns or cutoff walls
30:1	10-20 min.	Penetration into rubble zones and formation of column footings
50:1	30 min.-1 hr.	Pressure grouting applications

Method Statement-Work Procedure

POSITION AND NUMBER OF GROUTING HOLES



WORK PROCEDURE TYPE A	
1	Set position of grouting holes. Start drill and grouting with odd number holes, then follow drill and grout with even number holes. Grouting each hole until no more water leakage.
2	Set position of grouting holes. Start drill and grouting with even number holes, then follow drill and grout with odd number holes. Grouting each hole until no more water leakage.
3	After stopping water leakge and testing, then can start escalate. If water ingress during escalate, then either grout more or might need to consider other type of grouting methods

WORK PROCEDURE TYPE B	
1	Set postion of grouting hole. Drill and grout one hole at a time.
2	After grouting one hole, then move to the second hole. Drill and grout the second hole. Drill and grouting holes sequence with move from right to left. (For example, start with hole number 7-->6-->8-->5-->9-->4)
3	After stopping water leakge and testing, then can start escalate. If water ingress during escalate, then either grout more or might need to consider other type of grouting methods

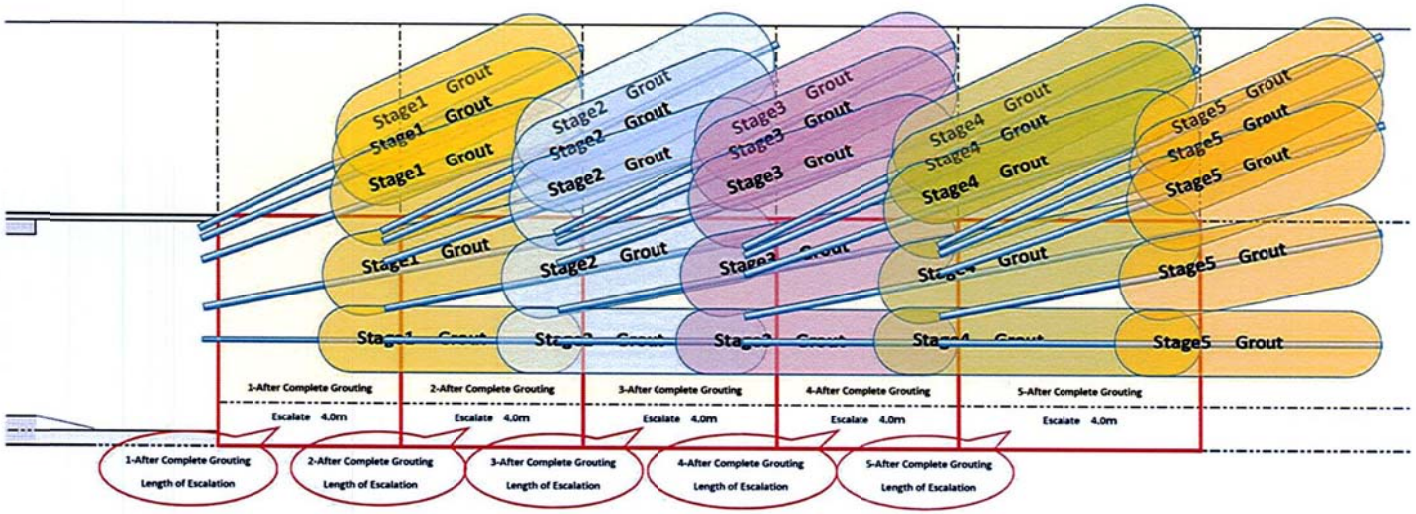
Italian-Thai Development Public Company limited

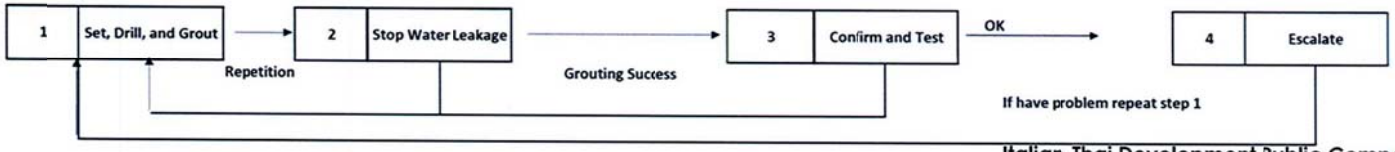
Method Statement-Grouting

Position and Number of Grouting Hole		
Topic	Amount	
Escalate Length	4.0 m	
Grouting Hole Length	9.0 m	Escalate Length x2+α
Angle	17 °	17 ~ 24°
Distance between each Grouting Area	2.0 m	3.0m (Within)
Distance between each Grouting Hole	0.7 m	
Each hole will insert 3 steel pipes (9m, 7m, 5m). Grouting Cover Area 6 meters. Amount of grouting holes and actual position will be decided according to the water ingress position at actual work site. At this stage estimate approximately 6-7 grouting holes.		

Amount of Grouting		
Total amount of grouting area	618.0 m	
Area need improvement (Above center of tunnel face)	4.0 m	According to Japan Grouting Association (Minimum Length)
Improvement Length	6.0 m	
Improvement Percentage	6% m 3	6%~12%
Grouting Amount	37.08 m 3	Improvement Percentage 6%
Amount of Holes	10 holes	Normally 7 holes
Grouting Amount per Hole	3.708 m 3 /hole	According to above drawing
Grouting holes decided according to actual work site. If water not stop leaking then need to increase grouting holes or drill drain holes		

Method Statement-Work Flow of Each Stage





Italian-Thai Development Public Company limited

Method Statement-Ratio of Material

C : W = 1 : 2		
Cement	50 kg	
Water		100 L
Total	15.87 L	100 L
	115.87	

C : W = 1 : 1		
Cement	100 kg	
Water		100 L
Total	31.74 L	100 L
	131.74	

Sodium Silicate Ratio = 40%		
Sodium Silicate #5	64 L	100 L
Water		
Total	64 L	80 L
	144L	

C : W = 1.5 : 1		
Cement	150 kg	
Water		100 L
Total	47.62 L	100 L
	147.62	

C : W = 2 : 1		
Cement	200 kg	
Water		100 L
Total	63.5 L	100 L
	163.5	

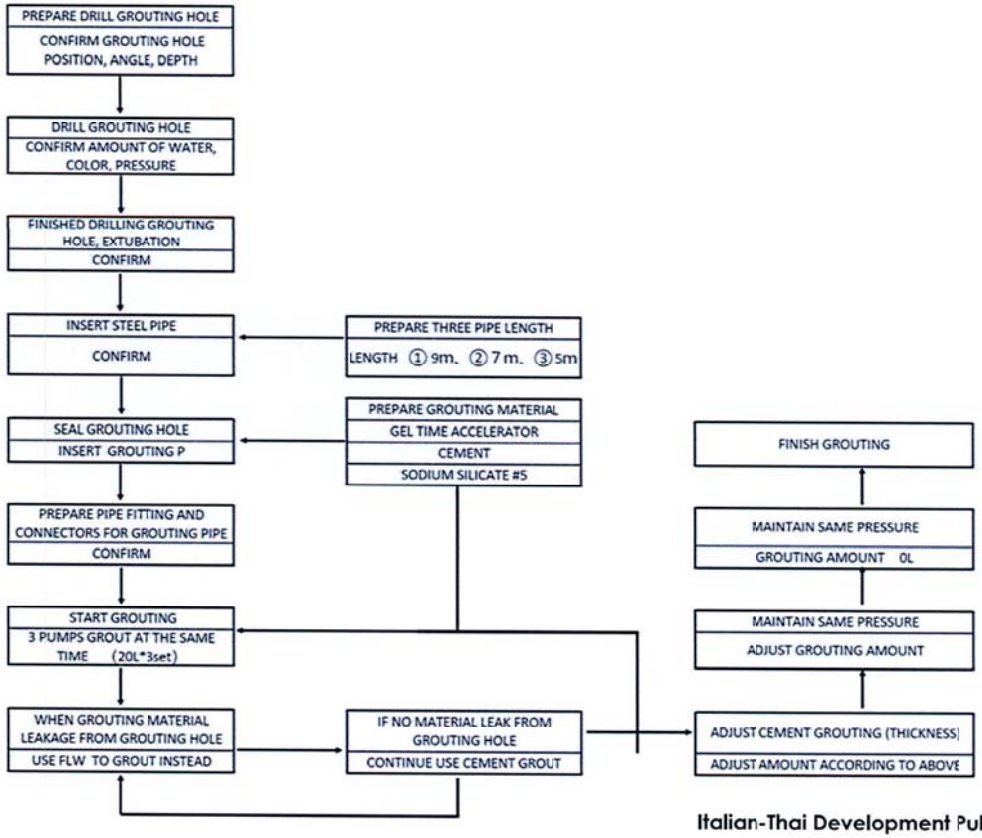
Sodium Silicate Ratio = 50%		
Sodium Silicate #5	80 L	
Water		80 L
合計 Total	80 L	80 L
	160L	

FLW RATIO (40~90sec)		
Sodium Silicate #5		51 L
Cement	50 kg	
Gel time Accelerator	(0~10kg)	
Water	100 L	64 L
SubTotal	115 L	115 L
Total	230 L	
Gel time accelerator amount adjust accroding to the actual site		

FLW RATIO (10~40sec)		
Sodium Silicate #5		67 L
Cement	100 kg	
Gel time Accelerator	5 kg	
Water	100 L	67 L
SubTotal	134 L	134 L
Total	268 L	
Gel time accelerator amount adjust accroding to the actual site		

GEL TIME ACCELERATOR RATION (USE, SEAL HOLE, STOP WATER)		
Sodium Silicate #5	80 L	
Gel time Accelerator		20 L~
Water	80 L	150 L
SubTotal	160 L	160 L
Total	320 L	
Gel time accelerator amount adjust accrodirg to the actual site		

Method Statement-Work Flow Chart



Italian-Thai Development Public Company limited

5. เครื่องมือในการทำงานอัดฉีดของผสม (Grouting)

5.1 เครื่องมือในการทำงานอัดฉีดน้ำปูน (Cement Grouting)

5.2 เครื่องมือในการทำงานอัดฉีดสารเคมี (Chemical Grouting)

5.3 เครื่องมือในการบันทึกข้อมูล (Flow meter & Grout Recorder)

5.1 เครื่องมือในการทำงานอัดฉีดน้ำปูน (Cement Grouting)

Mixer → Agitator → Grout Pump → Packer







Product Details | Company Profile

Specifications

Place of Origin: Hubei, China (Mainland) Brand Name: BWW-Machinery Model Number: 3SNS

After-sales Ser... Engineers available to service...

Packaging & Delivery

Packaging Details: standard packing,wooden case, 190*115*100cm

Delivery Detail: one week after order time

Specifications

Reciprocating Pump Structure: Piston Pump Usage: Slurry, Mud

Specifications

1.Company was set un in 1958
2.Certification:ISO9001,ISO14001,OHSAS18001,CE etc.
3.Design pump according to customer's demand.

Black Whirlwind Engineering Machinery Development CO.,LTD

3SNS High pressure grout injection pump

Product information

Theoretical flux(l/min)	100/207
Rated pressure(Mpa)	10/4
Inlet diameter(mm)	64
Outlet diameter(mm)	32
Power(kW)	18.5
Weight(excluding power kg)	730
External dimension(mm)	1800*945*705

After-sale service

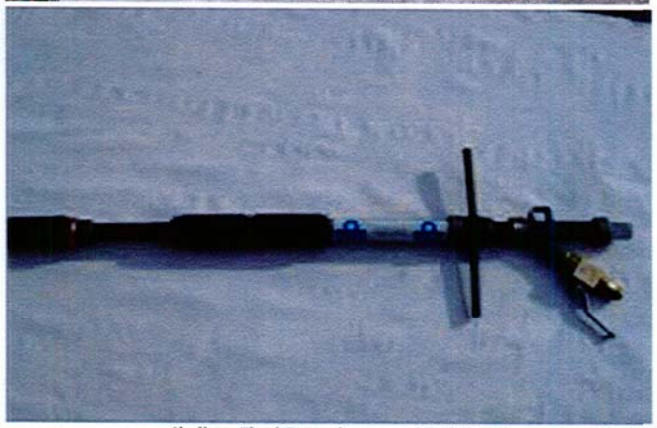
1.We can design and manufacture the product and send the technical personnel to guide the installation of equipment at customer's workplace according to the requirements of our customers
2.If there is anything wrong with the products you can contact us in any time ,we'll send the customer's feedback to technology department and return the results to customers as soon as possible.









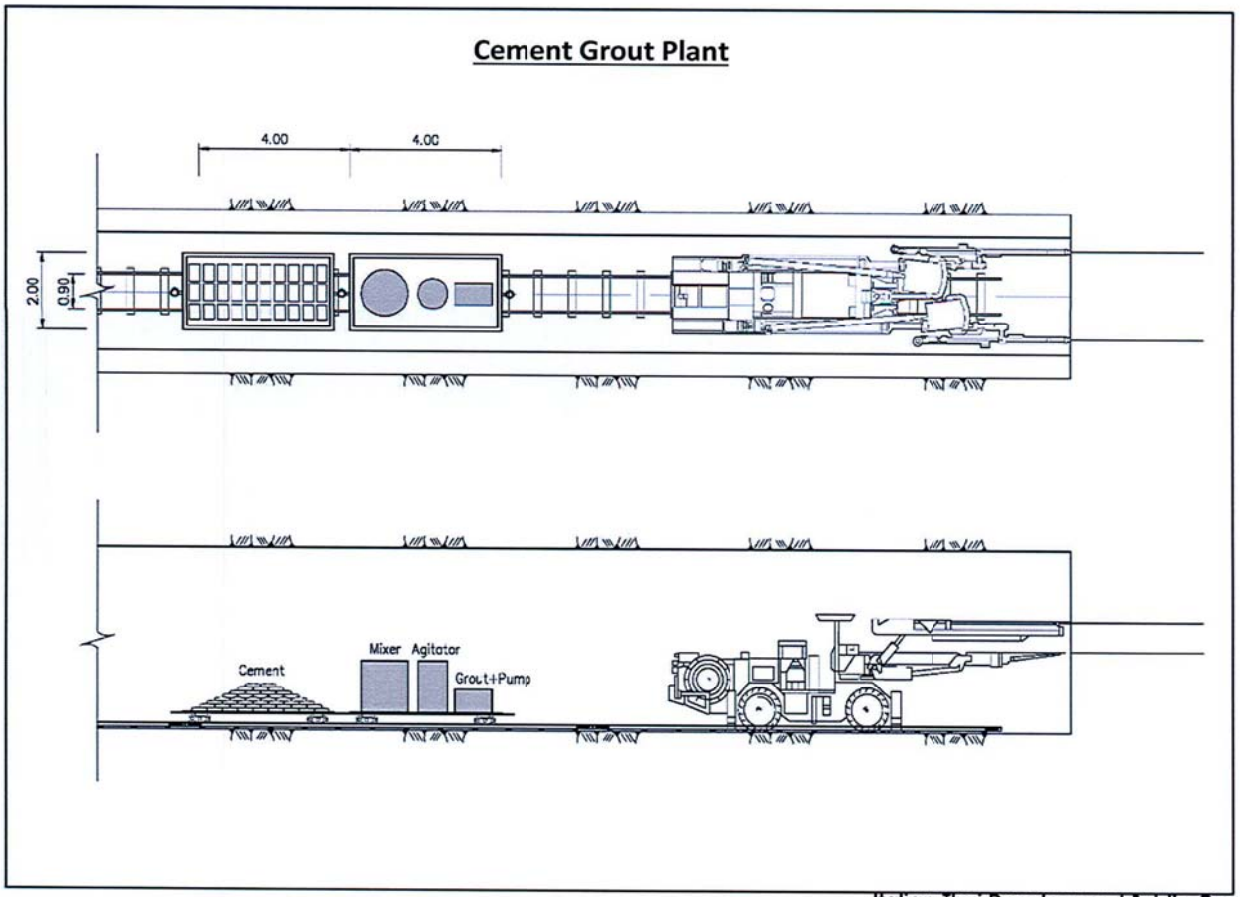


Italian-Thai Development Public Company limited



Cement Grout Pump : Rated Pressure 100 Bar

Cement Grout Plant



Italian-Thai Development Public Company limited

5.2 เครื่องมือในการทำงานอัดฉีดสารเคมี (Chemical Grouting)



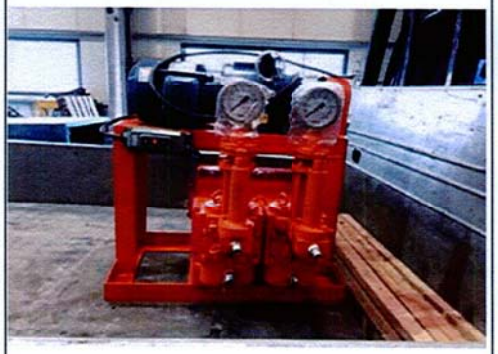
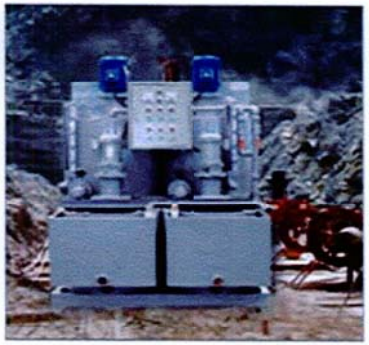


5.3 เครื่องมือในการบันทึกข้อมูล (Flow meter&Grout Recorder)





Grout pump (3SNS) --> 2 เครื่อง	Kongrout Agitator --> 3 เครื่อง	Kongrout Mixer --> 3 เครื่อง	Grout pump (KSG-I) --> 1 เครื่อง	Hose pump (DL25) --> 4 เครื่อง	ITD Agitator --> 1 เครื่อง
					

Grout flow meter: DRS-DS 25-120-12 SD	Grout flow meter: DRS-DS 25-120-12 SD	Grout flow meter: DRS-DS 25-120-12 SD	Chemical grout pump
		 1 · 2조식 믹서기(agitator겸용)	

6. วัสดุที่ใช้ในงานอัดฉีดของผสม (Grout Material)

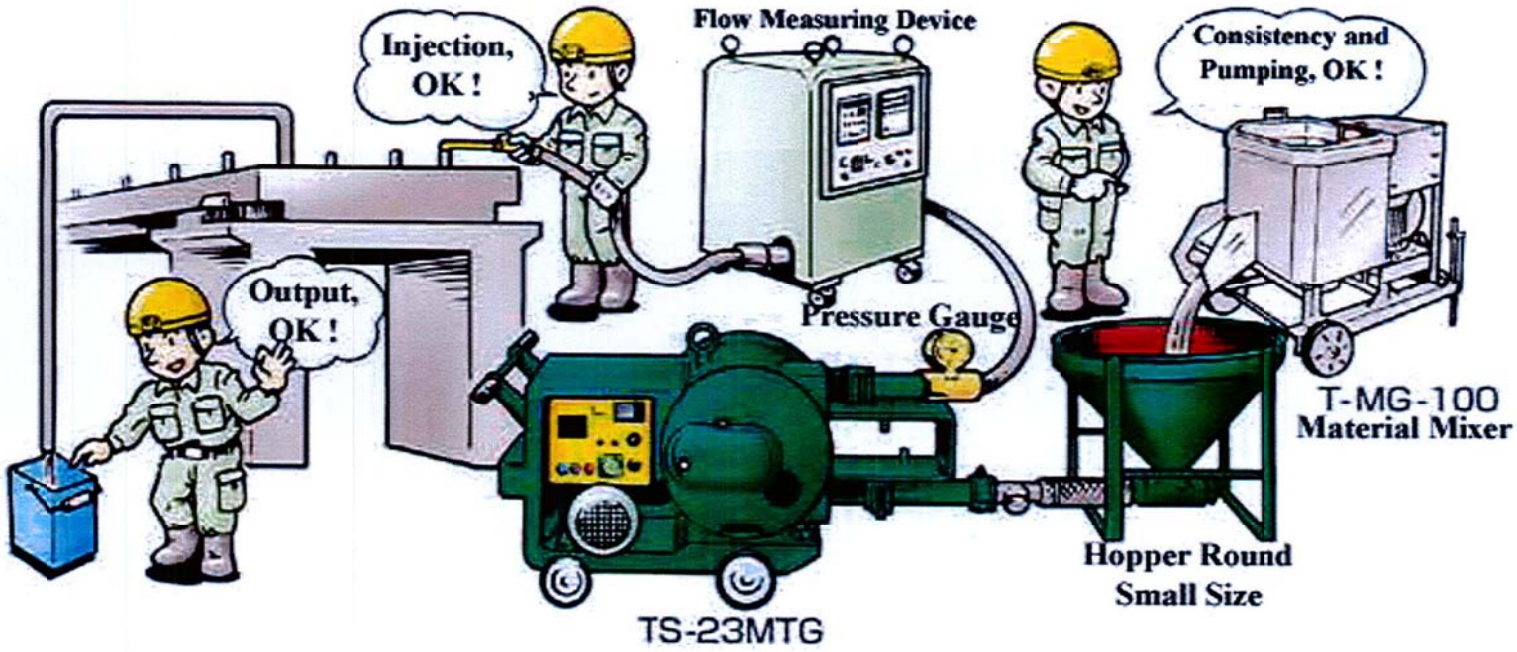








Grouting Team Operator



Italian-Thai Development Public Company limited









การอบรมวิธีการใช้เครื่องมือและสารเคมี งานอัดฉีดสารเคมีแบบโฟม

Italian-Thai Development Public Company limited


Italian
Company limited


Development Pu

แผนการดำเนินงานขุดเปิดช่วงลอดผ่านใต้อ่างเก็บน้ำห้วยแม่ประจุ๋ม

ระยะทาง 200 ม. ระหว่าง กม.6+475 ถึง กม.6+275

แผนการขุดเปิด (Excavation)	1.5 ม./วัน	ใช้เวลา 135 วัน
แผนงานอัดฉีดของผสม (Pre Excavation Grouting)	Grout 10 ม./6-10หลุม → ขุดเปิด 5 ม.→ Over lab 5 ม. ทั้งหมด 40 ครั้ง ครั้งละ 2 วัน	ใช้เวลาทั้งสิ้น 80 วัน

รวม 215 วัน/200 ม.

เอกสารอ้างอิง

ตารางการคำนวนหาค่าอัตราการไหลของน้ำใต้ดิน ความหนาแน่นและแรงดันที่ใช้ จากTL สัญญา#1

ปริมาณน้ำที่ไหล Q ลบ.ม./ วินาที นะครับ

วันแรก วัดได้

วัดความเร็วน้ำ 10 เมตร โฟมใช้เวลาลอย	=	10.405	วินาที	
หน้าตัดน้ำไหลกว้าง	=	4.1	เมตร	
น้ำลึก	=	0.11	เมตร	
ปริมาณการไหล (Q = V A)	=	0.43345	ลบ.ม./ วินาที	(1)
เส้นผ่านศูนย์กลาง ขนาดท่อ Drain หรือ รู Grout	=	2	นิ้ว (N)	
เส้นผ่านศูนย์กลาง ขนาดท่อ Drain 2 นิ้ว	=	22 /7 /4 x (N x 2.54 / 100) ^{2}		(2)
		0.00203	ตร.ม.	
หากทำการติดตั้งท่อ Drain จำนวน	=	20	แถว	(3)
ดังนั้น น้ำไหลในท่อแต่ละแถว = (1)/(3)	=	0.02167	ลบ.ม./ วินาที	(4)
ความเร็วน้ำในท่อ แต่ละแถว = (4)/(2)	=	10.6884	ม./ วินาที	(5)

ดังนั้น หาความดัน (Pressure) ที่ต้องอัด ระหว่าง Grouting ตามสมการพลังงาน (Energy Equation)

จุดที่ 1 (หน้า Face)		จุดที่ 2 (ในท่อน้ำไหล)	
$P1/\gamma_1 + V1^2/2g + Z1$	=	$P2/\gamma_2 + V2^2/2g + Z2$	(6)

แทนค่า

ค่า ความหนาแน่น ของ วัสดุ Grout (Density) = γ_1 = 1.05 ตัน / ลบ.ม.

P1 เป็นแรงดันที่ใช้ ขณะ Grout

V1 เป็นความเร็ววัสดุ Grout ตอนเริ่ม ถือว่า เป็น 0

Z1 = Z2 ประมาณว่าระดับเท่ากัน

P2 เป็นแรงดัน บรรยากาศของน้ำ ถือว่า เท่ากับ 1

ค่า ความหนาแน่น ของ น้ำ = γ_2 = 1.00 ตัน / ลบ.ม.

ความเร็วน้ำในท่อ แต่ละแถว = (4)/(2) = V2 = 10.69 ม./ วินาที

แทนค่าตัวแปรใน สมการที่ (6 จะได้ลดรูป ลงดังนี้

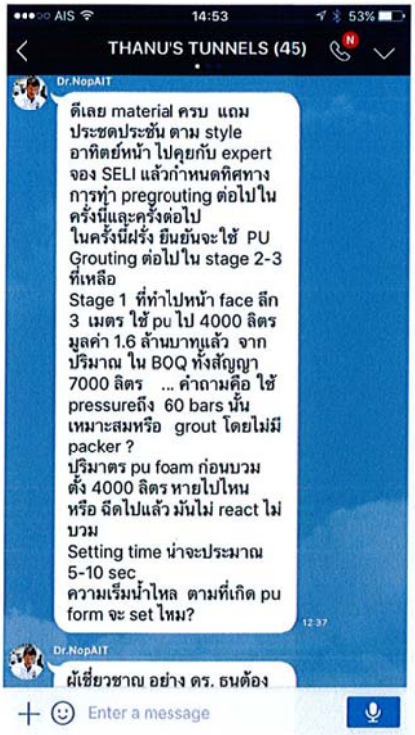
$P1/\gamma_1 + 0 + 0$	=	$1 + V2^2/2g + 0$		(6)
$P1/\gamma_1$	=	1 + 5.822718		
$P1/\gamma_1$	=	6.82	เมตร	
P1 แรงดันที่อัด และการทนของ Packer	=	7.16 ton / m^2 =	71.64 Bar	

สรุป

1. ต้านแรงดันน้ำ เพื่องาน Pre-Excavation Grouting นั้น ต้องใช้แรงดันมาก แต่ก็ไม่มากเท่าที่คำนวณ เพราะยอมให้ระบายน้ำ
2. ต้องมีการระบายน้ำที่ดี เพื่อลดความเร็วน้ำ v2
3. Packer แบบ Mechanical Packer จึงไม่เหมาะสม เพราะรับแรงอัดได้มากสูง ต้องใช้แบบ Pneumatic Packer
4. หากอัดหน้า Face ด้วยแรงดันสูง มีโอกาสที่หน้า Face พัง ดังนั้น ต้องติดตั้ง Packer ให้ลึก

หมายเหตุ สีเหลือง การ Input ตัวแปรที่เก็บได้จากสนามครับ
ดังนั้น จะวัดปริมาณการไหลทุกวัน นะครับ แล้วคำนวณ เพื่อความปลอดภัยและการสำเร็จของงานครับ

ประเด็นคำถาม ดร.นพ **on Unique TBM stucks at sta**21+593.704 **since** 20170531

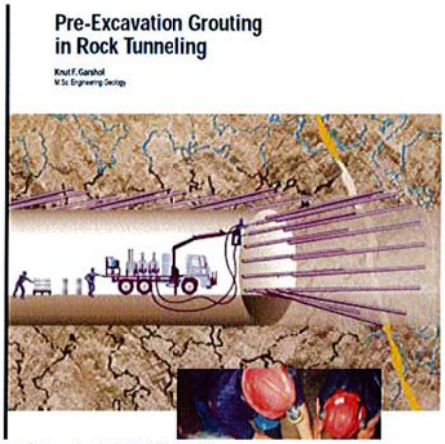


สรุปคำถามประกอบด้วย

1) Groutด้วย pressure 60 bar ถูกต้องหรือไม่
2) Grout โดยไม่ใช้ packer ได้หรือไม่
3) PU form ใช้ไปแล้ว 4000 ลิตร มันหายไปไหน หรือว่าไม่ทำปฏิกิริยา/ไม่บวม
4) ด้วยความเร็วน้ำไหล PU form จะset ตัวไหม

และข้อสงสัยอื่นๆ

เอกสารอ้างอิงหลัก คือ **Pre Excavation Grouting** โดย **Knut F. Garshol** (2003 และ 2011)



Ref Garshol 2003 & 2011

คำตอบ

Grout ด้วย pressure 60 bar ถูกต้องหรือไม่

P52 ref2003

In most cases under ground, there is a need of combined effects from an injection, like water flow cut-off and ground consolidation. The cost of materials is also important. The best consolidation is reached when there is very little foam reaction, but this will reduce the penetration into finer openings and the volume cost becomes high. At the other extreme, a very quick foaming to several times the original volume, will produce a low strength grout, that may be very effective for an initial cut-off of running water, but with little consolidation effect. A very porous grout will also not seal completely and subsequent water pressure build up, may compress the foam and increase the leakage again. The volume cost drops with the foam factor. The foam formation has the effect of self-injection of the PU-grout, because the CO_2-pressure developed can be up to 50 bar (temperature dependent). The penetration of the grout is therefore not only governed by pump pressure and by the product viscosity, but is also very much influenced by the foaming pressure.

P86 ref2011

6.5.7. Pump pressure

The injection pressure is important for the success of the injection and needs to be as high as conditions allow. This is one of the advantages of injection ahead of the face (compared to post-injection) and should be used fully.

As noted above, relatively high pumping pressure is generally possible with the pre-injection approach, because injection is made into undisturbed rock ahead of the tunnel face. The available pumping equipment should therefore be capable of producing controlled pressure of up to 100 bar measured at the pump.

However, situations may exist where other factors influence the choice of injection pressure and the methods of control. Some typical special measures are given below.

***Grout* โดยไม่ใช้ *packer* ได้หรือไม่**

P72 ref2003

Injection often requires pumping pressures of more than 30 bar. Because the drilled holes are started in the wall at typically 4° to 8°, the distance to the excavated tunnel wall is very small. To avoid a blowout and grout backflow into the tunnel, the only safe solution is packer placement in front of the actual face location. This may require a packer placement depth of more than 10 m on a routine basis, which is very time consuming and expensive.

P74 ref2003

6.8 Packers

When a hole has been drilled into the rock formation for the purpose of injecting a grout at high pressure, a tight connection (seal) between the pumping hose and the borehole is needed. The normal way of achieving this is by the use of so-called packers.

The typical packer consists of a pipe with a coupling in the tunnel end and an elastic expander that can be inserted into the hole and expanded against the borehole wall. The expander will anchor the packer in place so that the injection pressure is not forcing it out of the hole and it shall also seal off the pressurised section of the borehole from the tunnel side. The injection pump hose is hooked up to the pipe and the pump can be started.

There are a number of different packer types available and some examples are shown just for illustration. Most manufacturers produce in principle the same types of packers, but they may be quite different in quality, dimensions and technical details. Packers must be selected for each individual project based on ground conditions, availability, price and a number of other factors.

P78 ref2003

6.8.4 Standpipe techniques

There are situations where the ground is so poor that packer placement is very difficult and the bore hole stability can also be quite a problem. Typically, this happens in hard rock tunnelling in shear zones and highly broken ground. When such conditions are combined with high water ingress at high pressure the combination may even lead to loss of face stability and a progressive collapse.

The drilling of long holes will frequently be a problem in itself because the drill string will easily get stuck and will sometimes break in the bore hole.

If such conditions are encountered it is important to get a safe position to work from (the overlap zone from previous round of grouting should normally help in this respect). It must be avoided to improvise a shallow packer placement in very poor ground, allowing the high water pressure to get too close to the face (risk of collapse).

One of the best ways of dealing with serious problems of this type is to use the so-called stand-pipe technique. By using an over-size drill bit of e.g. 76 mm diameter to drill to a depth of say 3 to 4 meter it will mostly be possible to insert a steel pipe of suitable diameter (i.d. > 55 mm, o.d. < 66 mm) into this hole. The pipe must be grouted in place using a high quality shrinkage compensated cement grout. This is easy to do by placing a packer close to the inner end of the pipe and pumping the grout into the annular space between pipe and rock, until it appears at the bore hole collar. See Figure 6.14.

PU foam ใช้ไปแล้ว 4000 ลิตร มันหายไปไหน หรือว่าไม่ทำปฏิกิริยา/ไม่บวม

P85 ref2011

> Inflow of ground water through joints and cracks in the face or elsewhere (outside of the boreholes), may cause problems of grout washout and backflow. Such problems can be solved by using an accelerator added

P88 ref2003

7.6.4 Special issues

> In spite of probe drilling and pre-grouting, a risk is always there to still intersect water when drilling a blast round. In such a situation, an extra round of grouting may become necessary. If so, care must be exercised to avoid allowing high pressure water too close to the face. This can be achieved by placing packers as deep as possible in the hole, and by limiting the number of holes drilled. In case of a poor and jointed rock in the face area, the risk may be high that a local rupture in the face occurs. Grouting will then become difficult, or impossible due to flushing out of pumped materials. Experience shows that about one week may be lost in such a case, to establish an anchored concrete face slab, allowing controlled grouting to be executed.

ด้วยความเร็วน้ำไหล PU foam จะset ตัวไหม

คำตอบเหมือนข้อก่อนหน้า

เพิ่มเติมที่เกี่ยวข้อง

อะไรทำให้เกิดโพรงขนาดใหญ่ ที่ไม่ใช่ถ้ำ

หนึ่งสาเหตุที่ทำให้เกิดโพรงขนาดใหญ่ขึ้นที่หน้า TBM คือ การขยับ TBM โดยไม่เคลื่อนไปดันหน้าหินหน้า

TBM Drives at the Gotthard Base Tunnel – Design and Experience from Tunnelling in Faido

Thomas Jesel
Amberg Engineering ldt, Trockenloostrasse 21, 8105 Regensdorf-Watt, Switzerland
Thomas Rolurer
AlpTransit Gotthard AG, Zentralstrasse 5, 6003 Luzern, Switzerland

ABSTRACT: During the design of the Gotthard Base Tunnel a lot of time was spent to determine the rock conditions that were to be expected and the corresponding requirements for the open gripper TBM. Naturally these investigations focussed on the reachable advance rates and the respective costs. In the meantime the excavation is finished, the concrete works completed, the railway components are installed and the tunnel was officially opened 1st June 2016. Today we can say, that most of the decisions taken in the design phase were correct. But the experience show us as well, that the behavior of the rock mass was not always predicted fully correct. The flexibility in choice of different rock support elements and respective numbers was mandatory. This was only possible due to suitable requirements for the TBM and the correct implementation by the manufacturer.
This presentation summarizes the most important facts from the TBM heading and show where larger differences were encountered. The focus will be on the following topics: Cutter head wear, water inflow, rock burst, squeezing rock, blocked TBM, inner lining and logistics. In the end of every topic the lessons learned will be presented.

2.3 Collapse in the Tenelin Zone

A collapse occurred on the west machine in the area of the Tenelin Zone. The leading east machine had come through with some over break and the use of steel sets.
Due to the repeated attempts to free the machine and the associated muck clearance without further advance, a cavity partially filled with loose material was created in front of and above the machine (Figure 10).
In order to free the trapped TBM, it was decided to consolidate the loose material with grouting and perform an second access to the TBM from the other tunnel to insure the schedule (Figure 11). The incident and the measures taken are described in detail in [3] and above all in [6].
The most important findings were as follows:

communication and considerably accelerates decision making.

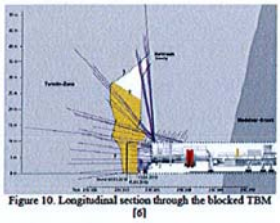


Figure 10. Longitudinal section through the blocked TBM [6]

ขอบเขตของการใช้ PU foamใช้อย่างไร

PU form ใช้ในกรณีที่ทดลองใช้สารอัดฉีดอื่นแล้วไม่ได้ผล และจะใช้เพื่อจัดการน้ำในชั้นแรกเท่านั้น เมื่อลดการรั่วของน้ำลงได้เพียงพอแล้วต้องตามด้วยสารอัดฉีดอย่างอื่น

(5) The Contractor shall at all times during the construction keep at site proprietary polyurethane foam (PU) grout, that may be used with the consent of the Engineer to stem large sudden and abrupt inflow of water into the tunnel and to be applied prior to cement grout to build up a barrier and enable cement grout to follow without being washed out. Polyurethane foam grout for blocking water inflows shall be a hydrophobic water reactive polymer. The reaction time of the grout shall be controlled by the addition of a tertiary amine-based catalyst such that the the reaction time may be adjusted in the range 45 seconds to one hour to prevent wash out. The Contractor shall ensure that setting time of the grout is controllable. The reaction pressure of the grout when totally confined shall be not less than 2.5MPa. The Contractor shall keep separate pumps available for use specifically for PU and shall store the materials strictly in accordance with suppliers' recommendation. The Contractor may choose to have either one or two component PU in stock. The use of PU grout for sealing very fine fissures shall be to the consent of the Engineer after attempting the use of micro-fine cement and liquid colloidal silica grout.

อัดฉีด PU foam ไปแล้ว 4,000 ลิตรใน zone 1 มากไปไหม

ตัวอย่างต่อไปนี้ ใช้ไป 60 ตัน หรือประมาณ 53,000 ลิตร ในการช่วยกู้หัวให้หลุด เสียเวลาไป 8 เดือน

Contents lists available at ScienceDirect

Tunnelling and Underground Space Technology

journal homepage: www.elsevier.com/locate/tust



A case study on TBM tunnelling in fault zones and lessons learned from ground improvement

Massoud Bayati [a,*], Jafar Khademi Hamidi [b]

[a] Curtin University of Technology, Perth, WA, Australia
[b] Mining Engineering Department, Faculty of Engineering, Tarbiat Modares University, Tehran, Iran

ARTICLE INFO

Article history:
Received 14 January 2016
Received in revised form 10 December 2016
Accepted 10 December 2016

Keywords:
Double shield TBM
Difficult ground
Daylight collapse
Zagros tunnel

ABSTRACT

TBM tunnelling in fault zones is one of the major challenges which affects the advance rate of TBM and sometimes leads to long TBM stoppage. The Zagros water transfer tunnel is under construction through the Zagros Mountains in Iran. During the excavation of the tunnel, the double shield (DS) TBM experienced overall rock mass properties worse than expected ones and a great geological event with unpredicted and unforeseeable collapsing encountered. The fault zones caused jamming of the TBM cutterhead and shield. Ground improvement and grouting techniques were implemented widely to release TBM. Applied techniques were fully successful and the TBM restarted excavation after eight months stoppage. This paper aims to share practical experiences about collapsing zones, consolidation grouting, and key elements of passing through the fault zone in TBM tunnelling.

© 2016 Elsevier Ltd. All rights reserved.

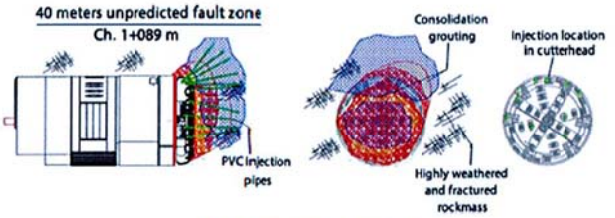


Fig. 8. Injection sequence from the cutter head.



Fig. 7. (a) Available holes in the Tail shield, and (b) Galvanized pipe installation and injection from the cutter head.

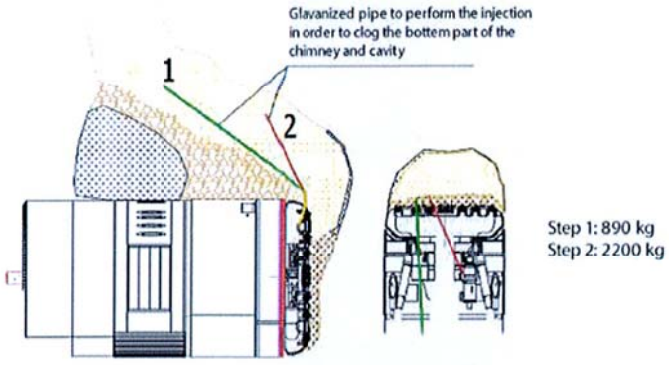


Fig. 10. Two main steps for pipe installation and grouting.

Eight months of TBM stoppage occurred only for this extraordinary and extended bad geological event. About 60 tonnes of expansive and consolidating foam used in different moments and steps to resume the excavation. Several probe drilling investigations carried out to characterise the collapse zone.

TNH
20170801

Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering 6 (2014) 438–446

Contents lists available at ScienceDirect

Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering

journal homepage: www.rockgeotech.org

Full length article

Grouting techniques for the unfavorable geological conditions of Xiang'an subsea tunnel in China

Dingli Zhang, Qian Fang*, Haicheng Lou

Key Laboratory for Urban Underground Engineering of the Education Ministry, Beijing Jiaotong University, Beijing 100044, China

ARTICLE INFO

Article history:
Received 4 May 2014
Received in revised form
16 June 2014
Accepted 3 July 2014
Available online 16 September 2014

Keywords:
Subsea tunnel
Weathered rocks
Grouting
Water inflow

ABSTRACT

One of the major challenges during subsea tunnel construction is to seal the potential water inflow. The paper presents a case study of Xiang'an subsea tunnel in Xiamen, the first subsea tunnel in China. During its construction, different grades of weathered geomaterials were encountered, which was the challenging issue for this project. To deal with these unfavorable geological conditions, grouting was adopted as an important measure for ground treatment. The grouting mechanism is first illustrated by introducing a typical grouting process. Then the site-specific grouting techniques employed in the Xiang'an subsea tunnel are elaborated. By using this ground reinforcement technique, the tunneling safety of the Xiang'an subsea tunnel was guaranteed.

© 2014 Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences. Production and hosting by Elsevier B.V. All rights reserved.

1. Introduction

The geological conditions of subsea tunnels are rather difficult to accurately explore because of the close proximity of an infinite amount of seawater. Therefore subsea tunnels are greatly affected by the geological uncertainties and are more risky than most other tunneling projects (Palmström, 1994; Chen et al., 2013). During construction of the Seikan tunnel in Japan, the longest and deepest operational rail tunnel in the world, four disastrous water inflow accidents occurred. These accidents caused serious construction delays, enormous financial losses and 34 fatalities (Anderson and Roskrow, 2003). The excavation of the Vardo subsea tunnel in Norway was performed through some very unstable faults. At one of these faults, sliding took place and started to develop upwards towards the sea bed (Palmström, 1982). During construction of the Oslofjord subsea tunnel in Norway, an unexpected 15–20 m wide cleft filled with gravel material was detected, only 15 m in front of the tunnel cutting face. Tremendous efforts were made to deal with this unfavorable condition (Berggren, 2000). In this paper, a case study of the Xiang'an subsea tunnel in Xiamen, China is presented. During its construction, different grades of weathered rocks were encountered. Grouting techniques were employed to address these unfavorable geological conditions. The grouting mechanism is first illustrated by introducing a typical grouting process and specific grouting measures adopted during the subsea tunneling are elaborated.

2. Grouting mechanism

Grouting is critically important in tunnel engineering. The compaction grouting mode or hydro-fracture grouting mode can be used depending on the local geological conditions of the given project (Soga et al., 2004). To date, the majority of grouting applications have adopted the soil fracture technique (Essler et al., 2000). However, as grouting is a complex process, both permeation grouting and compaction grouting can be observed in a fracture grouting dominated process. Many factors may affect the eventual grouting modes used, such as the grout material, grouting pressure, soil type, and stress state of the ground. A typical relationship between the grouting pressure and grouting rate during the grouting process in a loose soil is shown in Fig. 1. A conceptual model of grouting, which consists of the following five stages, can be built up accordingly.

(1) Stage 1: backfill grouting and permeation grouting

A grouting pipe is first filled with pressurized grout, and the grout enters the ground from holes preset along the pipe. The injected grout fills the cavities in the loose soil; this is referred to as backfill grouting. Meanwhile, the injected grout may also permeate the voids between the soil particles, which is referred to as permeation grouting (Nonveiller, 1989). Due to the effects of backfill grouting and permeation grouting, the ground permeability

* Corresponding author. Tel.: +86 10 51688115.
E-mail address: qfang@bjtu.edu.cn (Q. Fang).

Peer review under responsibility of Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences.

1674-7755 © 2014 Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences. Production and hosting by Elsevier B.V. All rights reserved.

http://dx.doi.org/10.1016/j.jrmge.2014.07.005

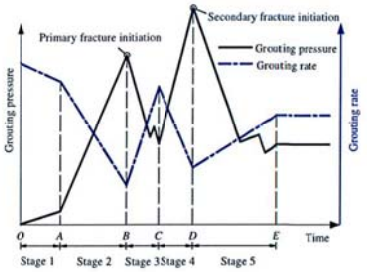


Fig. 1. Grouting pressure and grouting rate during a typical grouting process in a loose soil.

is reduced and the ground is thus strengthened and stiffened. At this stage, the grouting pressure and the grouting rate can be reduced gradually. Generally, the duration of this stage is very short, lasting for only tens of seconds.

(2) Stage 2: compaction grouting

The continuously injected grout expands the soil outwards and forms a grout bulb around the pipe. With the increase in the grouting pressure, the size of the grout bulb increases until the grouting pressure accumulates up to the fracturing pressure. The formation of the grout bulb displaces and compacts the surrounding soil (Wang et al., 2010). At this stage, the grouting pressure increases to a peak value and the grouting rate drops gradually.

(3) Stage 3: primary fracture grouting

When the grouting pressure reaches the first peak value, a plane of fracture is formed in the soil by hydraulic fracturing (Gothäll and Stille, 2009). Assuming that grouting is performed in an isotropic elastic medium, the fracture plane is theoretically perpendicular to the secondary principal plane along the longitudinal direction of the pipe, considering that the first principal plane is horizontal (Fig. 2). The primary fracture is initiated by the tensile stress. Due to the grouting pressure inside the borehole, tensile stress occurs in

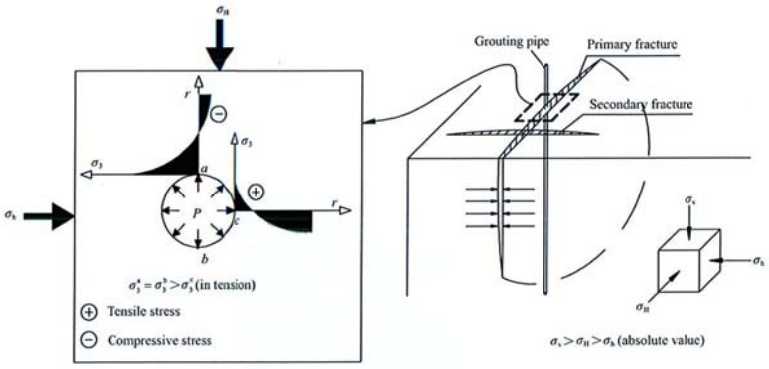


Fig. 2. Mechanism of grouting fracture initiation.

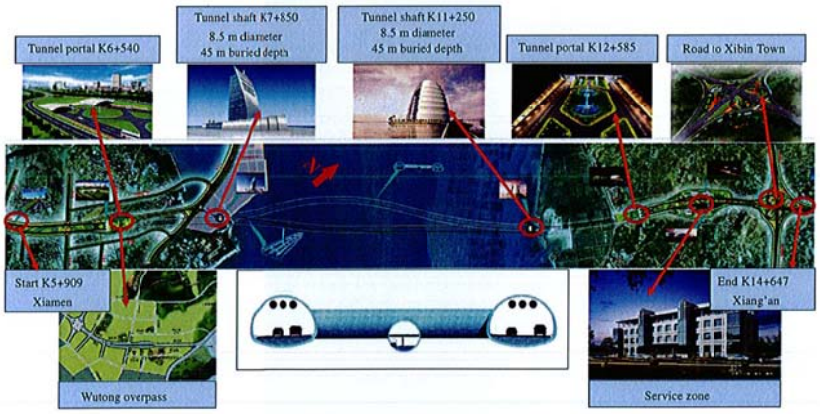


Fig. 3. Layout of Xiang'an subsea tunnel.

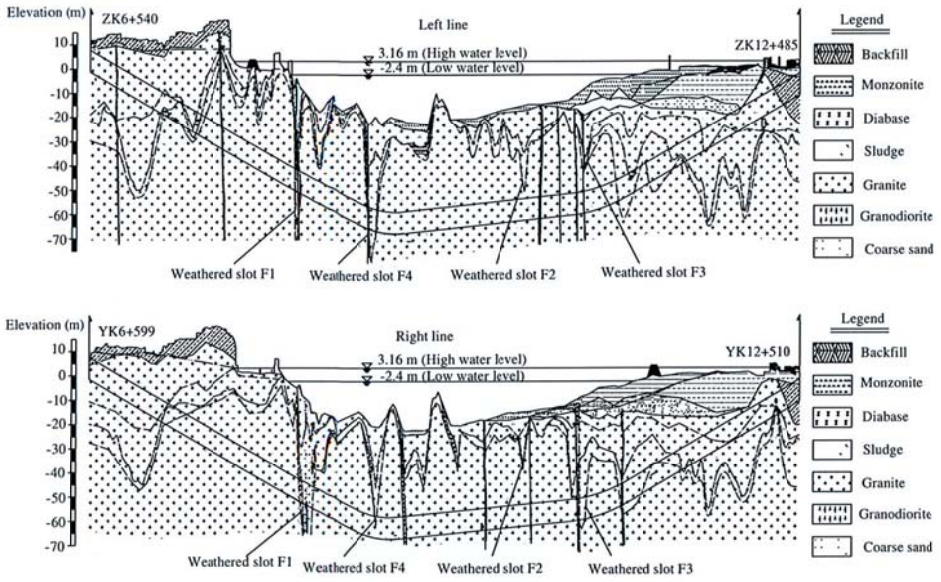


Fig. 4. Longitudinal geological profile of Xiang'an subsea tunnel.

Table 1
Properties of different rock types in the project.

Rock type	Specific weight (kN/m^3)	UCS (MPa)
Monzonite	26	111.1
Diabase	28	77.7
Granite	26.1	79.3
Granodiorite	26.6	93.5

the tangential direction in the ground around the borehole. The maximum tensile stresses are located at two points in a cross-section of the borehole (points *a* and *b* in Fig. 2) where the original tangential stresses are the lowest in compression (or the highest in tension) after borehole drilling. The initiation of the fracture changes the boundary conditions abruptly owing to the grouting effect and the injection pressure drops dramatically. Although the grouting pressure is reduced after fracture initiation, the fracture develops very fast due to the stress concentration at the tip of the fracture. The surrounding ground suffers continuous splitting until the pressure around the fracture tip is not high enough to split the ground any further. Meanwhile, with the development of the fracture, additional grout is required to fill the initiated fracture, leading to an incremental increase in the grouting rate.

(4) Stages 4 and 5: secondary compaction grouting and secondary fracture grouting

When the grout flow is confined, the grouting pressure starts to increase. With the increase in the grouting pressure, the injected grout can enlarge the width of the primary fracture. When the grouting pressure increases to a certain value, a secondary fracture may be initiated and then filled. More secondary fractures may be initiated due to the subsequent grouting. The initiation location and



Fig. 5. Samples collected from a borehole in the weathered slot F1.

Fig. 6. Geological profile of weathered slot F1.

propagation path of the secondary grouting fractures vary significantly.

It should be noted that not all grouting applications necessarily consist of all the above-mentioned five stages. For example, the permeation grouting effect in clay is very limited due to the low permeability of clay. The primary fracture and especially the secondary fracture do not always appear during a grouting process. In a subsea tunnel project, multiple boreholes are drilled for grouting in unfavorable geological conditions. In this case, the grouting serves as a method to strengthen the ground as well as to reduce the ground permeability.

3. Project overview

The Xiang'an subsea tunnel is the first subsea tunnel constructed in Mainland China. It connects Xiamen Island with

Table 2
Properties of different rock types in the weathered slot F1.

Weathered zone	Allowable bearing capacity (kPa)	Compressive modulus (MPa)	Specific weight (kN/m^3)	Dynamic elastic modulus (GPa)	Static elastic modulus (GPa)	Friction angle (°)
Completely weathered	220	9	18	0.7	0.1	25
Highly weathered	300	10	19	2.4	1	30
Slightly weathered	>4000	–	26.5	63	40	70

Excavation procedure
① Excavation of the upper left drift
① Primary lining, temporary invert and middle wall of the upper left drift
② Excavation of the lower left drift
Ⅲ Primary lining and temporary middle wall of the lower left drift
③ Excavation of the upper right drift
Ⅲ Primary lining, temporary invert and middle wall of the upper right drift
④ Excavation of the lower right drift
Ⅳ Primary lining and temporary middle wall of the lower right drift

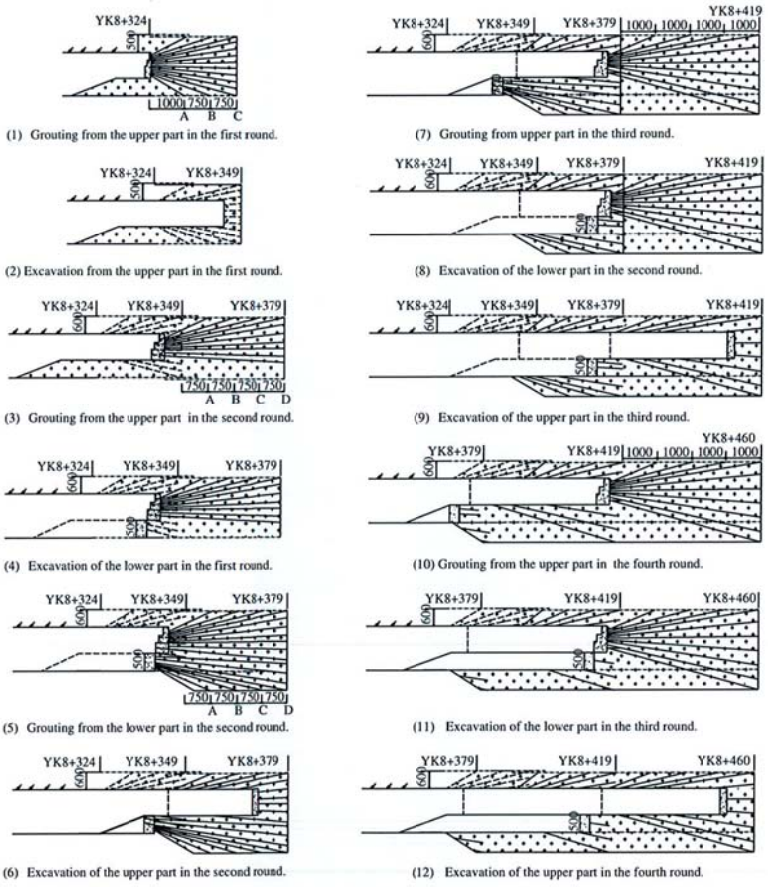
Fig. 7. Construction process and support parameters.



Fig. 8. CRD excavation method.

Xiang'an District, reducing the travel time by road from about 95 min to 15 min. This triple-tube tunnel project has two vehicular tunnels with an excavation cross-sectional area of 170 m^2 each, and one smaller-diameter service tunnel. Each of the vehicular tunnels serves as a three-lane one-way traffic route. The total length of each tunnel is about 6.05 km, including a 4.2 km part under the seabed. The lowest point is 70 m below sea level. The drill-and-blast method was adopted for tunnel construction. The layout of this project is shown in Fig. 3. The northernmost vehicular tunnel is referred to as the left line and the southernmost as the right line.

The undersea tunneling of this project encountered four weathered granite slots, naming F1, F4, F2 and F3 respectively, in the direction from Xiamen to Xiang'an. These types of unfavorable geological conditions could lead to sudden water inrush and were the most challenging parts in this project. The longitudinal geological profiles of the left and the right lines are shown in Fig. 4. The specific weight and saturated uniaxial compressive strength (UCS) of some typical rock samples are shown in Table 1. In this



(1) Grouting from the upper part in the first round.
(2) Excavation from the upper part in the first round.
(3) Grouting from the upper part in the second round.
(4) Excavation of the lower part in the first round.
(5) Grouting from the lower part in the second round.
(6) Excavation of the upper part in the second round.
(7) Grouting from upper part in the third round.
(8) Excavation of the lower part in the second round.
(9) Excavation of the upper part in the third round.
(10) Grouting from the upper part in the fourth round.
(11) Excavation of the lower part in the third round.
(12) Excavation of the upper part in the fourth round.

Fig. 9. Grouting and excavation process of weathered slot F1 (unit: cm).

paper, the grouting measures adopted for the treatment of the weathered slot F1 along the right line are outlined.

The weathered slot F1 is located from YK8 + 324 to YK8 + 460 along the right line with a total length of about 136 m. It is about 1756 m away from the tunnel portal on the Xiamen side. In this section, the overburden thickness above the tunnel crown to the sea bed varies from 30 m to 35 m, and the sea depth ranges from 10 m to 18 m. Samples collected at various depths from the same borehole before construction of the tunnel are shown in Fig. 5. Both completely weathered and highly weathered granite were identified. A probe drilling method in conjunction with the tunnel seismic prediction (TSP) method was adopted when the cutting face of the tunnel approached the weathered slot F1 identified by the previous geological site investigation. It was revealed that the weathered slot F1, a bowl-shaped slot, was mainly composed of weathered granite, weathered monzonite and weathered diabase. These weathered rocks are classified as completely weathered, highly weathered and slightly weathered (Fig. 6). The typical physico-mechanical properties of different rock samples of the weathered slot F1 are shown in Table 2.

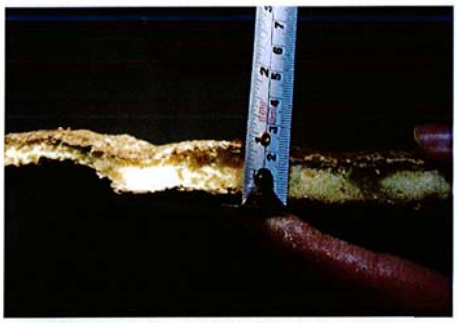
A center cross diaphragm (CRD) sequential excavation method was adopted for this project when the tunnel construction was performed in the unfavorable geological conditions under sea. The construction process and support parameters are shown in Fig. 7. A picture of the CRD excavation method taken during construction is shown in Fig. 8.

4. Ground grouting for subsea tunneling through the weathered slot F1

4.1. Construction process for weathered slot F1

During tunnel construction through the weathered slot F1, the CRD excavation method was employed. Full-face grouting was adopted to reinforce the ground before excavation. The construction process for the weathered slot F1 along the right line consisted of four rounds. The first two and final rounds of tunneling were mainly performed through completely and highly weathered granite formations. The third round was excavated through the core of the weathered slot, where the geological conditions were much worse. The construction process is illustrated as follows (Fig. 9):

(1) The first round of excavation started on 20 June 2007. During this round, a total length of 25 m of rock was full-face reinforced by grouting, and then a 20 m long tunnel was excavated and supported.



(a) Thickness of a Marithan injection fracture.

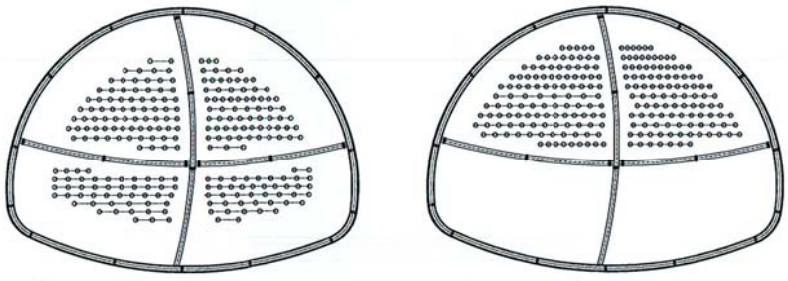


(b) Marithan injection fracture on-site.

Fig. 11. Marithan injection samples.

(2) The second round of excavation started on 22 October 2007 with a total length of 30 m of rock full-face reinforced by grouting. Subsequently a 25 m long tunnel was excavated and supported.

(3) The third round of excavation began on 21 March 2008. At this time, 40 m of the rock was full-face reinforced by grouting, and a 35 m long tunnel was excavated and supported.



(a) Second round. (b) Third round.

Fig. 10. Layouts of grouting boreholes.

Table 3
Laboratory test results of some ordinary CS grout mixes.

Water-cement ratio (in weight)	Cement-sodium silicate ratio (C:S in volume)	Initial setting time (s)	UCS (MPa)			
			1 day	3 days	7 days	28 days
0.6:1	1:0.3	11	5.8	6.7	7.4	10.2
	1:0.5	13.3	5.5	6.5	7.3	9.7
	1:0.7	16.6	5.3	6.5	7	9.3
	1:1	20.5	4.9	6.4	6.9	9
0.8:1	1:0.3	14.4	5.3	6.2	8.4	9.6
	1:0.5	19.1	5	6.1	8.3	9.1
	1:0.7	23	4.8	5.9	8.1	8.5
	1:1	26.8	5.2	5.7	7.9	8
1:1	1:0.3	15.9	4.5	4.7	5.8	7.8
	1:0.5	20.4	3.7	3.9	4.4	6.9
	1:0.7	24.4	3.1	3.6	3.9	6.7
	1:1	31.5	2.8	3.4	3.6	6.1
1.5:1	1:0.3	25.5	2.4	3.4	3.9	5.8
	1:0.5	32.7	2.3	2.9	3.5	4.5
	1:0.7	38	1.8	2.5	3.3	4.4
	1:1	48.4	1.6	2.4	3.1	5.2

(4) The fourth round of excavation started on 18 July 2008; 41 m of rock was full-face reinforced by grouting, and then the weathered slot F1 was excavated through with support.

It should be noted that in the first two rounds the full-face grouting was performed through the upper bench and lower bench, respectively, where the upper bench of the tunnel was first grouted and excavated, followed by the lower bench. In order to improve the construction efficiency, grouting was only performed through the upper bench in the final two rounds, during which the full-face ahead of the tunnel cutting face was reinforced by grouting from the upper bench first and then the ground was excavated sequentially. The layout of the grouting boreholes in the second round and the third round is shown in Fig. 10. A total of 237 and 216 grouting boreholes were drilled in the first two rounds and final two rounds, respectively.

4.2. Grouting techniques used for the weathered slot F1

A chemical grouting product called Marithan and a grout mixture composed of ordinary Portland cement (P.O 42.5R) and sodium silicate ($Na_2O \cdot 3SiO_2$, 30–45 Baume degrees) were selected for injection when tunneling through most sections of the weathered slot F1. Marithan is a two component polyurethane product, which has high adhesive strength and outstanding mechanical properties. It can create a bond with the rock and can remain intact through the lifetime of the project. When the product is injected into the ground, the low-viscosity mixture remains liquid for several seconds and penetrates easily into the fissures, where it expands, sets and seals the threaded zone. Some Marithan injection samples obtained after excavation are shown in Fig. 11. The Portland cement-sodium silicate grout (CS grout) is a type of dual-component grout, which has the properties of early strength, early setting time, low bleeding and low shrinkage. Moreover, it is cost-effective, and its setting time is controllable. The initial setting time and UCS of some typical CS grout mix designs are shown in Table 3. Generally, the setting time of this dual-component grout increases with increasing water-cement ratio and decreases when the cement-sodium silicate ratio increases. The grout strength increases rapidly at first, and then slows as time elapses. The grout strength increases with a decrease in the water-cement ratio and an increase in the cement-sodium silicate ratio. The optimum grout mix design should be adaptively adjusted according to site-specific conditions based on the laboratory test results. During a typical grouting process, the CS grout was first injected into the ground using a double packer that is movable within a sleeve pipe known as a tube à manchette (TAM) from the base of the borehole to the surface. The Marithan product was injected to the end of the borehole (Fig. 12). The CS grout was injected to reinforce the ground

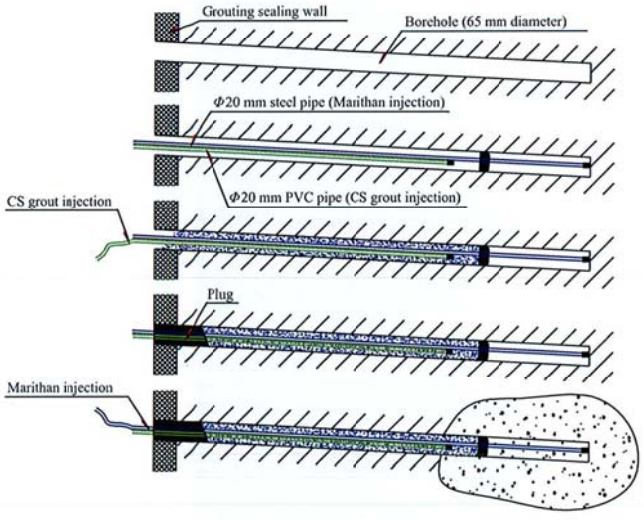


Fig. 12. Grouting process in a borehole.



(a) Water inflow before grouting.



(b) Water inflow after grouting.

Fig. 13. Grouting effects in water sealing.



(a)



(b)

Fig. 14. Grouting fractures after excavation.

and reduce its permeability. The Marithan injection mainly served to solve the water inflow problem.

4.3. Evaluation of grouting effects

Grouting mainly serves to improve the water-tightness, strength and stability of the surrounding ground when it is used in a subsea tunneling project. These three effects are extremely important in guaranteeing the safety of the tunnel construction. The grouting effects of the Xiang'an subsea tunneling through the weathered slot F1 are elaborated below.

A total of 22 inspection boreholes were drilled after the third round of grouting was performed in the weathered slot F1. These boreholes were mainly used to determine water inflow after grouting, two of which were also selected to provide core samples. Due to the grouting reinforcement, the maximum water inflow from a single borehole was reduced from 50 m^3/h before grouting to 0.6 m^3/h after grouting (Fig. 13). The subsequent tunneling could then be performed under dry or low leakage conditions.

Some representative mechanical properties of the rock samples obtained before and after grouting are shown in Table 4. We can see that the mechanical properties of the surrounding ground are effectively improved due to grouting.

Because grouting was carried out through multiple boreholes, the ground was fractured and the grout propagated into the induced cracks (or the existing discontinuities were filled by grouting). Therefore, both the integrity and stability of the surrounding ground were significantly improved. The potential cavities during construction could be effectively controlled. Some photographs of the grouting fractures taken after excavation are shown in Fig. 14.

5. Conclusions

This paper presents a case study to illustrate the grouting techniques adopted in the Xiang'an subsea tunnel construction in China. First, a conceptual model of grouting is proposed to introduce the five stages of a typical grouting process, i.e. backfill and permeation grouting, compaction grouting, primary fracture grouting, secondary compaction grouting, and secondary fracture grouting. Then, the grouting techniques that were used during the construction of the Xiang'an subsea tunnel in highly weathered rock under the seabed are introduced. A cement grouting was used to reinforce and seal the rock, and the permeability was further reduced by Marithan injection. This reinforcement technique significantly reduced the permeability, strengthened the ground and guaranteed stability of the excavation. It is noted that due to

Table 4
Properties of rock samples before and after grouting.

Sample	Moisture content (%)	Wet density (g/cm^3)	Compressibility (MPa^{-1})	Compressive modulus (MPa)	Friction angle (°)	Cohesion (kPa)
Before grouting	24.3	1.84	0.47	3.7	21.6	43.3
After grouting	10–20	2.13	0.3	4.9	22	51.3

the inherent uncertainties of the geotechnical and geological conditions and the complex interactions between the ground and grouting material, the grouting parameters (e.g. grouting pressure, grouting material, and the amount of grouting) employed during construction were mainly determined from field tests. Some further studies should be performed to facilitate the determination of the grouting parameters.

Conflict of interest

The authors wish to confirm that there are no known conflicts of interest associated with this publication and there has been no significant financial support for this work that could have influenced its outcome.

Acknowledgments

The authors gratefully acknowledge the financial support given by the State Key Program of National Natural Science of China (Grant No. 51134001) and the Fundamental Research Funds for the Central Universities of China (Grant No. 2012JBM081).

References

Anderson G, Roskrow B. The channel tunnel story. Boca Raton, FL: CRC Press; 2003.
Berggren L. The Oslofjord subsea tunnel, a case record. In: Proceedings of the International Symposium on Ground Freezing and Frost Action in Soils. Louvain-La-Neuve, Belgium: A.A. Balkema; 2000. p. 267–72.
Chen T, Zhang D, Zeng C, Ying G. Application of new concept waterproofing in Xiang'an undersea tunnel, China. China Ocean Engineering 2013;27(1):121–30.
Essler R, Drooff E, Falk E. Compensation grouting: concept, theory and practice. In: Advances in grouting and ground modification. Reston, VA: American Society of Civil Engineers; 2000. p. 1–15.
Gothäll R, Stille H. Fracture dilation during grouting. Tunnelling and Underground Space Technology 2009;24(2):126–35.
Nonveiller E. Grouting theory and practice. Zagreb, Yugoslavia: Elsevier; 1989.
Palmström A. Problems during construction of the Vardö tunnel – a 2.6 km long submarine road tunnel. In: Proceedings of the 4th International Congress of International Association for Engineering Geology and the Environment, New Delhi; 1982. p. 231–44.
Palmström A. The challenge of subsea tunnelling. Tunnelling and Underground Space Technology 1994;9(2):145–50.
Soga K, Au SKA, Jafari MR, Bolton MD. Laboratory investigation of multiple grout injections into clay. Geotechnique 2004;54(2):81–90.
Wang SY, Chan D, Lam KC. Effect of lateral earth pressure coefficient on pressure controlled compaction grouting in triaxial condition. Soils and Foundations 2010;50(3):441–5.

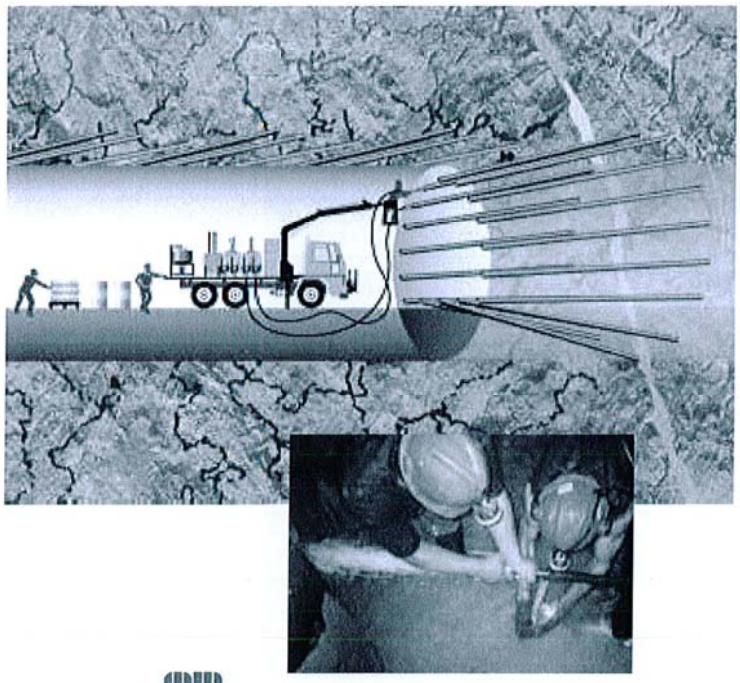


Dingli Zhang obtained the Bachelor degree and M.Sc. degree from Shandong University of Science and Technology in 1985 and 1988, respectively; and his Ph.D. in Mining Engineering at the China University of Mining and Technology in 1995. After that he got the post doctoral title on Mining Engineering at the same university in 1998. In 2004, he got an Associate Professor position in the China University of Mining and Technology. He is now a Professor and the Head in School of Civil Engineering in Beijing Jiaotong University. He has worked with large engineering firms dedicated to tunnel services and design. His research interests cover risk management for urban tunnel projects, structural analysis of rock-support interaction, and subsea tunnel related topics. He is the chief scientist of National Key Basic Research Development Program (also known as "973 Program") and the head of High Technology Research and Development Program (also known as "863 Program"). He has published over 100 academic papers and is the author of four monographs and four textbooks. He has got eight national invention patents. He has been invited for more than twenty keynotes both at home and abroad.

degussa.
Construction Chemicals

Pre-Excavation Grouting in Rock Tunneling

Knut F. Garshol
M.Sc. Engineering Geology



UNDERGROUND

Pre-Excavation Grouting in Tunneling

Knut F. Garshol
M.Sc Engineering Geology

Acknowledgement

The author wishes to thank colleagues within MBT Underground Construction (a Division of Degussa Construction Chemicals) for their assistance and support in the preparation of this publication. Special thanks are due to Hans Olav Hognestad for his valuable input and corrections based on his extensive hands-on experience; to Sam Spearing (now with a new employer) for his polite and necessary language corrections and general content suggestions; to Tom Melbye for approving the project, proof reading and other suggestions and his continuous push to move forward to printing. A number of external friends and contacts have also contributed in many ways to the final product.

© Copyright MBT International Underground Construction Group,
Division of MBT (Switzerland) Ltd., 2003

Index

1. **INTRODUCTION** 9
   - 1.1 Reasons for grouting in tunneling 9
   - 1.2 Short explanation of the subject 9
   - 1.3 Scope of the book 10
   - 1.4 Traditional cement based grouting technology 11
   - 1.5 Rationale for the increase in the use of pressure grouting 12
   - 1.6 Some comments on Post-grouting 14
   - 1.7 New time-saving methods and materials technology 15

2. **GROUTING INTO ROCK** 17
   - 2.1 Particular features of rock (compared to soil) 17
   - 2.2 Handling of rock conductivity contrast 21
     - 2.2.1 Description of typical grout to refusal procedure 21
     - 2.2.2 Stable grout of micro-cement using dual stop criteria 22
     - 2.2.3 Comparison of the two procedures 22
   - 2.3 "Design" of grouting in rock tunnels 23
   - 2.4 Fluid transport in rock 25
   - 2.5 Practical basis for injection works in tunnelling 27
   - 2.6 Grout quantity prognosis 29

3. **FUNCTIONAL REQUIREMENTS** 31
   - 3.1 Influence of tunnelling on the surroundings 31
   - 3.2 Conditions inside the tunnel 33
     - 3.2.1 Calculation of water ingress to tunnels and tightness of grouted zone 34
   - 3.3 Special cases 36
   - 3.4 Requirements and ground water control during construction phase 37
   - 3.5 Measurement of water ingress tot he tunnel 38

4. **CEMENT-BASED GROUTS** 39
   - 4.1 Basic properties of cement grouts 39
     - 4.1.1 Cement particle size, fineness 39
     - 4.1.2 Bentonite 43
     - 4.1.3 Rheological behavior of cement grouts 44
     - 4.1.4 Pressure stability of cement grouts 45
     - 4.1.5 Use of high injection pressure 46
     - 4.1.6 Grout setting characteristics 46
   - 4.2 Durability of cement injection in rock 47
   - 4.3 Accelerators for cement injection 48

5. CHEMICAL GROUTS 50

5.1 Polyurethane grouts 51

5.1.1 General 51

5.1.2 MBT - PU products 52

5.1.3 Pumping equipment 53

5.2 Silicate grouts 53

5.3 MBT colloidal silica 54

5.4 Acrylic grouts 54

5.4.1 MBT acrylic products 55

5.5 Epoxy resins 56

5.6 Combined systems of silicate and acrylic materials 56

5.7 Bitumen (asphalt) 56

6. BORE HOLES IN ROCK 59

6.1 Top hammer percussive drilling 59

6.2 Down the hole drilling machines 61

6.3 Rotary low speed drilling 62

6.4 Rotary high speed core drilling 62

6.5 Example solution for drill and blast excavation (tunnels and shaft) 62

6.5.1 Drilling of injection holes 63

6.5.2 Packer placement 64

6.5.3 Water pressure testing 64

6.5.4 Choice of injection materials 64

6.5.5 Mix design for Rheocem grouting 65

6.5.6 Accelerated cement grout 65

6.5.7 Injection pressure 65

6.5.8 Special measures 66

6.5.9 Injection procedure 67

6.5.10 Injection records 67

6.5.11 Cement hydration 67

6.5.12 Other relevant issues 68

6.6 Solutions for TBM excavation 69

6.6.1 The Oslo sewage tunnel system 69

6.6.2 The Hong-Kong sewage tunnel system 71

6.6.3 Comments on drilling and injection equipment 71

6.7 Cleaning of holes 72

6.8 Packers 74

6.8.1 Mechanical packers (expanders) 74

6.8.2 Disposable packers 76

6.8.3 Hydraulic packers 77

6.8.4 Standpipes techniques 78

6.8.5 Tube-a-manchet 79

6.9 Probing ahead of the face 80
6.9.1 Normal approach 81
6.9.2 Computer supported logging 82

7. HIGH PRESSURE GROUND WATER CONDITIONS 85
7.1 Basic problem 85
7.2 Features that add to the problem 85
7.3 Consequences for the contractor 85
7.4 Consequences for the owner 86
7.5 Methods 86
7.6 Practical procedure in high risk areas 87
7.6.1 Pumping system 87
7.6.2 Probe drilling 88
7.6.3 Injection 88
7.6.4 Special issues 88
7.7 Practical aspects 89
7.8 Equipment 90
7.9 Examples 90
7.9.1 Kjela Hydropower Scheme (south-central Norway) 90
7.9.2 Ulla Forre Hydropower Scheme (south-west Norway) 91
7.9.3 Holen Hydropower Scheme (south-central Norway) 91
7.10 Summary of lessons learned 92

8. EQUIPMENT FOR CEMENT INJECTION 94
8.1 Mixing equipment 94
8.2 Grout pumps 97
8.3 Complete systems 98
8.4 Recording of grouting data 99

9. OUTLINE METHOD STATEMENT FOR PRE-GROUTING IN ROCK 101
9.1 Drilling 101
9.1.1 General 101
9.1.2 Flushing of boreholes for injection 101
9.1.3 Length of boreholes 102
9.1.4 Number of holes, hole direction 102
9.1.5 Placing of packers 103
9.2 Injection 103
9.2.1 General 103
9.2.2 Mixing procedure 103
9.2.3 Use of an accelerator in the grout 104
9.2.4 Injection pressure 106
9.2.5 Injection procedure 106
9.2.6 Injection records 107

9.3 Setting of grout, time until next activity 107
9.4 Drilling of control holes 108
9.5 Measuring of water ingress in excavated parts of the tunnel 108
9.6 Decision making flowchart, example criteria (Figure 9.1) 108

10. EXAMPLES OF RESULTS ACHIEVED 111
10.1 General 111
10.2 What is achievable 111
10.3 Comparing shallow and deep tunnels 112
10.3.1 Some shallow hard rock tunnels in Sweden 112
10.3.2 Some shallow tunnels in the Oslo area 114
10.3.3 Deep situated tunnels 115
10.4 Sedrun access tunnel Alp Transit project, Switzerland 115
10.5 Bekkestua Road Tunnel, Oslo Norway 116
10.5.1 Practical execution in the Bekkestua Tunnel 116
10.6 The Bjoroy sub-sea road tunnel 117
10.6.1 The project 117
10.6.2 The problem 117
10.6.3 The solution 118
10.6.4 Results 119
10.7 The Orment Project (the snake) Stockholm, Sweden 120
10.7.1 The project 120
10.7.2 Tunnel data 120
10.7.3 Some general information 121
10.8 Limerick main drainage water tunnel, Ireland 121
10.8.1 The project 121
10.8.2 The problem 121
10.8.3 The solution 122
10.8.4 Results 122
10.9 The Kilkenny main drainage tunnel, Ireland 123
10.9.1 The project 123
10.9.2 The problem 123
10.9.3 The solution 123
10.9.4 Results 124
10.10 West Process Propane Cavern project (WPPC), Norway 124
10.10.1 The project 124
10.10.2 The problem 125
10.10.3 The solution 125
10.10.4 The results 125

Performance of polyurethane grouting to handle heavy seepage in tunnels

N Rana and R Nair
Heavy Civil Infrastructure, L&T Construction
Chennai, India
ns-rana@lntecc.com

***Abstract*—Fault zones, shear bands, underground water channels and other features in the Himalayan geology have made tunneling a very complex activity in the region. The major hydropower projects present construction problems but also render the project economically tough to handle. A case study is presented in this paper wherein heavy ingress of water in one of the tunnels is document. This problem has caused lot of disruptions and serious concern on feasibility of the project. One of the attempts of using polyurethane grout has been discussed and its implementation at the site is presented. Grouting is considered to be the most common defense towards water ingress in tunnel. Polyurethane grouting is a grouting technique that involves the injection of expanding polyurethane to cutoff water flow through joints or cracks or to fill voids beneath or behind subsurface of excavated area. The grout is injected with high pressure through a predrilled hole, grout then expands to fill the crack or void. Polyurethane grouts used for both leak sealing structures against high water flow and ground consolidation. The project in consideration is construction of head race tunnel (HRT) in TapovanVishnugad Hydro Electric Power Project (520 MW), Uttarakhand, India. The heavy ingress of water encountered with the high rate of seepage (1500 to 1800 l/min.) caused erosion and dissolution, resulting in collapse of the opening. Polyurethane grout was used to start remedial measure in order to stabilize the rockmass and to divert the excessive water seepage. In this paper discusses the challenges during remedial measures and stabilization, implementation approach and steps to handle heavy seepage using Polyurethane grout in the tunnel are described.**

Keywords—polyurethane grout; head race tunnel; hydrogeology

I. INTRODUCTION

Tunnels in Himalayan region encounter significant hazards due to the geological and hydrogeological uncertainty. During construction, modifications and adaptations of these structures in the design are common. Likewise, persistent, time- consuming and expensive remedial works during the construction of the underground structures are no exception. The most common hazard is influence of groundwater which can be consequence of poor geology of the area. Despite extensive investigations, the water flow under the ground is mostly unpredictable in space and time. There are incidences portraying destructive processes that may appear abruptly. Water ingress in tunnel can have catastrophic consequences to the structural integrity. Amongst the various options, groutingprovides most frequently used remedial option to improve of mechanical and sealing properties of soil and rock. This has created a demand of higher performance grouting materials, Polyurethane grouting involves the injection of expanding polyurethane to cutoff water flow through joints or cracks and to fill voids beneath or behind subsurface of excavated area. The grout is injected with high pressure through a predrilled hole, grout then expands to fill the crack or void. Polyurethane grouts used for both leak sealing structures against high water flow and ground consolidation. The paper deals with heavy ingress of water with slushes encountered after face blast during construction of Head Race Tunnel (HRT) in the TapovanVishnugad Hydro Electric Power Project, Uttarakhand India. The rate of seepage recorded at peak was 1800 to 2000 lit/min. The seepage of water from excavated face caused to erosion and dissolution of material and resulted in the collapse of the opening. Polyurethane grout was attempted as a remedial measure in order to stabilize the rockmass and to divert the excessive water seepage. In this paper, the process undertaken to handle the heavy seepage from the tunnel face with slushes by using polyurethane grout, has been described along with the performance and methodology of polyurethane grout in such situation.

II. ABOUT THE PROJECT

The project TapovanVishnugad Hydro Electric Power Project (4 X 130 MW), Uttarakhand, India, is situated on river Alaknanda /Dhauliganga in the district of Chamoli about 280 km from the nearest railhead Rishikesh. The project is situated in latitude N 30o 29' 30'' and longitude E 79o 37' 30'' this zone is listed as earthquake zone number V, this is a run-of- river project, the catchment area up to headworks is 3100 sq.km and the average annual rainfall 1625 mm. the catchment of river Dhauliganga extend from 30o15'N to 31o00'N and longitude 79o30'E to 80o15'E. It is completely mountainous, significant part of which is covered by snow (1483.00 sq.km). In the project, de-siltation chamber, head race tunnel, power house and tail race tunnel are located on the left bank. The study area was envisaged for Head Race Tunnel (HRT) which is used for conveyance of water from desilting basin to power house via surge tank

© 2016. The authors - Published by Atlantis Press

and pressure shaft. The length of these tunnels is 11.9 km and 5.40 m in diameter. It is a horse shoe shape tunnel with design discharge and velocity of 119.2 cumecs and 4.93 m/s, respectively.

III. GEOLOGY

A. Regional Geological Setting

The project area falls in Dhauliganga and Alaknanda valley exposing rock mass classed as central Himalayan crystalline by Heim &Gansser (1939). They are composed mainly of medium to high grade metamorphics. The crystalline rocks of the Dhauliganga valley derived from politic, semipelitic and psammitic sediments which occasionally are interlayered with Metabasic and to a lesser extent in DhakJarkula area calcareous rocks are also recognized. Towards the south, the crystalline are thrusted over the lesser Himalayan sediments of Garhwal group of rocks Main Central Thrust (MCT). This passes through village, Helong, located 3 km, downstream of the power house site area. The grade of metamorphism increases northward from Helong to Joshimath and from Tapovan to Joshimath ranging from biotite near Karchi and Animath village to garnet near Tapovan and Helong to staurlite grade near Bargaon, Parsari and Jogi dhara area. These rocks gradually combine into the kyanite zone. Thus two major formations namely Tapovan and Joshimath formations are formed. In between Tapovan and Joshimath formation there is no shear plane or plane of discordance nor there any topographic break. The schistosity of the rocks is very well marked by the preferred orientation of flaky minerals like biotite, muscovite and also chlorite when present. The gneisses are characterized by the presence of the alternate bands of the leucocratic quartz, feldspathic mineral and mesocratic to milenocratic micaceous bands. The mica flaks are elongated along the foliation. The general strike of foliation is NW-SE and dips at 30o to 45o towards NE. in general the gneisses of Joshimath area dips mainly in the NE direction with considerable local variations. The rocks are well documented by several small scale folds, ptygmatic folds, and pinch and swell structures, boudinage, mineral lineation and crenulation lineation. Rb/Sr geological dating and isotropic studies have revealed a Precambrian age with varying ratio of radioactive isotopes of strontium in the sequence (Singh, A.K). Joshimath is situated with in the zone of biotite muscovite injection gneisses which resembles certain types of Darjeeling gneisses. TapovanHelong and Joshimath formations have the great variation in the amount dip and small scale refolding in crystalline rock indicate that area has suffered polyphaser deformation (Heim &Gansser 1939).

B. Geology along the Head Race Tunnel (HRT)

The head race tunnel of the project is 11.9 km long and was driven through higher Himalayan central crystalline consisting of Augen gneisses, gneisses, schists, quartzites and metabasics belonging to Tapovan and Joshimath formations with increasing grade of metamorphism from south to north. The Main Central Thrust (MCT) one of the major low angle fault zone along the Himalayan lies about 3 km south of power house location. The rock cover and rock type over the tunnel are shown in Fig. 1, which varies from ± 300m up to chainage 1475m. Beyond which it varies gradually to ± 1200m up to chainage 10500m. From chainage 10500m, it gradually decreases sown to ± 200m near to surge shaft.

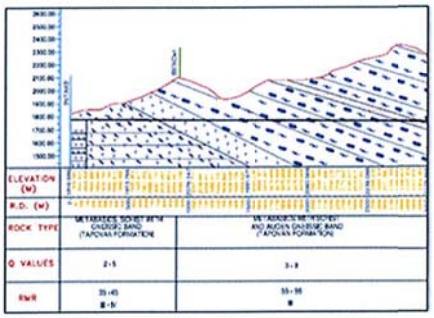


Fig. 1. Longitudinal section along head race tunnel (during initial site investigation)

In the entire length of head race tunnel excavation of project was 57% rockmass encountered falls under class III (Fair), 28% under class IV (Poor), 7% under class V (Very Poor) 3% under class VI (Extremely poor) rock category as shown in the Fig. 2.

- The rocks exposed throughout the HRT mainly comprises higher Himalayan metamorphics, comprising of schists, gneisses and quartzites, metabasics affected by shearing and have undergone to mylonitization at many places due to the effect of MCT and subsidiary faults/faults.
- The rock exposed nearer to the fault/thrust planes are highly mylonitized and the degree of mylonitization decreases away from the encountered faults.
- As per the tectonically deformed / mylonitized rocks exposed on surface at places throughout the length of HRT, have also been encountered during excavation.
- Considering the geological conditions as per surface exposure and as encountered during excavation, it was expected that the sympathetic shear zones shall be encountered at many places while further tunneling.

C. Rockmass Characteristics of the Failure Zone

Geology of the face was slightly fractures Augen gneiss and mica schist of Tapovan formation with water seepage and shear zone (fractured and crushed rock materials with gauge and clay), moderately to highly weathered, few vertical to sub vertical joints with clay filled and fractured rock materials in between the vertical joints. Three plus random joint sets, rough or irregular, planar, crushed rock, earth like; disintegrated or crushed rock and clay zone thick enough to prevent rock wall

contact, zone or bands of disintegrated or crushed rock and clay. The tunnel orientation N338o and the main joint orientation of the face was J1/Foliation joint 40/N020o, J2 40/N220o. J3 70/N120o and Jr 70/No50o and its falling in the rock class V (Very Poor). Three-dimensional tunnel log of the HRT is shown in the Fig. 3 and joint properties are tabulated in Table I.

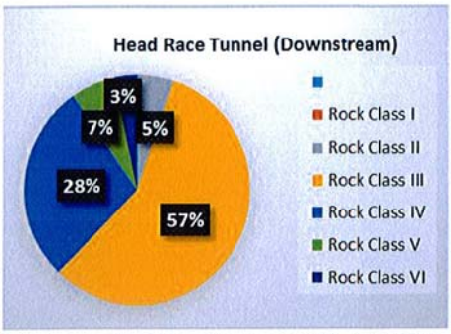


Fig. 2. Rock mass classification of head race tunnel (Ch. 0.0 to 1553 m)

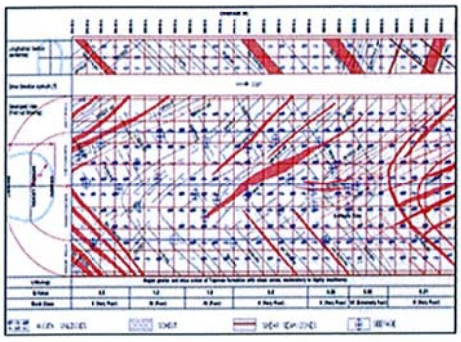


Fig. 3.Three dimensional tunnel log of the head race tunnel

TABLE I. JOINT PROPERTIES OF THE FAILURE ZONE

Joint Orie-tation	Spacing (cm)	Rough-ness	Persis-tence, (m)	Apertu re (mm)	Infilling	Water condition
40/355	6-20	Smooth, Planar	>10	2.5-10	Clay	Flowing
70/110	20-60	Rough, Planar	>10	0.5-2.5	Clay	Dripping
55/220	60-200	Rough, Planar	3-10	0.5-2.5	Clay	Dripping
80/335	>200	Rough, Planar	1-3	<0.5	Clay Coated	Dry
60/040	60-200	Slicken sided, Undulat	>10	10-100	Gauge	Dripping



Fig. 4. Waterlogged in the head race tunnel due to heavy water ingress



Fig. 5. Machineries and equipments stuck in the slushes



Fig. 6. Seepage water diverted from the tunnel face by using probing holes

IV. DESCRIPTION OF THE PROBLEM

During the construction of the HRT - downstream face, there was rockfall at chainage 1553 m. This was followed by continuous seepage of water with slushes. The rock fragments/filling from the open joints was continuouslyWashed out. finally, sudden ingress of ground

water was encountered from the crown portion of the face, it covered a region of 75 m area away from the face. After few hours' ground water stabilized and flow continued at a rate of 1500 to 1800 Kl/day. Due to this heavy slush, 4-5 lattice girder near to face has completely damaged and formed a huge cavity above the crown level at face. The entire construction work has hampered along with severe damage to machineries and pre- installed rock support as shown in Fig. 4 to 6. Treatment of this failure zone was identified as the critical task.

V. Excavation Method and Rock Support Installation before Failure

The HRT tunnel was excavated by conventional drilling and blasting. Due to poor to extremely poor rock mass condition at certain locations, the excavation sequence had heading & benching. In case of adverse geological condition (ground flowing conditions), multiple drifting method was being adopted. Based on detailed design, the various types of rock support installed in tunnel excavation can be summarized as:

- Shotcrete (50 to 200 mm) as per rock class
- Rock bolts 3.0 m long (1.5 to 2.5 c/c) as per rock class
- Wire mesh (single and double layers)
- Steel ribs (300, 600 & 900 mm spacing) and lattice girder in some places (500, 1000, 1500, 2000 mm spacing) as per rock class.
- Pre and post grouting
- Drainage holes
- Probe holes for forecasting of the geological and hydrogeological conditions before advancement
- For polling/Spilling (using steel rods, channels, pipes etc.).

VI. Steps to Handle Heavy Seepage and Cavity Treatment

- Dewatering the seepage water from tunnel and then remove the muck/slush to access the treatment activity.
- Due to the heavy rock fall and seepage, cracks were observed in some places. For safe construction, the loose rock fragments were scaled and chipped. Consequently, shotcrete was sprayed to hold the loose surface rock mass for safety purpose.
- 4.0 to 8.0 m long self-drill anchor were installed to holding the wedges, and cement grout injected self-drill anchor for consolidation of the surrounding rock matrix of the influenced zones and to reduce the permeability of the rock masses.
- First stage, pipe roofing with 15 m long and 114 mm diameter steel pipes, above spring level of the tunnel (10^0 to 15^0 inclined outside) having overlap after every10 m. with second stage of pipe roof.
- Chemical grouting (polyurethane grout) is performed through slotted pipes (used for pipe roofing), to divert the ground water flow and fill-up the washed out joint.
- Grouting the roof and wall portion to fill up the gap between backfill concrete and surrounding rock mass.
- Drainage holes were installed to release water pressure.
- Probe holes were drilled for forecasting the geological and hydrogeological conditions before advancement.

VII Polyurethane Grout

A. Introduction

Polyurethane grouting is a grouting technique that involves injection of polyurethane to cutoff water flow through joints or cracks or to fill voids. The grout is injected under low pressure through a predrilled hole. The grout then expands as it comes in contact with water to fill the void. Many polyurethane grout products are available with variations in viscosity, reaction time, reaction with water, expansion characteristic and flexibility of the reacted grout. Polyurethane grouts can be single or multi-component grouts and can react when coming in contact with water or require a reactant. It is important to select the proper grout for the specific application. The technique has been also used to fill voids behind subsurface walls and seal leaking cracks and joints in subsurface structures.Polyurethane may be used to grout the water charged jointed rock masses. The PU grout stabilizes, strengthen and seal the rock mass by diverting the huge seepage water from the tunnel face to farther area. The face condition can also be improved by injecting PU grout.

B. Material Description

In this case study, TamPur 125 is used as polyurethane is employed for grouting. TamPur 125 is based on a polyol component (part A) and a polymeric MDI (part B). When mixed, hydrophobic polyurethane foam formed which is tough, rigid and resistant to a wide range of chemicals. The compound reacts rapidly to "cut off" large water leaks [1]. Polyurethane, polyol and isocyanate reacts forming a high strength adhesive material. The main property of polyurethane is its versatility, it can be found in different formulations having different properties either in liquid or in hardened phase, such as viscosity, thixotropic, foaming reaction (depending on the water being present) and mechanical strength. The properties of polyurethane compound are presented in Table II. The polyurethane chemical grout swells up to 20 times its size when it comes into contact with water and seals the rock mass. The grout has good compressive strength of 80MPa once it hardens, thus providing sufficient strength to loosen material in the joints Table III provides reaction time of polyurethane compounds at different temperatures. The key benefits of polyurethane grout are:

- High foam strength
- Rapid reaction
- Good bond strength
- Medium viscosity
- Solvent free, environmentally safe.

Two-component systems can have high expansive properties with many of them capable of curing to a foam density of 6 lb/cu ft. Unlike the hydrophobic or hydrophilic systems, they do not require water as a catalyst as the reaction is started when Part A comes into contact with Part B in a static mixing tube. They are generally much faster reacting systems and can reach up to 25 times expansion in as little as 7 to 10 seconds. With the high expansion rates and extremely fast reaction times, they can have the potential to move structures and require extreme care when using.

TABLE II. PROPERTIES OF TAMPUR-125 POLYURETHANE COMPOUNDS

Properties	TamPur 125 Part A	TamPur 125 Part B
Colour	Opaque	Brown
Density	1.05	1.23
Mix ratio (A:B by volume)	1:1	1:1
TamPur 125 mixed at a ratio of 1:1		
Colour	Brown	
Density	1.1	
Final cure	1Day	
Viscosity @ 25oC	300-400 cps	
Elongation at break	3-4%	
Expansion	Up to 20 times	
Compressive strength confined	80 MPa	
Compressive strength free foam	2 MPa	
Slant shear bond strength BS6319-4	12.9 MPa	

TABLE III. REACTION TIME OF TAMPUR-125 POLYURETHANE COMPOUND

Reaction time (1:1)	@ 15°C	@ 25°C
Cream time	50 sec	30 sec
Gel time	120 sec	90 sec
Take free time	180 sec	150 sec

A major advantage to sealing active leaking cracks/joints is that material is water activated as opposed to most materials that require the water intrusion to be eliminated before the repairs can be done. Two-component polyurethane product designed for rapid stabilization for soft ground, rapid cavity fillings and strata consolidation together with fire resistant properties. These products are used when enhanced structural integrity of the rock is required, while providing strength and flexibility [1].

- Extreme water ingress
- Large voids
- Dry fissure grouting
- Foundation stabilization



Fig. 7.Polyurethane grout materials

C. GroutingEquipment

Injection of grouting materials into the rock mass was performed by grouting pumps. Piston type pumps with electric or pneumatic drive were used. The grout material was technically designed to transfer the pressure of the grouting material, preventing back flow of the material out from the borehole. The pumps were equipped with a back valve. Along with pumps, grouting packers, grouting anchors or bolts, grouting tubes etc. are also employed [2].

D. Grouting Methodology

The HRT of TapovanVishnugad hydro power project had followed the standard industry practice of filling open joints/cavity and sealing the heavy seepage by pressure grouting using polyurethane chemical compounds.

1) Find out the seepage path and reason of failure: The first step in procedure was to identify the source of possible water carrying joints with the help of geological mapping of the excavation faces. Two sub-vertical shear planes were found to intersect in the crown portion of the failure face, one was the foliation plane (40/N355) and another shear plan (60/N040). Due to the intersection of these weak and water bearing planes in the crown portion, flooding had occured during opening the tunnel face. The water flow carried the infilling materials with water, causing collapse of the opening face. Investigation probe hole of 10.0 m long, 10o inclined upward (10.0 m behind and 1.0 m right side crown of the collapse face) were drilled. Behind the collapse face, some drainage cum probe hole were drilled for the purpose of diverting the water channel and reduction of the water pressure.

2) Selection and drilling of first stage pipe roofing: After identification of the weakness plane, the treatment techniques were planned. It was decided to employ pipe roof to stabilize the tunnel roof ahead of face. Hence, the profile was marked on the face followed by drilling of holes for pipe roofing in the failure zone. The drill holes were 15.0 m long and 119 mm diameter, followed by insertion of steel pipes for pipe roofing. In order to control drill hole deviation, optical target has fixed in the drifter of drilling machine and surveyor continuously measured the orientation of the drilling holes. Total 24 no's of holes drilled, and average

drilling time was 10 min/m. The pipe lengths of 3.0 m were coupled after inserting of previous pipe segments and simultaneously the pipes were pushed during drilling. In order to inject polyurethane grout, these pipes were perforated in different spacing on the basis of the probe hole and previous drilled holes. Geologists continuously observed and recorded the drilling behaviors, penetration rate and seepage behaviour to investigate the exact shear zone location for grouting purpose. Thus, pipe roofing was used to create an umbrella like structure around the roof and above spring level to control displacement of rock masses (Fig. 8).

3) Injection of polyurethane compound: After completion of drill holes and packer fixing, injection of polyurethane compounds was undertaken. To inject these compounds, special grout pump which was mechanically operated. The pumps had two pistons to push the compound separately. The ends of the pistons were connected to the main packer. When mixed, a hydrophobic polyurethane foam is formed within 30 to 60 second, which is tough, rigid and resistant to a wide range of chemicals, this will react rapidly to cut off large water leaks and fill water charged jointed rock masses. Injection was initiated from lowest hole of the left side spring level to crown portion and finally closed in the right side spring level. Initially, few minutes, high injection rate of 20 to 30 lit/min was maintained with low injection pressure (2-5 bar). In the case of water flow in the grout holes, grout pressure was increased more than the water pressure. Injected grouting quantity per hole and the grout hole lengths were noted as in the Table IV.

4). Grouting termination: During drilling of holes, water was diverted to a channel. After reaching of the maximum pressure and minimum grout flow (<1 lit/min), the injection of particular hole was terminated and next grout hole was taken up for injection. In some grout holes the leakage from the jointed rock mass was controlled by increasing volume of polyurethane grout, after few minutes. Injection quantity was found to decrease (<1 lit/min) with time, consequently, injection pressure was found to increase greater than10 bar within 2-5 min. The above observation indicated that grout termination of a particular grout hole had reached.

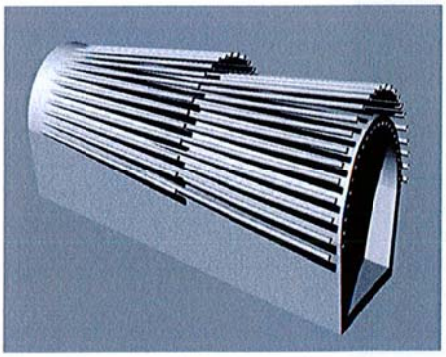


Fig. 8.Polyurethane grouting scheme

4) Second stage pipe roofing: After grouting of first stage, mostly water seepage area was sealed and the seepage was observed to be around 25-30 lit/min in the tunnel.

TABLE IV. GROUT CONSUMPTION AND INJECTION TIME

Grout Hole No.	Part-A (Kg)	Part-B (Kg)	Total Quantity (kg)	Time (min)
1	21	24	45	3.0
2	105	120	225	8.3
4	84	96	180	8.3
5	31.5	36	67.5	2.3
7	31.5	36	67.5	3.0
8	273	312	585	40.0
9	0	0	0	
10	42	48	90	11.0
11	556.5	636	1192.5	60.4
12	115.5	132	247.5	20.0
13	60	62	122	15.0
14	26	26	52	3.0
16	23	22	45	2.5
20	18	19	37	2.5
22	14	15	29	2.0
23	15	15	30	2.0
24	0	0	0	
Total	1416	1599	3015	183.3

Further construction of HRT was commenced but installation of recommended additional support (i.e. steel ribs, rock bolts etc.). The pipe roofing was extended further 15.0 m. Thus, umbrella support was created above the spring level as second stage of pipe roofing further head of face. The drill hole location selected in between the first stage holes and the section has overlapped with 5m. These stages were further extended in weak zones.

Fig. 9 to 14 shown the heavy seepage and rock failure in the tunnel before polyurethane grouting and the process involved during grouting, diverting seepage water by grout holes and the tunnel after completion of polyurethane grouting.

A. Limitations

As with all materials, Polyurethanes also have limitations. Hydrophobic polymers usually have better chemical resistance. To insure proper cross linking during the reaction, water should be tested to ensure a pH level of 10 or less. A pH close to neutral (7) produces the most ideally cured polymers. A pH below 7 slows down the reactivity and too far below 7.0 will inhibit the reaction. Higher pH will increase reactivity up to a pH 8-9, but after that will begin to degrade the quality (the water holding ability) of the cured polymer as the pH increases. As the pH climbs above 7, the same is true for increasing alkalinity up

to the maximum of 14. While a water temperature of 50oF degrees or higher is preferred, the materials have been successfully used with water temperatures near freezing. Below 50°F the material will steadily decrease its cure rate as well as its physical characteristics, and once the water begins to crystallize, the resin cannot absorb it and the reaction will not occur [3].



Fig. 9. Diverted water seepage from the tunnel face by drill holes



Fig. 10. Pipe roofing arrangements for polyurethane grout



Fig. 11. Packer fixing for polyurethane grout



Fig. 12. Polyurethane grouting process



Fig. 13. Tunnel before polyurethane grout



Fig. 14. Tunnel after polyurethane grout

VII. Challanges Encountered During Polyurethane Grout

During the injection of polyurethane grout, lots of challenges were encountered. These challenges are listed as under:

- To divert and channelize heavy seepage from face and working with this situation was a challenging task

- Identification of the water carrying joints and finding exact location of the intersection for grouting
- Drilling of 119mm diameter and 15.0m holes and inserting pipes simultaneously with drilling in a weak zone.
- Small boulders used to cause difficulty in drilling
- To maintain drill hole deviation
- Packing and sealing of leakage points during injection of grout
- Safety of workers to harmful chemicals for avoid any infection
- Maintain maximum injection pressure, grout volume and flow rate
- During injection some packers and pipes move out with pressure due to high water and injection pressure.

VIII. Conclusion

In order to handling heavy seepage in the head race tunnel of the project Tapovan Vishnu gad hydroelectric power project, the crown was treated with polyurethane grout and pipe roofing was employed to stabilize the rock mass above springing level. This task presented numerous challenges. Polyurethane grout is performed in order to seal the leakage and divert the water channels. It also helped in achieving improvement in physical and mechanical properties of the rock and the materials in the cavity. This is a temporary technique for handling the worst situation and installation of permanent rock support were required to complete the stabilsation of the area. The ground water ingress during excavation of the Head Race Tunnel were handled by judicious combination of probing and polyurethane grouting and pipe roofing. The initial seepage water quantity of 1800 – 2000 lit/min was controlled to 25-30 lit/min after polyurethane grout. To improve the performance of grouting, experience and complex knowledge from the various field like geology, hydrogeology and structural geology of the area and working experience in underground construction, chemistry of the grouting materials, equipment (pumps, packers) and grouting techniques (injection pressure, injection volume, injection time etc.) are required.

References

[1] "TAM leak sealing brouser," Global Construction Chemicals .

[2] J. Bodi, Z. Bodi, J. Scucka and P. Martinec,"Polyurethane grouting technologies, polyurethane," Dr. Fathmina Zafar (Ed.), InTech, DOI: 10.5772/35791.

[3] D. Magill, and R. Berry, "Comparision of chemical grout properties," Avanti International.