

บทที่ 2

หัวเจาะอุโมงค์ใต้ดิน

2.1 กล่าวนำ

บทนี้ได้กล่าวถึงหัวเจาะอุโมงค์ใต้ดิน ตั้งแต่ประวัติความเป็นมาและวิวัฒนาการของการก่อสร้างอุโมงค์ใต้ดิน การก่อสร้างอุโมงค์ใต้ดินด้วยหัวเจาะ ชนิดของหัวเจาะและความเหมาะสมต่อการเลือกใช้วิธีการก่อสร้างอุโมงค์ใต้ดินด้วยหัวเจาะ นอกจากนี้ยังได้กล่าวถึงปัจจัยในการควบคุมหัวเจาะเพื่อให้สามารถก่อสร้างอุโมงค์ได้อย่างเหมาะสมและปลอดภัย เนื่องจากปัจจัยแต่ละชนิดส่งผลต่อการเคลื่อนตัวของดินรอบอุโมงค์ในลักษณะที่แตกต่างกันและมีรายละเอียดดังนี้

2.2 วิวัฒนาการของการก่อสร้างอุโมงค์

อุโมงค์ที่มีอยู่ในปัจจุบันนี้มีพัฒนาการจากความสำเร็จในการก่อสร้างอุโมงค์เมื่อหลายพันปีก่อนซึ่งอุโมงค์เหล่านั้นก็ยังคงปรากฏให้เห็นอยู่จนถึงปัจจุบันนี้ โดยมีผู้กล่าวถึงพัฒนาการเริ่มแรกของประวัติศาสตร์การก่อสร้างอุโมงค์ไว้ว่า หลักฐานในงานก่อสร้างอุโมงค์เป็นสิ่งที่สะท้อนให้เห็นถึงพัฒนาการทางวัฒนธรรมของอารยธรรมมนุษย์ โดยเฉพาะอย่างยิ่งการพัฒนาทางด้านเทคนิคและเศรษฐกิจ

ในประเทศออสเตรเลียมีหลักฐานของงานขุด (Excavation work) ของมนุษย์ยุคแรกที่ใช้ถ้ำเป็นที่อยู่อาศัยเมื่อ 40,000 ปี ก่อนคริสต์ศักราช ซึ่งแสดงให้เห็นถึงความพยายามในการที่จะปรับปรุงสภาพแวดล้อมให้สามารถอาศัยอยู่ได้ดีขึ้นและปลอดภัยต่อสิ่งแวดล้อมภายนอก โดยมนุษย์ในยุคอารยธรรมเริ่มแรก (Early civilization) ใช้อุโมงค์เพื่อขุดหาแร่และวัสดุทางธรรมชาติที่จำเป็นต่อการดำเนินชีวิต เช่น หินเหล็กไฟ (Flint) เป็นต้น เหมืองที่ถูกขุดในยุคหินสำหรับหาหินเหล็กไฟที่ Grimes graves ใน East Anglia ประเทศอังกฤษนั้น เป็นหลักฐานที่แสดงให้เห็นถึงพัฒนาการสำคัญของอุโมงค์ใต้ดินในชั้นซอล์ก เหมืองนี้ถูกขุดโดยใช้พลั่วที่ทำมาจากเขากวาง การขุดเจาะนี้คาดว่าเริ่มในปี 15,000 ถึง 10,000 ก่อนคริสต์ศักราช เป็นการขุดเจาะอุโมงค์จากปล่องทางเข้า (Access pit) ที่บางปล่องลึกถึง 10 เมตรเข้าไปในชั้นซอล์ก

พัฒนาการของการขุดเหมืองมีความเกี่ยวพันอย่างใกล้ชิดกับการพัฒนาความชำนาญของมนุษย์ในศิลปะการก่อสร้างอุโมงค์ ประมาณช่วง 4,000 ถึง 3,000 ปีก่อนคริสต์ศักราชเป็นยุคที่มนุษย์ได้ให้ความสนใจกับการขุดเจาะอุโมงค์แบบต่างๆในชั้นหินอ่อน (Soft rock formations) เช่นในยุคสำริด (ราว 3,000 ปีก่อนคริสต์ศักราช) ได้มีการขุดเหมืองทองในอียิปต์ โดยทำการขุดอุโมงค์ทั้งในแนวราบและแนวเอียงเพื่อเข้าไปสู่แหล่งแร่

ในยุคอารยธรรมเริ่มแรกอุโมงค์ถูกนำไปใช้ในวัตถุประสงค์ต่างกัน ตั้งแต่เป็นหลุมฝังศพไปจนกระทั่งถึงการใช้เป็นอุโมงค์ส่งน้ำและเป็นเส้นทางสัญจรสำหรับเข้าออก นอกจากนี้การใช้อุโมงค์สำหรับการทหารก็เป็นส่วนสำคัญในยุคอารยธรรมเริ่มต้นด้วย โดยเฉพาะอย่างยิ่งใช้เป็นทางหลบหนีหรือเป็นเส้นทางเพื่อเข้าโจมตีฐานที่มั่นของศัตรู นอกจากนี้อุโมงค์ยังใช้ในระบบระบายน้ำ (Drainage system) และระบบส่งจ่ายน้ำ (Water supply) ในอดีตมีการผันน้ำผ่านระบบอุโมงค์ใต้ดินเพื่อหลบเลี่ยงจากศัตรู โดยระบบนี้เริ่มตั้งแต่สมัยกรุงเยรูซาเลม เอเธนส์และโรม ซึ่งเป็นระบบลำเลียงระบบแรก (The first conveyance function) จากจุดเริ่มต้นของการสร้างทางลับใต้ดินก็ได้กลายเป็นการก่อสร้างทางจราจรใต้ดินขึ้น เพื่อหลีกเลี่ยงสิ่งกีดขวาง เช่น อาคารบ้านเรือน ทางแยกถนน หรือสิ่งก่อสร้างต่างๆที่มีความหนาแน่น และเป็นไปในรูปแบบของการขนส่งสมัยใหม่ (Modern Transportation)

ในปี ค.ศ. 1556 Georg Bauer (หรือ Georg Agricola ในภาษาละติน) ได้เขียนหนังสือชื่อ De Re Metallica ซึ่งถูกใช้เป็นคู่มือมาตรฐานเพียงเล่มเดียวสำหรับการขุดเหมือง สร้างอุโมงค์และการถลุงแร่เป็นระยะเวลาถึง 350 ปี หนังสือเล่มนี้ได้รวบรวมวิธีทางวิทยาศาสตร์และความเข้าใจผิดในยุคนั้นไว้อย่างละเอียด โดยบางส่วนของหนังสือได้เขียนไว้ว่า “หินที่หน้าอุโมงค์ถูกทำให้แตกโดยการเผาด้วยไฟแล้วราดด้วยน้ำผสมน้ำส้มสายชู (Mixtures of Vinegar and Water) จากนั้นจึงใช้ท่อนไม้จัดหินที่แตกออกมา แล้วใช้ตะเฒ่ (Wheelbarrow) หรือรถ 4 ล้อวิ่งบนแผ่นไม้กระดาน ในการขนย้ายไปที่ปล่อง (Shaft) การขนวัสดุขึ้นจากปล่องจะใช้กังหันน้ำดึงตะกร้าหนึ่งขึ้นไป แต่โดยมากแล้วจะใช้กรรมกรแบกตะกร้าใส่หลังไต่บันไดขึ้นไป”

ในยุคคลอง (Canal Era) ได้มีการสร้างอุโมงค์ที่ไม่ได้ใช้สำหรับทำเหมืองแร่ขึ้น อุโมงค์แรกที่สร้างอาจเป็นอุโมงค์ Mallpas (1679-1681) ในฝรั่งเศสซึ่งยาว 515 ฟุต (ประมาณ 160 เมตร) อุโมงค์ Tronquoy บนคลอง St. Quentin ถูกสร้างในปี ค.ศ. 1803 เป็นอุโมงค์แรกที่ค้ำยันด้วยไม้และประกอบส่วนโค้งด้วยหิน (Arched with Stone) ตลอดแนวอุโมงค์ ในประเทศอังกฤษมีอุโมงค์ 45 อุโมงค์บนคลองยุคแรก ระยะทางรวม 40 ไมล์ เช่น อุโมงค์ Harecastle (1766-1777) มีความยาว 1.5 ไมล์ ขนาดหน้าตัด 9 × 12 ตารางฟุต การพัฒนาของทางรถไฟในประเทศอังกฤษทำให้เกิดอุโมงค์ยาวหลายสาย เช่น อุโมงค์ Box Hill บนทางรถไฟ Great Western มีความยาว 2 ไมล์ ทำการขุดเจาะผ่านชั้นดินแข็ง

อุโมงค์สายแรกในอเมริกาเป็นอุโมงค์บนคลอง Schuylkill ที่เมืองออบีร์น รัฐเพนซิลวาเนีย มีความยาว 820 ฟุต ขนาดหน้าตัด 20x18 ตารางฟุต สร้างในปี ค.ศ. 1820 แต่เนื่องจากสภาพดินที่ไม่ดีเพียงพอทำให้อุโมงค์ทั้งสายพังหลังจากสร้างได้ไม่นาน อุโมงค์แห่งที่สองสร้างบนคลอง Union ใกล้เมืองเลบานอน รัฐเพนซิลวาเนีย มีความยาว 4.75 ไมล์

อุโมงค์แห่งแรกที่สร้างในชั้นดินอ่อนของอเมริกาเป็นท่อส่งน้ำประปาของเมืองชิคาโก (1864-1867) มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 5 ฟุต (1.5 เมตร) สร้างด้วยอิฐก่อสองชั้นและมีความยาว 2 ไมล์

(3.2 กิโลเมตร) วางตัวอยู่ใต้ทะเลสาบ ทำการขุดเจาะในชั้นดินเหนียวโดยไม่ใช้การอัดอากาศ การระบายอากาศทำโดยใช้ท่อตีบุขนาด 6 นิ้วระบายอากาศเสียออกสู่พื้นดิน ในปี ค.ศ. 1871 มีการสร้างท่อส่งน้ำที่ Cleveland โดยการทดลองใช้หัวเจาะ (Shield) แต่ก็ล้มเหลวจึงได้เปลี่ยนมาใช้วิธีที่ง่ายกว่า ปี ค.ศ. 1879 ได้มีการสร้างอุโมงค์ Haskins ผ่านชั้นดินตะกอน (Silt) โดยใช้วิธีอัดอากาศ (Compress Air) อุโมงค์นี้สร้างเสร็จในปี ค.ศ. 1905 โดย Mc Adoo หลังจากที่ต้องหยุดสร้างไปช่วงหนึ่งเนื่องจากการขาดเงินทุน ปี ค.ศ. 1888 มีการสร้างอุโมงค์ Samia International ได้แม่น้ำ St. Clair ผ่านชั้นดินเหนียวโดยใช้หัวขุดเจาะ (Shield) มีความยาว 6,000 ฟุต (1,830 เมตร) และมีเส้นผ่านศูนย์กลาง 20 ฟุต (6.1 เมตร)

วิวัฒนาการการก่อสร้างอุโมงค์ทั่วโลกได้ถูกรวบรวมไว้บางส่วนดังแสดงในตารางที่ 2.1 ส่วนในประเทศไทยนั้นได้มีการเจาะอุโมงค์กันมานานตั้งแต่อุโมงค์รถไฟขุนตาลสมัยรัชกาลที่ 6 โดยที่อุโมงค์ส่วนใหญ่เป็นอุโมงค์ส่งน้ำและอุโมงค์ระบายน้ำ รายละเอียดเกี่ยวกับประวัติงานก่อสร้างอุโมงค์ในกรุงเทพฯแสดงในตารางที่ 2.2

2.3 ประวัติการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะ

เริ่มจากในอดีตมนุษย์ได้ทำการขุดเจาะอุโมงค์มาตั้งแต่ยุคโบราณ โดยมีหลักฐานบันทึกอย่างชัดเจนตั้งแต่ในสมัยกรีกและโรมันเมื่อ 2-3 พันปีก่อน โดยได้ขุดเจาะอุโมงค์ผ่านชั้นหินเพื่อการส่งน้ำ (Aqua duct) มีระยะทางยาวเป็นกิโลเมตร ใช้แรงงานคนเป็นหลักซึ่งใช้เป็นจำนวนมหาศาลและระยะเวลาก่อสร้างนานนับสิบปี ต่อมามนุษย์ได้เริ่มมีความสามารถในการขุดเจาะอุโมงค์ผ่านชั้นดินและหินที่มีความแข็งแรงน้อยลง ซึ่งมีความยากและอันตรายมากขึ้นขณะทำการก่อสร้าง ทั้งจากการพังทลายของดินและการทะลักของน้ำเข้าสู่อุโมงค์ ดังนั้นเพื่อหาทางป้องกันอันตรายจากการก่อสร้างอุโมงค์ จึงได้มีการคิดค้นหัวขุดเจาะอุโมงค์ขึ้นเป็นครั้งแรกในประเทศอังกฤษในปี ค.ศ. 1818 (พ.ศ. 2361) โดย มาร์ค อิสซัมบาร์ด บรูเนล (Marc Isambard Brunel) หัวเจาะประกอบไปด้วยเซลล์ต่างๆและในแต่ละเซลล์สามารถให้คนงานเข้าไปได้อย่างอิสระและปลอดภัย หัวเจาะชนิดแรกเรียกว่า Screw Shield ซึ่งผนังของหัวเจาะสามารถดันไปด้านหน้าได้คล้ายกับขาถีบไฮดรอลิกดังแสดงในรูปที่ 2.1 หัวเจาะนี้ถือได้ว่าเป็นต้นแบบของหัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุล หัวเจาะแบบที่สองของบรูเนลคือหัวเจาะแบบแบ่งส่วน (compartment) โดยเมื่อหัวเจาะถีบตัวออกไปด้วยขาถีบไฮดรอลิก คนงานก็สามารถเข้าไปขนย้ายดินในช่องเล็กๆแต่ละช่องออกมาได้ โดยแต่ละช่อง (cell) มีการถีบตัวไปข้างหน้าเป็นอิสระแยกจากช่องอื่นๆ ดังแสดงในรูปที่ 2.2 หลังการขุดเจาะเสร็จในแต่ละรอบ ขาถีบจะถีบผนังอุโมงค์ที่ประกอบใหม่และดันตัวไปข้างหน้าพร้อมกับอุปกรณ์ต่างๆที่ใช้ในการขุดเจาะ (Suwansawat, 2002)

ตารางที่ 2.1 ประวัติของการเจาะอุโมงค์ในอดีตที่ผ่านมา (Tunnel Engineering Handbook, 1996)

ระยะเวลา	การพัฒนาอุโมงค์	ความยาวของอุโมงค์	ขนาดของอุโมงค์
BC (ก่อนคริสตกาล)			
40000	การทำเหมืองแร่เฮมาไทต์ในสมัยดึกดำบรรพ์เพื่อใช้เป็นเครื่องประดับที่เมือง BOMVU RIDGE ประเทศ สวิตเซอร์แลนด์	หลายขนาด	ไม่ระบุ
15000-10000	การพัฒนาการทำเหมืองแร่ได้ดินที่ Grimes Graves, East Anglina เป็นแร่	มากกว่า 10 เมตร	ไม่ระบุ
3000-1000	Flint อุโมงค์หินที่เกี่ยวข้องกับการทำเหมืองแร่, หินและ วัตถุที่ประเทศอียิปต์ อุโมงค์ขนาดใหญ่เกี่ยวกับการทำเหมือง แร่โลหะต่างๆ ที่ประเทศกรีก	หลายขนาด	ไม่ระบุ
2500-20 th C	การทำเหมืองแร่เกลือ ที่ Hallstatt Salzkammergut ประเทศ ออสเตรีย	ไม่ระบุ	ไม่ระบุ
2000-20 th C	เป็นยุคของการทำเหมืองแร่เหล็กที่ Mt.Laurion, Attic Peninsula, ประเทศกรีก	หลายขนาด	ไม่ระบุ
2000	อุโมงค์ลอดแม่น้ำยูเคติสและอุโมงค์ลอดแม่น้ำบาบิโลน	1 กิโลเมตร	3.6 x 4.5 เมตร
700	อุโมงค์ Shiloh	540 เมตร	ไม่ระบุ
700	อุโมงค์ส่งน้ำในเยรูซาเลม	200 เมตร	7 x 7 เมตร
600	อุโมงค์ส่งน้ำที่เกาะ Samos ประเทศกรีก	1.5 กิโลเมตร	1.8 x 1.8 เมตร
500BC-500AD	การทำเหมืองแร่ของโรมัน, อุโมงค์และเครื่องจักรช่วย ปรับปรุงให้ระบายน้ำได้ดินได้ดี	หลายขนาด	ไม่ระบุ
AD (คริสตกาล)			
50	อุโมงค์ถนนลอด Posilopo ที่กรุงโรม	900 เมตร	กว้าง 7.5 เมตร
300-400	อุโมงค์เครือข่ายของที่ฝังศพที่ Catacombs	หลายขนาด	

ตารางที่ 2.1 (ต่อ)

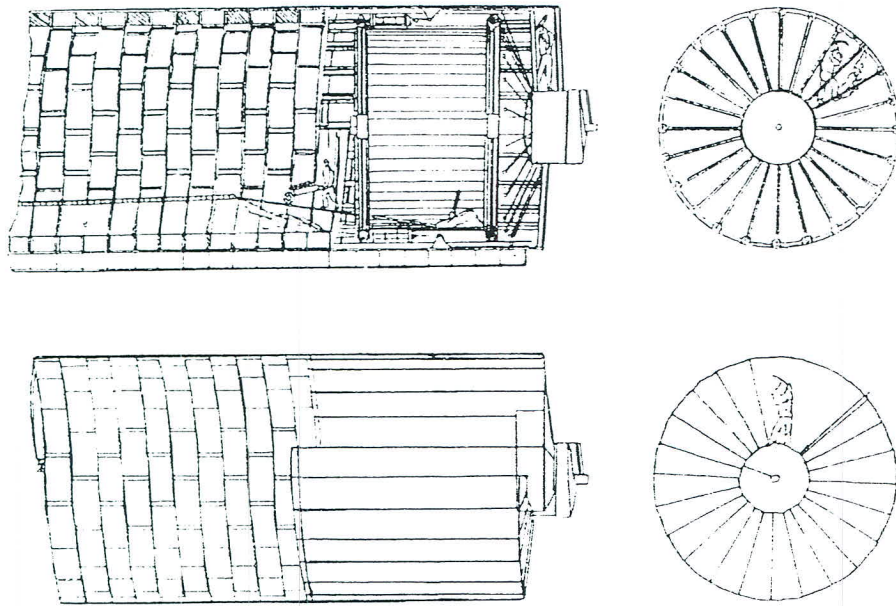
ระยะเวลา	การพัฒนาอุโมงค์	ความยาวของอุโมงค์	ขนาดของอุโมงค์
500-1500	อุโมงค์เพื่อการทหาร กิจกรรมการทำเหมืองแร่และโครงสร้างของอุโมงค์ถนนลอด	หลายขนาด	
700-2000	เหมืองแร่โลหะใต้ดินขนาดใหญ่ในยุโรป	5.6 กิโลเมตร	
1400	อุโมงค์เหมืองแร่ที่ Biberประเทศฮังการี	ไม่ระบุ	
1500-1800	การเพิ่มของการใช้อุโมงค์เดินเรือ	ไม่ระบุ	
1627	การขุดเจาะอุโมงค์เหมืองแร่โดยใช้ดินปืนที่ Selmechbanya ประเทศฮังการี	หลายขนาด	
1627	อุโมงค์เดินเรือโดยใช้การระเบิดหินด้วยดินปืนที่ Languedoc ประเทศฝรั่งเศส	หลายขนาด	
1862	อุโมงค์รถไฟแห่งแรก(ใช้ม้า) ที่ Roanne-Andressieux	ไม่ระบุ	
1826-1829	อุโมงค์รถไฟขับเคลื่อนด้วยไอน้ำสาย Liverpool-Manchester ประเทศอังกฤษ	หลายขนาด	
1842	อุโมงค์ลอดแม่น้ำเทมส์เป็นอุโมงค์ลอดใต้น้ำแห่งแรกที่ไม่มีการสร้างทางเบี่ยงของแม่น้ำ	150 เมตร	6.7 x 11.3 เมตร
1857-1871	อุโมงค์รถไฟเชื่อมฝรั่งเศสถึงอิตาลี มีการใช้เครื่องเจาะระบบไฮดรอลิกเจาะหินเป็นครั้งแรก	12.7 กิโลเมตร	8 x 7.5 เมตร
1864	Nobel ได้ประดิษฐ์ระเบิดไดนาไมต์และใช้ในอุโมงค์ที่ Mont Cenis	ไม่ระบุ	
1872-1881	อุโมงค์ St.Gotthard	15 กิโลเมตร	8 x 7.4 เมตร
1895-1921	อุโมงค์ Simplon	19.7 กิโลเมตร	5 x 5.4 เมตร
1906-1912	อุโมงค์ Loetschberg การทำอุโมงค์รถไฟตัดภูเขาประสบปัญหาการไหลของน้ำอย่างแรง	16 กิโลเมตร	8 x 6.1 เมตร
1918-1934	อุโมงค์ Tanna ที่ญี่ปุ่นมีปัญหาใหญ่ของทรุดของเพดานอุโมงค์สูงถึง 60 เมตรและการทะลักไหลของน้ำเข้าอุโมงค์ มีความดันน้ำถึง 200 เมตร และอุณหภูมิของน้ำสูงกว่า 30 องศา ใช้คอนกรีตหนาถึง 2 เมตร เป็นผนังอุโมงค์	7.8 กิโลเมตร	8.4 x 5.8 เมตร
1920-1931	อุโมงค์ Great Apennine	18.5 กิโลเมตร	9.4 x 8.3 เมตร

ตารางที่ 2.1 (ต่อ)

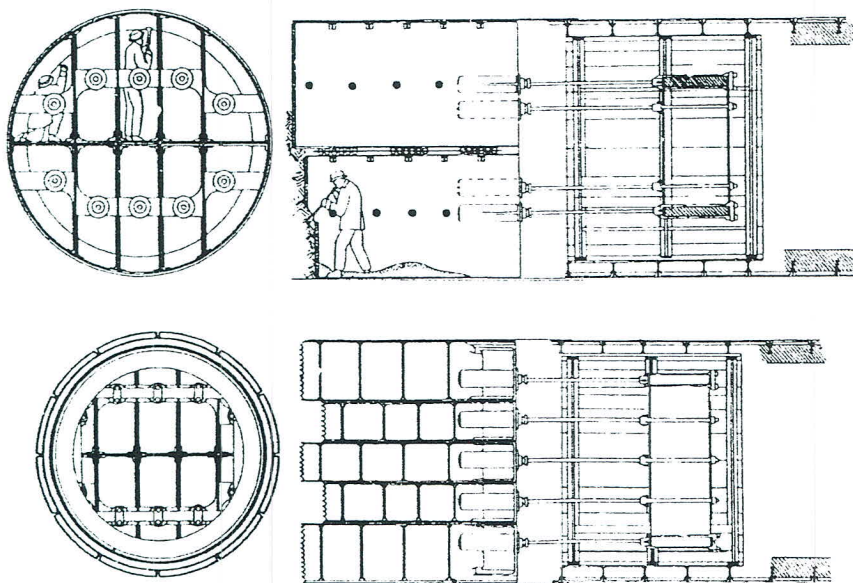
ระยะเวลา	การพัฒนาอุโมงค์	ความยาว ของอุโมงค์	ขนาดของอุโมงค์
1924-1927	อุโมงค์ New Cascade สหรัฐอเมริกา อัตราการเจาะอุโมงค์ 4.3 กิโลเมตร/ปี	12.4 กิโลเมตร	4.9 x 7.3 เมตร
1925-1934	อุโมงค์ Mersey Liverpool เป็นอุโมงค์ถนนลอดใต้ น้ำ 4 ช่องทางจราจร ความลึกเฉลี่ยจากท้องแม่น้ำถึงหลังคาอุโมงค์ 10 เมตร ในช่วงความลึก 10 เมตร เป็นชั้นหิน 6 เมตร	3.4 กิโลเมตร	14 เมตร (เส้นผ่าศูนย์กลาง)
1959-1965	อุโมงค์ Mont Blanc เป็นอุโมงค์ทางหลวงที่ยาวที่สุด	12.7 กิโลเมตร	9 x 12.5 เมตร 9 x 9.7 เมตร
1964-1988	อุโมงค์ Seikan ที่ญี่ปุ่นก่อสร้างอุโมงค์โดยใช้การเจาะด้วย วัตถุระเบิด มีการทะลักไหลของน้ำเข้าอุโมงค์ 11 ลิตร/นาที่	53.8 กิโลเมตร (23.3 กิโลเมตรได้ น้ำ)	5 x 4.2 เมตร
1968-1974	อุโมงค์ Orange Fish ที่แอฟริกาใต้ มีปัญหาน้ำท่วมและเกิด ติดไฟของแก๊สมีเทนในอุโมงค์	82.5 กิโลเมตร	5.4 เมตร (เส้นผ่าศูนย์กลาง)
1986-1992	อุโมงค์รถไฟเชื่อมฝรั่งเศสถึงอังกฤษมีการขุดเจาะอุโมงค์โดย ใช้หัวเจาะ	50.5 กิโลเมตร	7.6 เมตร (เส้นผ่าศูนย์กลาง)

ตารางที่ 2.2 รายละเอียดเกี่ยวกับประวัติงานก่อสร้างอุโมงค์ในกรุงเทพฯ

ปี ค.ศ.	โครงการ	ลักษณะดิน	วิธีการก่อสร้าง
1970-1974	อุโมงค์ระบายน้ำพระรามเก้า Ø 3.3 ม. ยาว 1.8 กม.	ก่อสร้างในชั้นดินเหนียวอ่อน ลึก 5 – 8 ม. จากผิวดิน	หัวเจาะแบบ Blind
1975-1979	อุโมงค์ส่งน้ำ บางเขน – หัว ลำโพง – ท่าพระ Ø 2.0 – 3.4 ม. ยาว 24.5 กม.	ก่อสร้างในชั้นดินเหนียวแข็ง ลึก 17 – 20 ม. จากผิวดิน โดย มีบางช่วงที่อยู่ในชั้นทราย และลอดใต้แม่น้ำเจ้าพระยา	- หัวเจาะแบบเครื่องยนต์และ กึ่งเครื่องยนต์ พร้อมระบบการ อัดอากาศ - หัวเจาะแบบแรงดันน้ำโคลน ในช่วงที่จุดเจาะผ่านชั้นทราย และลอดใต้แม่น้ำ
1981-1983	อุโมงค์ส่งน้ำ ประดิพัทธ์ – ลุมพินี Ø 2.0 – 2.5 ม. ยาว 7.1 กม.	ก่อสร้างในชั้นดินเหนียวแข็ง ลึก 17 – 20 ม. จากผิวดิน	หัวเจาะแบบกึ่งเครื่องยนต์ พร้อมระบบการอัดอากาศ
1990-1991	อุโมงค์ส่งน้ำ สุทธิสาร – รัชดา Ø 2.0 ม. ยาว 2.2 กม.	ก่อสร้างในชั้นดินเหนียวแข็ง ลึก 18 ม. จากผิวดิน	หัวเจาะแบบกึ่งเครื่องยนต์
1994-1997	อุโมงค์ระบายน้ำ ดินแดง – มักกะสัน Ø 2.5 และ 3.2 ม. ยาว 10 กิโลเมตร	ก่อสร้างในชั้นดินเหนียวอ่อน และดินเหนียวแข็งลึก 10 - 18 ม. จากผิวดิน	หัวเจาะแบบปรับแรงดันดิน สมดุล
1995-1997	อุโมงค์ส่งน้ำ ศรีนครินทร์ – ร่มเกล้า Ø 2.0 ม. ยาว 10.5 กม.	ก่อสร้างในชั้นดินเหนียวแข็ง ลึก 16 - 18 ม. จากผิวดิน	หัวเจาะแบบปรับแรงดันดิน สมดุล
1999-2000	อุโมงค์ระบายน้ำ คลองเปรม ประชากร Ø 3.4 ม. ยาว 1.8 กม.	ก่อสร้างในชั้นดินเหนียวแข็ง	หัวเจาะแบบปรับแรงดันดิน สมดุล
1999-2000	อุโมงค์ระบายน้ำราษฎร์บูรณะ Ø 2.3 ม. ยาว 1 กม.	ก่อสร้างในชั้นดินเหนียวแข็ง	หัวเจาะแบบปรับแรงดันดิน สมดุลร่วมกับวิธีการดันท่อ
1998-2001	อุโมงค์รถไฟใต้ดินสายสี น้ำเงิน หัวลำโพง – บางซื่อ Ø 5.7 ม. อุโมงค์คู่ ยาว 18 กม.	ก่อสร้างในชั้นดินเหนียวอ่อน ดินเหนียวแข็งและชั้นทรายลึก 12 - 25 ม. จากผิวดิน	หัวเจาะแบบปรับแรงดันดิน สมดุล 8 หัวเจาะ
2003-2007	อุโมงค์ระบายน้ำแสนแสบ- ลาดพร้าว Ø 5 ม. ยาว 5.3 กม.	ก่อสร้างในชั้นทรายลึก 27 ม. จากผิวดิน	หัวเจาะแบบปรับแรงดันดิน สมดุล
2004-2006	อุโมงค์ส่งน้ำ พระราม 2 – ถนนวงแหวนรอบนอก ตะวันตก Ø 2.66 และ 3.2 ม. ยาว 6 กม.	ก่อสร้างในชั้นดินเหนียวอ่อน และดินเหนียวแข็งลึก 21 ม. จากผิวดิน	หัวเจาะแบบปรับแรงดันดิน สมดุล
2008-2009	อุโมงค์ส่งน้ำ ในถนนวงแหวน รอบนอกฝั่งตะวันออก จาก แยกถนนหมายเลข 351 ถึง แยกทับช้าง Ø 3.57 ม. ยาว 9.6 กม.	ก่อสร้างในชั้นดินเหนียวแข็ง และชั้นทรายลึก 18 ม. จากผิว ดิน	หัวเจาะแบบปรับแรงดันดิน สมดุล



รูปที่ 2.1 หัวเจาะ Screw Shield ของ มาร์ค บรูเนล (1818) (Mechanised Shield Tunneling, 1996)



รูปที่ 2.2 หัวเจาะ Compartment Shield ของ มาร์ค บรูเนล (1818) (Mechanised Shield Tunneling, 1996)

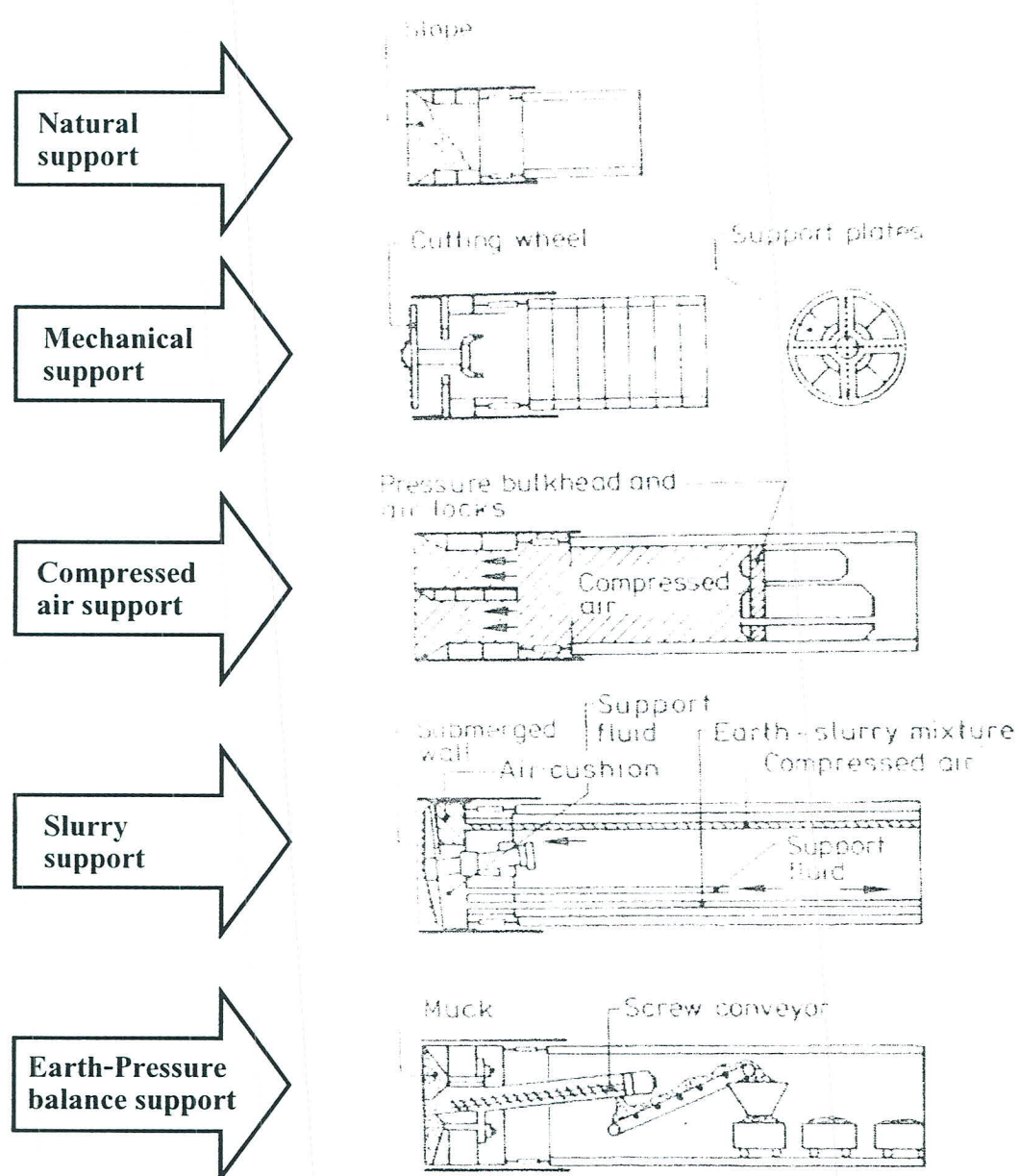
2.4 ชนิดของหัวเจาะ

ในการก่อสร้างอุโมงค์ให้เกิดความปลอดภัยและประหยัด การเลือกชนิดของหัวเจาะอุโมงค์ให้เหมาะสมมีความสำคัญในการก่อสร้าง นอกเหนือจากสภาพของชั้นดิน สภาพของพื้นผิว ขนาดและความยาวในงานก่อสร้าง การวางแผนเส้นทางของอุโมงค์ใต้ดินและระยะเวลาการก่อสร้าง

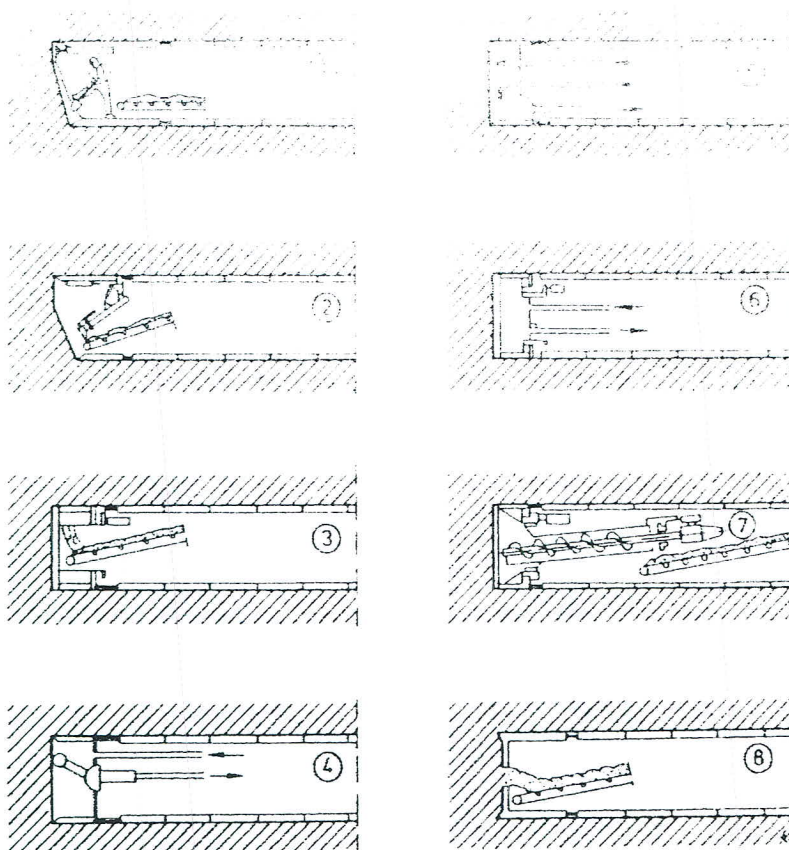
หัวเจาะอุโมงค์ (Shield Machines, SM) มีทั้งค้ำยันด้านหน้าแบบปิดและค้ำยันด้านหน้าแบบเปิด หัวขุดเจาะอุโมงค์ค้ำยันด้านหน้าแบบปิด (Close-Face Type Shield Machines) มักใช้ในการขุดเจาะในสภาพดินที่มีความมั่นคงน้อยหรือเกิดการเคลื่อนตัวได้ง่าย อันได้แก่หัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุล (Earth Pressure Balance Shield, EPBS) และหัวเจาะแบบแรงดันน้ำโคลน(Slurry Shield) หัวขุดเจาะอุโมงค์ค้ำยันด้านหน้าแบบเปิด (Open-Face Type Shield Machines) โดยทั่วไปมักใช้ในการขุดเจาะในสภาพดินที่ค่อนข้างมีความมั่นคง ซึ่งมีประเภทเปิดอย่างเต็มที่ (Fully Open) และเปิดเพียงบางส่วน (Partially Open) ประเภทค้ำยันด้านหน้าแบบเปิดอย่างเต็มที่ (Fully Open) แบ่งย่อยออกได้เป็นการขุดด้วยมือ (Hand Mine) ประเภทกึ่งเครื่องยนต์ (Semi Mechanical) และประเภทเครื่องยนต์ (Mechanical) ประเภทค้ำยันด้านหน้าแบบเปิดบางส่วนจะรวมถึงหัวขุดเจาะอุโมงค์แบบ Blind Shield การแบ่งประเภทของหัวขุดเจาะตามลักษณะการค้ำยันด้านหน้าแสดงดังตารางที่ 2.3 และรูปที่ 2.3 ส่วนลักษณะการขุดและขนถ่ายดินแสดงดังรูปที่ 2.4 และในตารางที่ 2.4 ได้แสดงลักษณะของชั้นดินที่เหมาะสมต่อการใช้หัวเจาะอุโมงค์แต่ละชนิด

ตารางที่ 2.3 การแบ่งประเภทของหัวขุดเจาะอุโมงค์ตามลักษณะการค้ำยันด้านหน้า

	ประเภทของค้ำยันด้านหน้า	ประเภทของหัวขุดเจาะ	การรักษาเสถียรภาพที่ด้านหน้าระหว่างขุดเจาะ	วิธีการขุดดิน
หัวเจาะ	Fully Open	Manual	Hood + Earth Retaining Jack	Hand
		Semi-Mechanical	Hood + Earth Retaining Jack	Back Hoe, etc.
		Mechanical	Cutter Disk or Spoke	Revolving Cutter
	Partially Open	Partial Face Extraction	Hood	Excavation shovel, bucket tooth
		Blind	Steel Bulkhead with slit	Extrusion
	Closed	Earth Pressure Balance (EPB)	Dug Soil + Cutter Disk or Spoke + (additive)	Revolving Cutter
		Slurry	Slurry + Cutter Disk or Spoke	Revolving Cutter
		Mixed	Slurry + EPB	Revolving Cutter



รูปที่ 2.3 ลักษณะการค้ำยันด้านหน้าของหัวขุดเจาะประเภทต่างๆ (Mechanised Shield Tunneling, 1996)



- 1) ขุดและขนย้ายด้วยแรงงานคนหรือบรรทุกด้วยกระบะขุดดินหรือสายพานลำเลียง
- 2) ขุดและขนย้ายดินด้านหน้าบางส่วนด้วยเครื่องจักรที่ติดตั้งในหัวเจาะและถ่ายออกด้วยสายพานลำเลียง
- 3) ขุดและขนย้ายดินเต็มด้านหน้าด้วยเครื่องจักรที่ติดตั้งในหัวเจาะและถ่ายออกด้วยสายพานลำเลียง
- 4) ขุดและขนย้ายดินด้านหน้าบางส่วนด้วยเครื่องจักรและใช้สารละลายผสมดินลำเลียงออก (Slurry transport)
- 5) ขุดและขนย้ายดินด้วยระบบไฮดรอลิกและใช้สารผสมดินลำเลียงออก (Hydraulic excavation and Slurry transport)
- 6) ขุดและขนย้ายดินเต็มด้านหน้าด้วยเครื่องจักรและใช้สารละลายผสมดินลำเลียงออก (Slurry transport)
- 7) ขุดและขนย้ายดินเต็มด้านหน้าด้วยเครื่องจักรและลำเลียงออกด้วยสว่านลำเลียงดินและถ่ายออกด้วยสายพานลำเลียง
- 8) ปลอ่ยให้ดินไหลเข้าทางด้านหน้าและขนย้ายออกด้วยสายพานลำเลียง

รูปที่ 2.4 ลักษณะการขนย้ายดินภายในหัวเจาะแบบต่างๆ (Mechanised Shield Tunneling, 1996)

ตารางที่ 2.4 การเลือกประเภทหัวขุดเจาะอุโมงค์ที่เหมาะสม

Shield type Strata			Closed type						Open type						
			Earth pressure balanced type				Slurry type		Manual excavation type		Semi-mechanical type		Mechanical type		
			Earth pressure		Mud pressure										
			Soil type	N-value	Applica- bility	Precautions	Applica- bility	Precautions	Applica- bility	Precautions	Applica- bility	Precautions	Applica- bility	Precautions	Applica- bility
Alluvial clayey soil	Humus	0	-	-	Δ	-	Δ	-	-	-	-	-	-	-	
	Silt and clay	0 - 2	○	-	○	-	○	-	Δ	Ground movement	-	-	-	-	
	Sandy silt and sandy clay	0 - 5	○	-	○	-	○	-	Δ	Ground movement	-	-	-	-	
		5 - 10	○	-	○	-	○	-	Δ	Ground movement	Δ	Ground movement	Δ	Ground movement	
Diluvial clayey soil	Loam and clay	10 - 20	Δ	Plugging due to excavated	○	-	○	-	○	-	○	-	Δ	Plugging due to excavated soil	
	Sandy loam and sandy clay	15 - 25	Δ	Plugging due to excavated soil	○	-	○	-	○	-	○	-	○	-	
		25 or over	Δ	Plugging due to excavated soil	○	-	○	-	Δ	Excavator Loader	○	-	○	-	
Hard pan (Mudstone)		50 or over	Δ	Plugging due to excavated soil	Δ	Bit wear	-	Bit wear	-	-	-	Δ	Groundwater pressure	Δ	Groundwater pressure
Sandy soil	Sand mixed with silty clay	10 - 15	○	-	○	-	○	-	Δ	Groundwater pressure	Δ	Groundwater pressure	Δ	Groundwater pressure	
	Loose sand	10 - 30	Δ	Fine fraction content	○	-	○	-	Δ	Groundwater pressure	-	-	Δ	Groundwater pressure	
	Dense sand	30 or over	Δ	Fine fraction content	○	-	○	-	Δ	Groundwater pressure	Δ	Groundwater pressure	Δ	Groundwater pressure	
Sand, gravel and boulders	Loose sand and gravel	10 - 40	Δ	Fine fraction content	○	-	○	-	Δ	Groundwater pressure	Δ	Groundwater pressure	Δ	Groundwater pressure	
	Cemented sand and gravel	40 or over	Δ	Groundwater pressure	○	-	○	-	Δ	Safe excavation ^{1,4}	Δ	Groundwater pressure	Δ	Wear of bits and face plate ^{1,4}	
	Sand and gravel mixed with cobbles	-	Δ	Screw conveyor specifications ^{1,1}	○	-	Δ	Bit specification ^{1,3}	Δ	Bit specification ^{1,4}	Δ	Groundwater pressure	Δ	Wear of bits and face plate ^{1,4}	
	Boulder and cobbles	-	Δ	Bit specification ^{1,2}	Δ	Bit specification ^{1,2}	Δ	Gravel crushing ^{1,3}	Δ	Bit specification ^{1,4}	Δ	Groundwater pressure ^{1,5}	-	-	

Note: 1) Applicability symbols:

O: Suitable for the soil condition in principle. Δ : Auxiliary measures and/or mechanisms must be studied in advance.

×: Not suitable for the soil conditions in principle.

2) Open shields frequently used with the pneumatic method but the applicability must be checked.

3) Blind shield is not included in the list because this type is seldom used. This type is only applicable to certain alluvial clayey soil and entails ground movement.

4) N-values are shown as a guide of soil quality.

5) Precautions given represent only the most important factors for the Δ marked grounds and type. The asterisks (*) indicate presence of other similarly important precautions.

For example, *1: Wear of bit and face plate, bit specifications, *2: Screw conveyor specifications, *3: Countermeasures against slurry leakage, *4: Groundwater pressure, and *5: Over-excavation

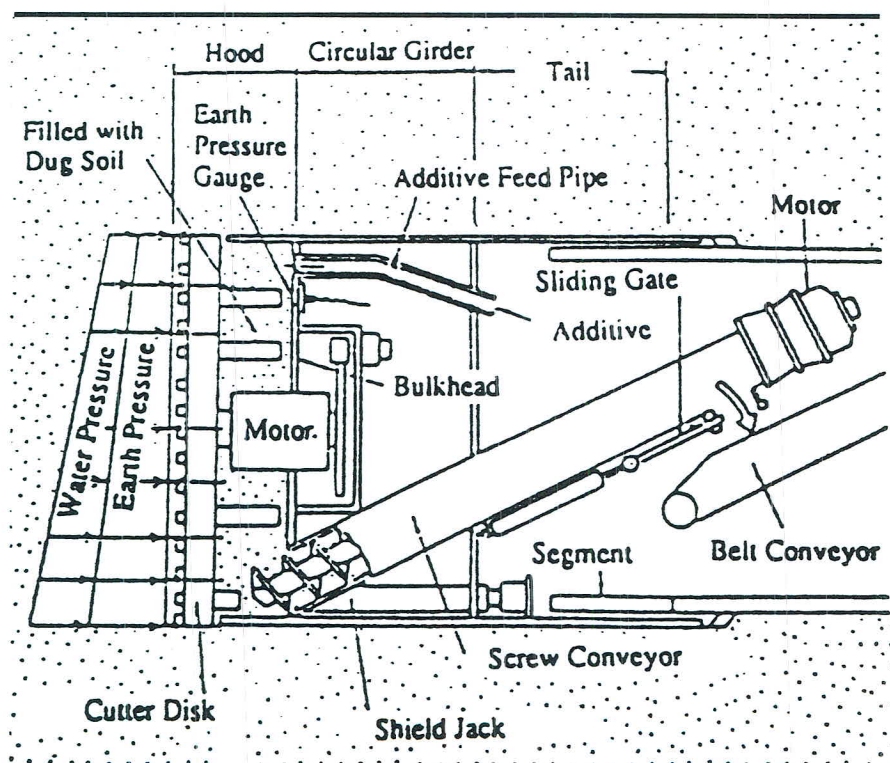
6) Mudstone with low strength is considered.

2.4.1 หัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุล (Earth Pressure Balance Shield, EPBS)

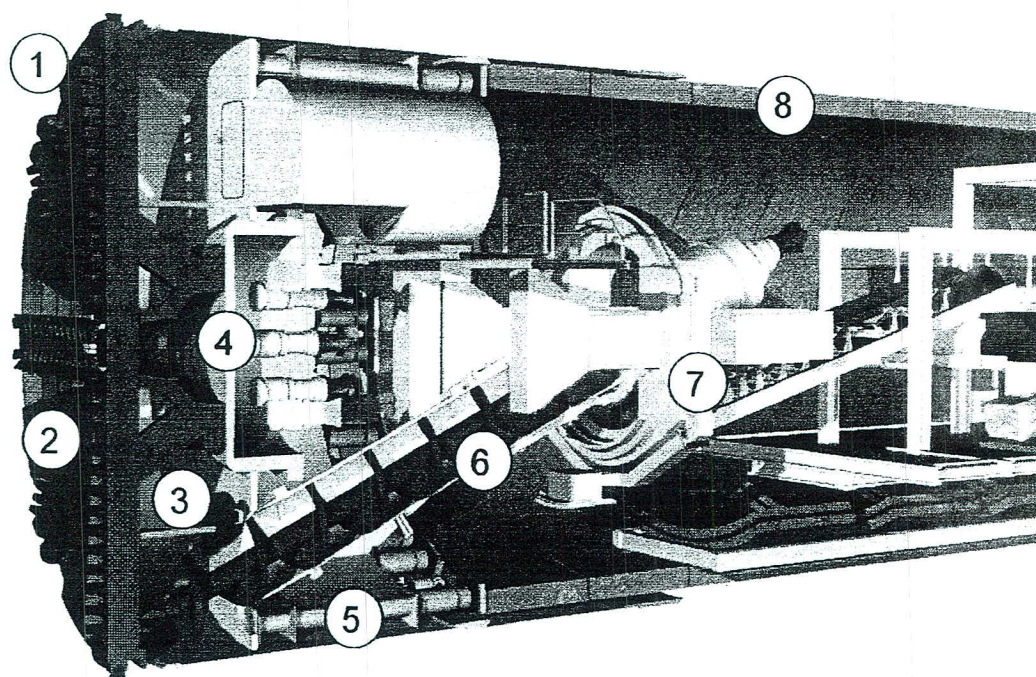
หัวเจาะอุโมงค์แบบปรับแรงดันดินสมดุลจะเปลี่ยนดินที่ขุดให้เข้ากับความดันโคลน และปรับยึดความดันที่ส่วนหน้าของหัวเจาะให้คงที่ หัวเจาะอุโมงค์แบบปรับแรงดันดินสมดุล EPBS ประกอบด้วยกลไกของการขุดเพื่อตัดเฉือนดิน กลไกการผสมดินที่ขุดออกมาให้เข้ากับความดันโคลน กลไกการปล่อยดินเพื่อจะปล่อยดินและกลไกการควบคุมที่จะรักษาการกระจายตัวของแรงดันดิน หัวเจาะอุโมงค์แบบปรับแรงดันดินสมดุลแยกออกเป็นหัวเจาะอุโมงค์แบบปรับแรงดันดิน (Earth Pressure Type Shield Machines) และหัวเจาะอุโมงค์แบบปรับแรงดันโคลน (Mud Pressure Type Shield Machines)

หัวเจาะอุโมงค์แบบแรงดันดิน (Earth Pressure Type Shield Machines) จะตัดเฉือนดินด้วยหัวเครื่องแบบหัวเครื่องตัดแบบหมุนรอบเต็มเนื้อที่ว่างระหว่างส่วนหน้าและส่วนก้นตรงหัวเจาะอุโมงค์ ที่มีดินผสมและให้ความดันแก่ดินด้วยแรงพุ่งของหัวเจาะอุโมงค์ ความดันของดินที่ส่วนหน้าจะมีความสม่ำเสมอแก่ดินเต็มพื้นที่หน้าตัดของหัวเจาะอุโมงค์ หลังจากนั้นดินจะถูกขนย้ายออกโดยวิธีการลำเลียงด้วยสายพานลำเลียง

หัวเจาะอุโมงค์แบบแรงดันโคลน (Mud Pressure Type Shield Machines) จะฉีดสารผสม (Admixture) เพิ่มเข้าไปในดินและผสมกับดินที่ขุดโดยหัวเครื่องตัดแบบหมุนรอบ ความดันของโคลนที่มาจากการหลอมเหลวทำให้เกิดความสม่ำเสมอแก่ส่วนหน้าเป็นวิธีการเดียวกันกับหัวเจาะอุโมงค์แบบแรงดันดิน และดินจะถูกขนย้ายออกมาโดยสายพานลำเลียง ลักษณะของหัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุลแสดงดังรูปที่ 2.5 และ รูปที่ 2.6



รูปที่ 2.5 ลักษณะของหัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุล (Earth Pressure Balance Shield)



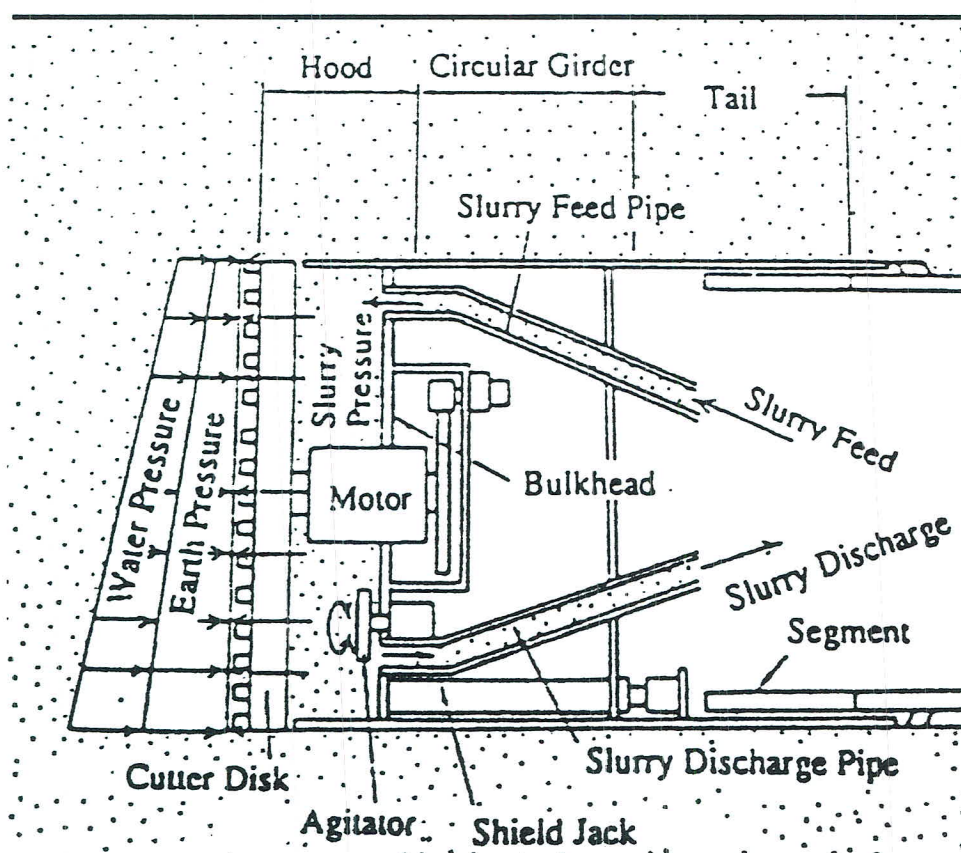
รูปที่ 2.6 หัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุล 1: Face, 2: Cutterhead, 3: Working Chamber, 4: Bulkhead, 5: Thrust cylinder, 6: Screw conveyor, 7: Erector, 8: Segments

2.4.2 หัวเจาะแบบแรงดันน้ำโคลน (Slurry Shield)

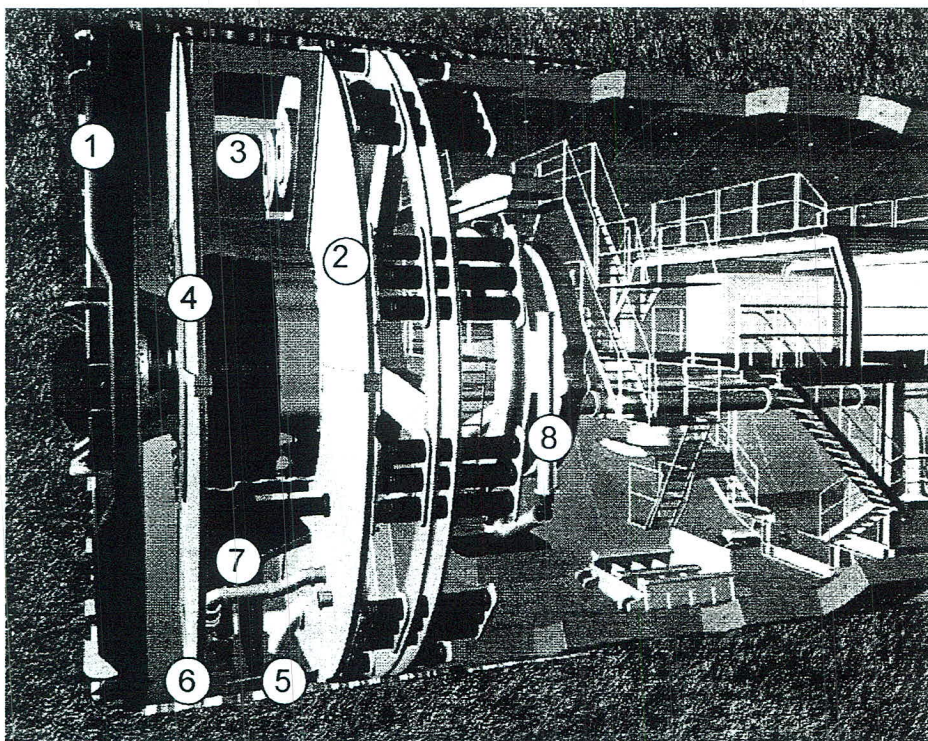
หัวเจาะอุโมงค์แบบแรงดันน้ำโคลน น้ำโคลนปรับสมดุลดินที่ได้จะทำให้มีความดันเพื่อทำให้เกิดเสถียรภาพแก่ส่วนหน้าที่ตัดเฉือนดิน แรงดันน้ำโคลนจะหมุนเวียนและจะนำส่งดินที่ขุดโดยการลำเลียงของเหลวด้วยอุปกรณ์การป้อนหรือการปล่อยสารละลายปรับสมดุลดินให้หมุนเวียนและทำให้เกิดความดันแก่น้ำโคลน ควบคุมด้วยอุปกรณ์ปรับคุณสมบัติของสารละลายให้อยู่ในระดับที่ได้ระบุไว้ ลักษณะของหัวเจาะแบบแรงดันน้ำโคลนแสดงดังรูปที่ 2.7 และรูปที่ 2.8

2.4.3 หัวเจาะแบบขุดและควบคุมด้วยมือ (Manual Excavation Type Shield Machines)

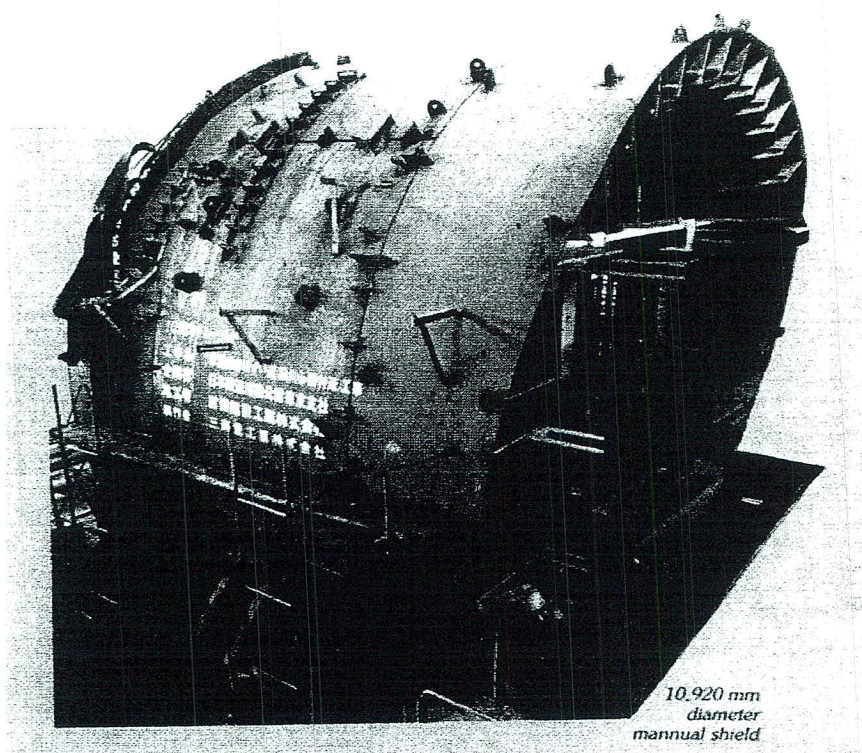
หัวเจาะอุโมงค์แบบขุดและควบคุมด้วยมือ แสดงดังรูปที่ 2.9 และรูปที่ 2.10 แสดงกลไกการทำงานภายในหัวเจาะที่ใช้ขุดตัดดินด้วยเครื่องสำหรับแฉะหรือตัด อุปกรณ์ที่ใช้ในงานขุดเหมือนอุปกรณ์สำหรับทุบหรือกระแทกให้แตก ฯลฯ ดินที่ขุดออกมาจะถูกย้ายโดยสายพานลำเลียง รถเข็น และอื่นๆ หัวเจาะอุโมงค์แบบขุดด้วยมือ โดยปกติจะจัดให้มีกลไกการทำให้มีเสถียรภาพของส่วนหน้า เช่น ฝาครอบ แม่แรงที่ใช้สำหรับทำให้หินหรือดินแข็งแตกซึ่งขึ้นอยู่กับสภาพของดิน



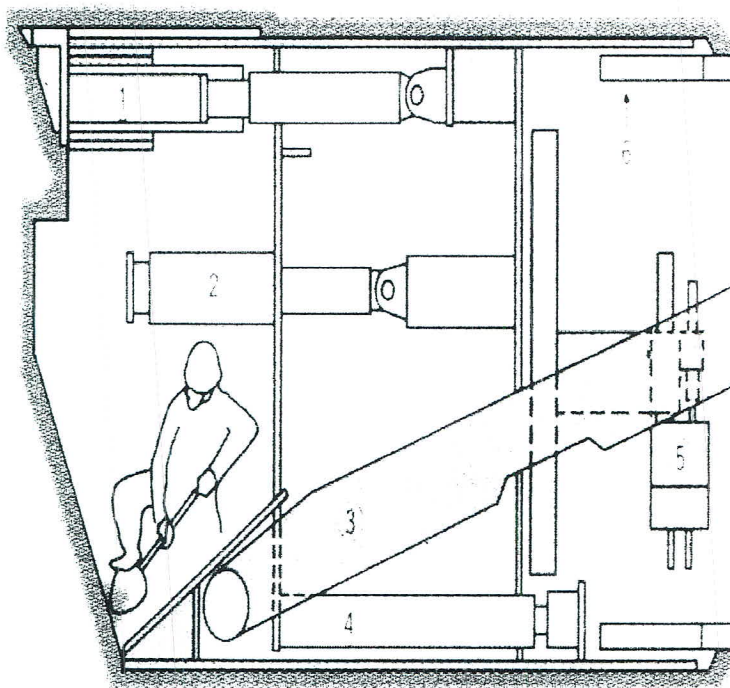
รูปที่ 2.7 ลักษณะของหัวเจาะแบบแรงดันน้ำโคลน (Slurry Shield)



รูปที่ 2.8 หัวเจาะแบบแรงดันน้ำโคลน 1: Cutterhead, 2: Bulkhead, 3: Air-cushion, 4: Submerged wall, 5: Slurry line, 6: Stone crusher, 7: Feeding Line, 8: Erector (Rehm, Herrenknecht, 2006)



รูปที่ 2.9 ลักษณะของหัวเจาะแบบขุดและควบคุมด้วยมือ (Manual shield)



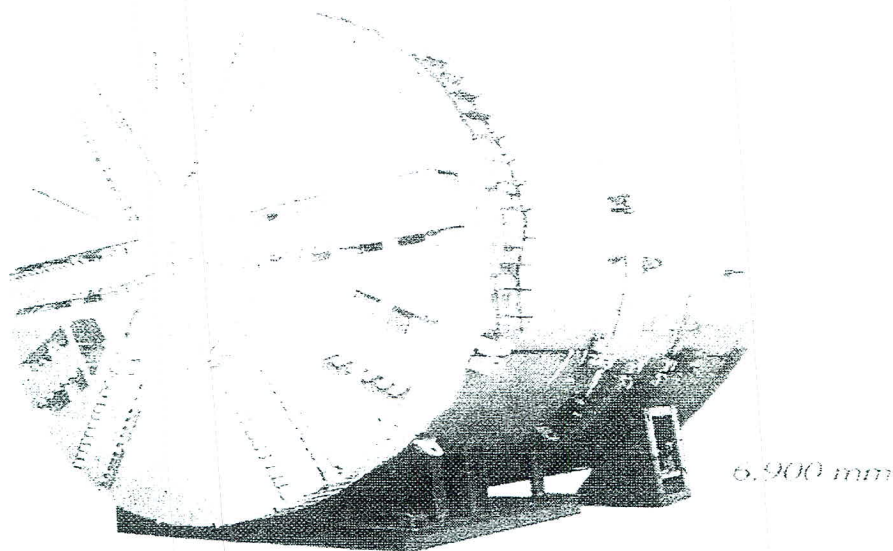
รูปที่ 2.10 กลไกการทำงานภายในหัวเจาะแบบขุดและควบคุมด้วยมือ (Manual shield)

2.4.4 หัวเจาะแบบกึ่งเครื่องยนต์ (Semi Mechanical Type Shield Machines)

หัวขุดเจาะอุโมงค์แบบกึ่งเครื่องยนต์มีพื้นฐานมาจากหัวขุดเจาะอุโมงค์แบบขุดด้วยมือ ซึ่งจะตัดดินด้วยอุปกรณ์การขุดและขนถ่ายดินพร้อมกัน ส่วนหน้าของเครื่องใช้ระหว่างการขุดจะเปิดกว้างมากและยากที่จะปกป้องส่วนหน้าที่ตัดเนื้อในระหว่างขุดเจาะ หัวเจาะแบบกึ่งเครื่องยนต์จะต้องระวังความปลอดภัยของคนงานและการทำงาน ระบบพลังงานที่ใช้อย่างกว้างขวางก็คือไฮดรอลิกและไฟฟ้าเนื่องจากเป็นพลังงานที่ปลอดภัยสำหรับการทำงานอุโมงค์ และระดับความดังของเสียงจากแหล่งพลังงานก็ต้องต่ำสุดเท่าที่เป็นไปได้

2.4.5 หัวเจาะแบบเครื่องยนต์ (Mechanical Type Shield Machines)

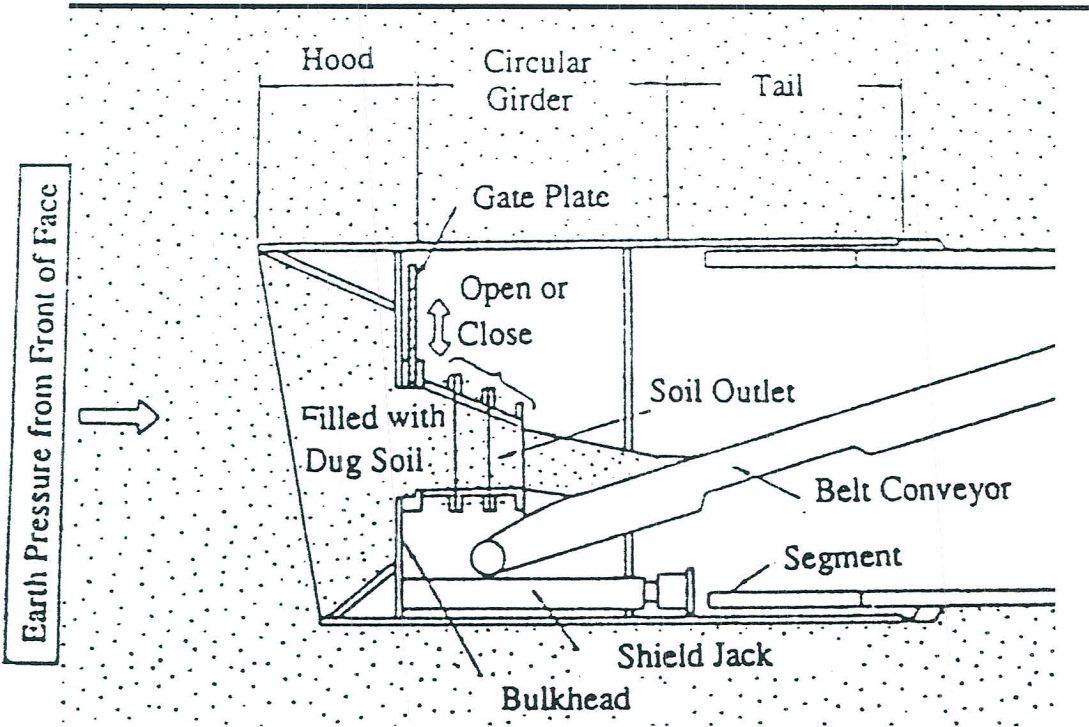
หัวขุดเจาะอุโมงค์แบบเครื่องยนต์แสดงดังรูปที่ 2.11 มีลักษณะเฉพาะคือมีหัวตัดดินอยู่ที่ส่วนหน้าของหัวเจาะที่จะตัดดินอย่างอัตโนมัติโดยต่อเนื่องและจะมีการป้องกันส่วนหัวตัดดินด้วยองค์ประกอบหลักของหัวเจาะแบบเครื่องยนต์จะมี หน่วยการขุด หน่วยบรรทุกดิน และอุปกรณ์ลำเลียงดิน ดินจะถูกลำเลียงสู่สายพานด้วยถังตก โดยปกติถังตกจะติดอยู่กับหัวตัดดิน (Cutter head) ด้านหน้า



รูปที่ 2.11 หัวเจาะแบบเครื่องยนต์ (Mechanical Type Shield Machines)

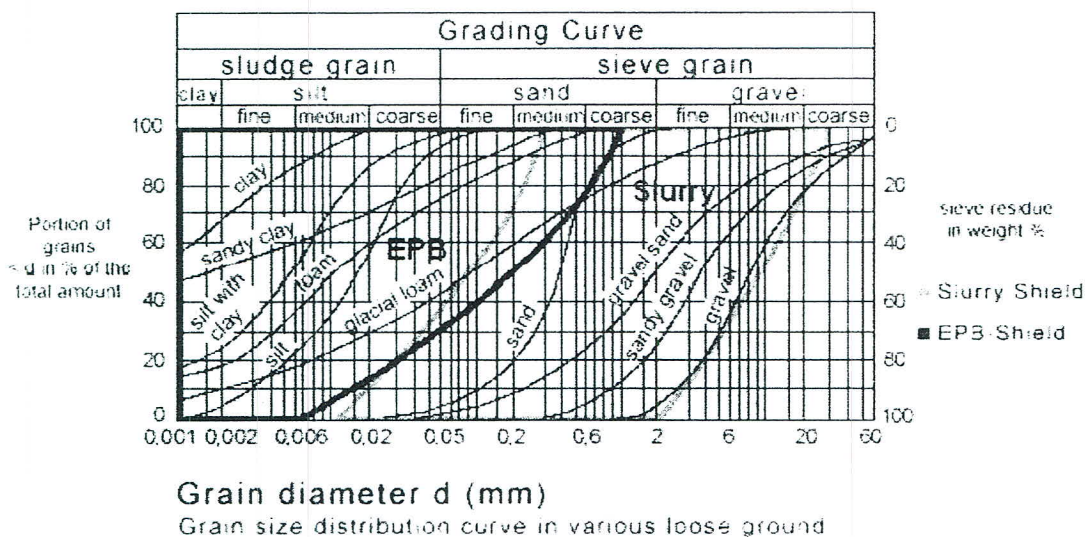
2.4.6 หัวเจาะแบบ Blind (Blind Type Shield Machines)

หัวขุดเจาะอุโมงค์แบบ Blind แสดงดังรูปที่ 2.12 จะคลุมปิดส่วนหน้าของเครื่องตัดยกเว้นทางออกของดินที่สามารถปรับขนาดได้ ส่วนหน้าของหัวเจาะจะถูกดันเข้าไปยังชั้นดินเพื่อทำให้ชั้นดินหลวม อ่อนตัวและเคลื่อนย้ายไปยังจุดปล่อยดิน เติดยภาพที่ด้านหน้าหัวเจาะขึ้นอยู่กับแรงต้านทานในการปล่อยดินที่เป็นของเหลวให้อยู่ในปริมาณที่เหมาะสม



รูปที่ 2.12 ลักษณะของหัวเจาะแบบ Blind (Blind Shield)

นอกจากนี้ยังสามารถเลือกหัวเจาะที่เหมาะสม จากกราฟการกระจายตัวของเม็ดดินได้โดย รูปที่ 2.13 แสดงความสัมพันธ์ที่เหมาะสมในการเลือกใช้หัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุล (EPB Shield) และหัวเจาะแบบแรงดันน้ำโคลน (Slurry Shield)



รูปที่ 2.13 แผนภูมิการกระจายตัวของเม็ดดินสัมพันธ์กับการเลือกใช้หัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุลและหัวเจาะแบบแรงดันน้ำโคลน

2.5 ประเภทของดินในงานก่อสร้างอุโมงค์ในชั้นดินอ่อน

ในงานก่อสร้างอุโมงค์ในชั้นดินอ่อนสามารถแบ่งชั้นดินออกได้ตามพฤติกรรมของดินหน้าอุโมงค์ตามลักษณะการเคลื่อนตัวของดินโดยมีลักษณะดังต่อไปนี้ (Terzaghi, 1950)

- 1) ดินที่มีความมั่นคง (Firm Ground) ในดินประเภทนี้เราสามารถก่อสร้างอุโมงค์โดยปราศจากการพังทลายของดินชนิดต่างๆที่สามารถเห็นได้เด่นชัด
- 2) ดินที่คลายตัว (Raveling Ground) ดินลักษณะนี้จะหลุดร่วงเป็นชิ้นๆจากเพดานอุโมงค์ที่บางจุดเมื่อดินมีการเคลื่อนตัว
- 3) ดินที่ทลายลงมาได้ (Running Ground) ดินลักษณะนี้เมื่อนำค้ำยันดินออกไปแล้วจะไม่สามารถคงสภาพตัวเองได้ เนื่องจากความชันของดินมีค่ามากเกินไปจนแรงเสียดทานภายในของดินซึ่งมีค่าประมาณ 30-35 องศา ทำให้ดินทลายลงมาและพฤติกรรมนี้จะหยุดได้ก็ต่อเมื่อดินทลายลงมามีความชันเท่ากับหรือน้อยกว่ามุมแรงเสียดทานภายในของดิน
- 4) ดินที่ไหลได้ (Flowing Ground) ดินลักษณะนี้จะมีสภาพเสมือนเป็นก้อนดินเหลวขนาดใหญ่และมีความแตกต่างจากดินที่ทลายลงมาได้ คือ ดินสามารถไหลเข้ามาจากทุกทิศทางได้ ถ้าไม่มีการยับยั้งป้องกัน อาจทำให้ดินไหลเข้ามาจนเต็มอุโมงค์ได้

5) ดินบีบตัว (Squeezing Ground) พฤติกรรมของดินลักษณะนี้จะเกิดอย่างช้าๆ โดยไม่เกิดการแตกหรือแยกตัวของดินเป็นชั้นให้เห็นได้ชัด แต่จะมีการสะสมความเค้นไว้ภายในอย่างต่อเนื่องและจะมีความหนาแน่นเพิ่มขึ้นเรื่อยๆ

6) ดินที่บวมตัว (Swelling Ground) การบวมตัวของดินจะเกิดอย่างช้าๆ มีสาเหตุมาจากการเพิ่มปริมาตรของดินโดยการดูดซึมน้ำในบริเวณโดยรอบเข้าไป นอกจากนี้ Terzaghi ยังได้หาความสัมพันธ์ระหว่างวิธีการก่อสร้างอุโมงค์ที่เหมาะสมกับสภาพชั้นดินที่แบ่งตามลักษณะของการเคลื่อนตัวดังนี้

1) Firm Ground

ชนิดของดิน : ดินเหนียว Firm ถึง Stiff รวมทั้ง Clay Tills, Cemented Sand and Gravel

วิธีขุดเจาะ : อาจใช้วิธีขุดและควบคุมด้วยมือหรือใช้หัวเจาะอุโมงค์เพราะมีเวลาขึ้นตัวเพียงพอ

2) Raveling Ground

ชนิดของดิน : Sand and Silts ที่มีความเหนียวเนื่องจากแรงดึงใน Pore-Water

วิธีขุดเจาะ : อาจใช้วิธีขุดและควบคุมด้วยมือโดยต้องทำการค้ำยันที่ด้านหน้าและหลังคาหรือใช้หัวเจาะอุโมงค์ที่มีค้ำยันด้านหน้าแบบทันที

3) Running Ground

ชนิดของดิน : ทรายแห้งและ Loose Gravel

วิธีขุดเจาะ : ใช้วิธีขุดและควบคุมด้วยมือและใช้ Forepoling ค้ำยันหลังคาหรือใช้หัวเจาะอุโมงค์โดยอุโมงค์ที่มีขนาดใหญ่จะมีการใช้ Hooded Shield และ Boxed Shield (Divided Shield)

4) Flowing Ground

ชนิดของดิน : Uncemented Sands and Silts ได้ระดับน้ำใต้ดิน

วิธีขุดเจาะ : ใช้หัวเจาะแบบอัดอากาศหรือใช้การลดระดับน้ำใต้ดิน หรือการฉีดอัดน้ำปูนร่วมด้วย (โดยทั่วไปแล้วจะไม่ใช้การฉีดอัดน้ำปูนร่วมกับการลดระดับน้ำใต้ดิน)

5) Squeezing Ground

ชนิดของดิน : Very Soft หรือ Firm intact Clay

วิธีขุดเจาะ : ใช้วิธีขุดและควบคุมด้วยมือหรือใช้หัวเจาะอุโมงค์แบบอัดอากาศหากดินอ่อนมาก

2.6 เสถียรภาพของดินในการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะ

เสถียรภาพของดินในงานขุดเจาะอุโมงค์มีความสำคัญทั้งเรื่องความปลอดภัยและความเหมาะสมในการเลือกวิธีการขุดเจาะตามลักษณะการค้ำยันด้านหน้า โดยปกติเสถียรภาพของดินในการก่อสร้างอุโมงค์มักสนใจที่ด้านหน้าอุโมงค์เป็นหลัก (Face Stability) เนื่องจากเป็นจุดที่มักจะพบการพังทลายเพราะเป็นส่วนแรกที่เกิดการเปลี่ยนแปลงความเค้นในดิน

เสถียรภาพที่ด้านหน้าอุโมงค์อาจจำแนกได้ด้วย Stability Factor, N' ที่ถูกนำเสนอโดย Peck (1969) ซึ่งได้แบ่งย่อยตามชนิดของดินดังต่อไปนี้

1) Clay and Silty Sands

ความเชื่อมั่นของดินต้องมีความพอเพียงและมีค่า Compressive Strength ที่เหมาะสม โดยทราบได้จากการทดสอบแรงเฉือนของดินแบบไม่มีแรงดันด้านข้าง (Unconfined Compressive Strength) ซึ่งการคำนวณค่า Stability Factor หาได้ดังสมการ

$$N' = \frac{P_z - P_s}{S_u} \quad (2.1)$$

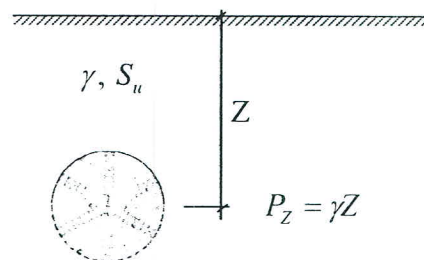
โดย

N' = Stability Factor

P_z = Overburden Pressure ที่ตำแหน่งกึ่งกลางอุโมงค์

P_s = Support Pressure เช่น Face Pressure

S_u = Undrained Shear Strength



2) Cohesive Soils

ดินเหนียวที่มีความเชื่อมั่นหรือมีลักษณะคล้ายวัสดุที่เป็นพลาสติก สามารถหาความสัมพันธ์ระหว่าง Stability Factor และพฤติกรรมของดินได้ดังแสดงในตารางที่ 2.5

3) Silty Sand เหนือระดับน้ำใต้ดิน

วัสดุจำพวกนี้จะมีค่าการยึดเกาะอยู่แล้ว แต่เพราะในบริเวณที่มีการเปิดปิดอุโมงค์ การทำนายพฤติกรรมของดินด้วย Stability Factor นั้นต้องใช้ตารางที่ 2.6 ประกอบการคำนวณ

ตารางที่ 2.5 Stability Factor ของ Cohesive Soils และพฤติกรรมของดินที่ด้านหน้าอุโมงค์ (Peck, 1969 และ Phien-wej, 1987)

Stability Factor, N'	พฤติกรรมของดินที่ด้านหน้าอุโมงค์
1	มีเสถียรภาพที่มั่นคง
2-3	เกิดการคืบ (Creep) เล็กน้อย
4-5	เกิดการคืบแต่เกิดได้ช้า และพอเพียงในการก่อสร้างอุโมงค์
6	อาจเกิดการพังทลายด้วยแรงเฉือน ดินมีการเคลื่อนตัวค่อนข้างเร็วและยากที่จะป้องกัน

ตารางที่ 2.6 ค่า Stability Factor ของ Silty Sand เหนือระดับน้ำใต้ดิน (Heuer, 1994)

Stability Factor, N'	พฤติกรรมของดินที่ด้านหน้าอุโมงค์
1/4-1/3	มีความมั่นคง
1/3-1/2	เกิดการคลายตัวเล็กน้อย
1/2-1	ดินมีการคลายตัวอย่างต่อเนื่อง

4) ตั้งแต่ Silty Sand ถึง Gravel

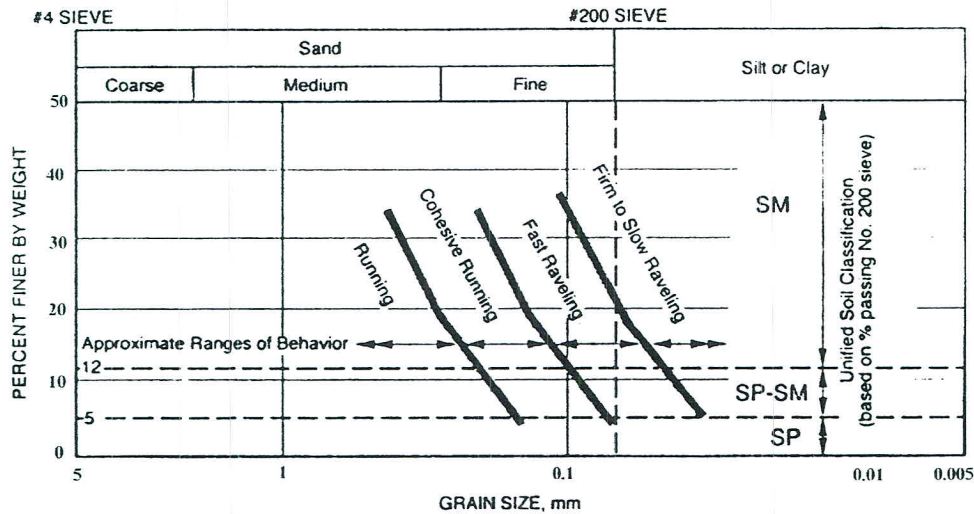
เมื่อวัสดุมีการยึดเกาะที่ไม่เพียงพอทำให้เกิดปัญหาได้ ซึ่ง Heuer ได้อธิบายไว้ในเรื่อง “Unconfined compressive strength” ในหัวข้อการตัดสินใจและความเหมาะสม ซึ่งการคำนวณค่าต่างๆของดินได้ใช้ดินขนาด D_{10} ซึ่งเหมาะสำหรับดินแน่นเท่านั้น (N , SPT value > 30) โดยอยู่เหนือระดับน้ำใต้ดินและมีการบดอัดที่สม่ำเสมอ ($C_u < 6$) รวมถึงรูปทรงอนุภาคและการเคลื่อนที่ของระบบน้ำใต้ดิน โดยดินที่หยาบและมีรูปร่างทรงกลมจะมีคุณสมบัติที่ดีกว่า ซึ่งดินที่มีการยึดเกาะดีและมีเหลี่ยมมุมจะมีคุณสมบัติที่ดีกว่า โดยแผนภูมิในรูปที่ 2.14 ได้นำไปใช้กับ Los Angeles Metro พบว่าได้ผลเป็นที่น่าพอใจ

5) Silty Sand ได้ระดับน้ำใต้ดิน

ดินประเภทนี้จะเกิดการไหล ถ้ามีค่า $C_u < 3$ และการไหลเหมือนกับ Cohesive Soil หากมีค่า $C_u < 6$

6) Sand และ Gravel

พฤติกรรมของ Sand และ Gravel นั้นเป็นไปตามตารางที่ 2.7



NOTES

1. Based on D_{10} size shown for dense soil, $N > 30$, above water table developed from Terzaghi (Proctor and White, 1977).

2. Very loose soils ($N < 10$) or rounded particles may behave 1 or 2 classes poorer.
3. Very angular sands, bonds, or cementation may behave 1 or 2 classes better.

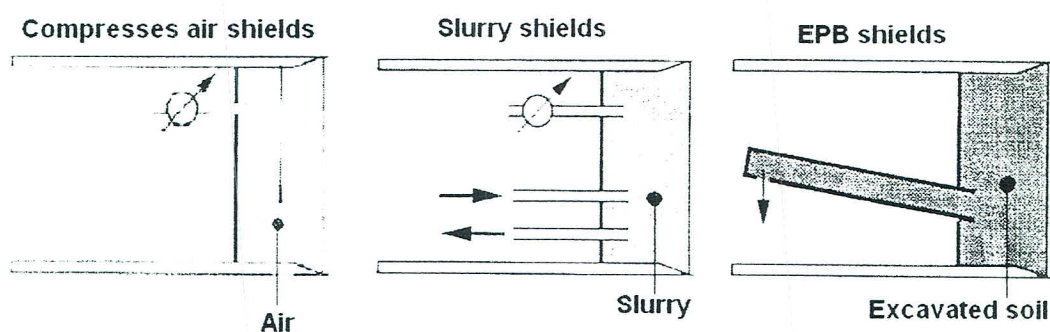
4. Behavior below water table may be flowing and is a function of water head and permeability and other factors.

รูปที่ 2.14 แผนภูมิการทำนายพฤติกรรมของดินขนาด D_{10} (Tunnel Engineering Handbook, 1996)

ตารางที่ 2.7 พฤติกรรมของ Sand และ Gravel (Terzaghi, 1977)

ชนิดของดิน	ระดับความ หนาแน่น	พฤติกรรมของดินที่ด้านหน้าอุโมงค์	
		เหนือระดับน้ำใต้ดิน	ต่ำกว่าระดับน้ำใต้ดิน
Very Fine Clean Sand	Loose, $N \leq 10$ Dense, $N > 30$	Cohesive Running Fast Raveling	Flowing Flowing
Fine Sand with Clay Binder	Loose, $N \leq 10$ Dense, $N > 30$	Rapid Raveling Firm or Slowly Raveling	Flowing Slowly Raveling
Sand or Sandy Gravel with Clay Binder	Loose, $N < 10$ Dense, $N > 30$	Rapid Raveling Firm	Rapidly Raveling or Flowing Firm or Slow Raveling
Sandy Gravel and Medium to Coarse Sand		Running ground. Uniform ($C_u < 3$) and loose ($N < 10$) materials with round grains run much more ($C_u > 6$) and dense ($N > 30$) ones with Angular grains.	Flowing conditions Combined with extremely heavy discharge of water.

นอกจากนี้ในส่วนของการขุดเจาะอุโมงค์ของหัวเจาะที่มีค้ำยันด้านหน้าแบบปิด โดยมีลักษณะการค้ำยันด้านหน้าเป็นแบบอัดอากาศ (Compress air support) แรงดันน้ำโคลน (Slurry support) และปรับแรงดันดินสมดุล (EPB) ดังรูปที่ 2.15 สามารถใช้วิธี Static ทำนายพฤติกรรมได้ (Kovari et al, 2004)



รูปที่ 2.15 การค้ำยันด้านหน้าในหัวเจาะแบบปิด (Kovari et al, 2004)

สภาพชั้นดินและแรงดันน้ำใต้ดินที่ด้านหน้าขณะทำงานอาจเกิดความไม่สมดุลได้หากการเคลื่อนตัวไปข้างหน้าของหัวเจาะและอัตราการลำเลียงดินไม่เหมาะสมกันในหัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุลหรือหัวเจาะแบบแรงดันน้ำโคลน แรงดันภายในหัวเจาะกับแรงดันดินและแรงดันน้ำภายนอกที่มีความแตกต่างที่ด้านหน้าหัวเจาะทำให้เกิดความไม่สมดุลกัน ถ้าแรงดันดินใน chamber น้อยกว่าแรงดันดินและแรงดันน้ำภายนอก การทรุดตัวจะเกิดขึ้นหรือในทางกลับกันก็จะเกิดการบวมตัว (Heave) แทน ทั้งนี้ได้มีผู้กล่าวถึงการทำนายเสถียรภาพของดินด้วยการคำนวณด้วยวิธี static จำนวนมาก ซึ่งได้นำมาอธิบายไว้บางส่วนในงานวิจัยนี้

ขอบเขตบนและขอบเขตล่างในการวิเคราะห์แบบสองมิติโดย Davis et al (1980) การวิเคราะห์แบบ Limit-state-design-based ในชั้นทรายที่นำเสนอโดย Leca and Dormieux (1990) การวิเคราะห์การพังทลายแบบสามมิติซึ่งประกอบด้วย soil wedge (ส่วนล่าง) และ soil silo (ส่วนบน) นำเสนอโดย Jancsecz and Steiner (1994) และจากพื้นฐานของรูปแบบ soil silo Anagnostou et al (1994, 1996) ได้ทดลองทำแบบจำลอง Sliding Mechanism ที่นำเสนอโดย Horn (1961) ซึ่งทำให้มีความเข้าใจที่มากขึ้นเกี่ยวกับพฤติกรรมการพังทลายที่ด้านหน้าและสามารถหาแรงดันค้ำยันที่เหมาะสมในการใช้แรงดันน้ำโคลนและปรับแรงดันดินสมดุลได้

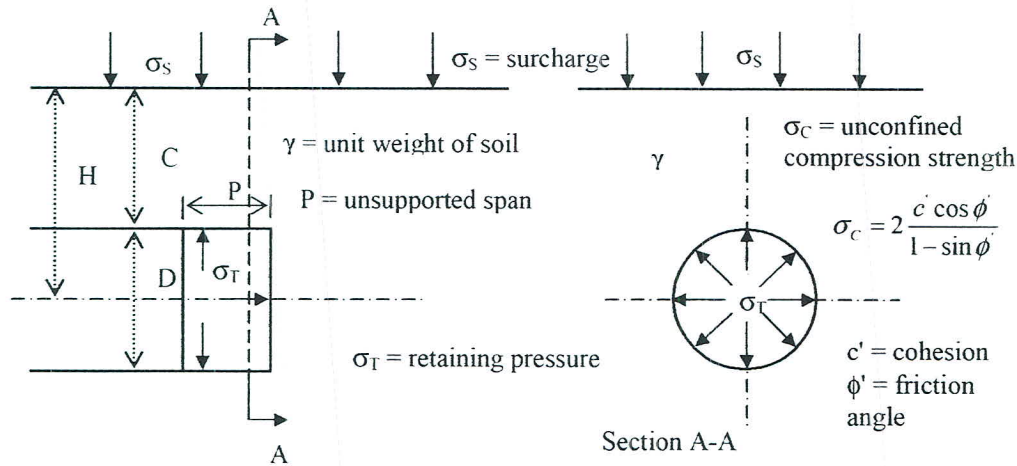
จากที่ได้กล่าวมานำเสนอวิธีการสองวิธีอันได้แก่ Leca and Dormieux (1990) และ Anagnostou and Kovari (1994, 1996)

1) Limit-state-design-based solution โดย Leca and Dormieux (1990)

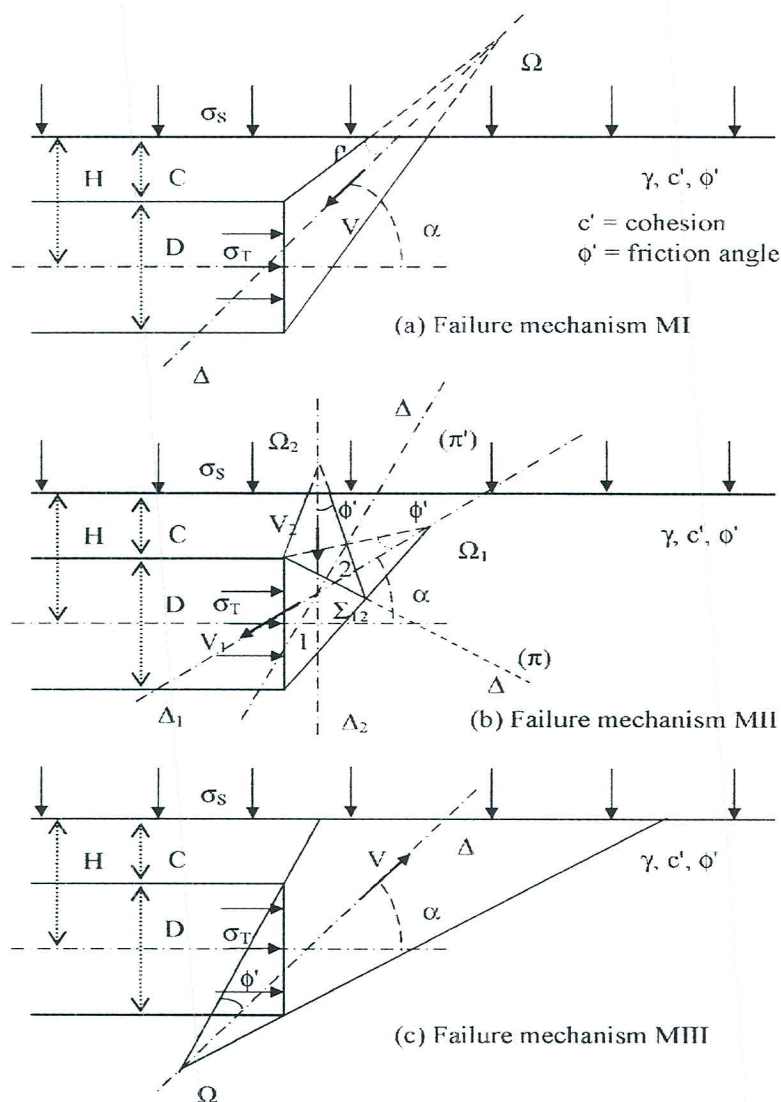
Leca and Dormieux (1990) ได้เสนอวิธีวิเคราะห์ขอบเขตบน (Upper bound) และขอบเขตล่าง (Lower bound) ของเสถียรภาพที่ด้านหน้าของหัวเจาะ โดยอุโมงค์เป็นหน้าตัดกลมวางตัวอยู่ในระดับดินในชั้นดินทราย (frictional material, Sandy soils) ดังรูปที่ 2.16 ปัญหาในการวิเคราะห์แรงดันคงค้าง (Retaining fluid pressure) ที่ใช้ด้านหน้าอุโมงค์ถือเป็นการวิเคราะห์แบบสามมิติแต่ใช้วิธีศึกษาด้วยวิธี limit state design แรงดันค้ำยันหรือแรงดันคงค้าง (σ_T) ดังกล่าวคือแรงดันจากการอัดอากาศ สารละลายหรือการปรับแรงดันดินนั่นเอง

การป้องกันการพังทลายที่ด้านหน้าทั้งแบบไหลเข้าหรือดันออกได้ถูกพิจารณาบนพื้นฐานของการเคลื่อนตัวของวัตถุแข็งเกร็งรูปกรวยที่ด้านหน้าอุโมงค์และเกณฑ์ในการพังทลายได้กำหนดมาในดินชนิดที่มีความเชื่อมั่นและดินที่ไม่มีความเชื่อมั่น

พฤติกรรมการพังทลายได้พิจารณาออกเป็น 3 รูปแบบได้แก่ MI MII และ MIII ดังแสดงในรูปที่ 2.17 ซึ่งมีสมมุติฐานว่าระยะที่ไม่มีการค้ำยันด้านหลังอุโมงค์ (P) มีค่าเป็นศูนย์ MI และ MII มีการพังทลายแบบรูปกรวยส่วนเดียวและสองส่วน โดยที่ MIII มีลักษณะแบบดินถูกดันออกในกรณีที่อุโมงค์อยู่ในระดับดินมากในชั้นที่อ่อนมากโดยที่มีแรงดันค้ำยัน (σ_T) ที่สูงและทำให้ดินบวมตัว (Heave) ที่บริเวณด้านหน้าหัวเจาะ



รูปที่ 2.16 รูปแบบอย่างง่ายในการวิเคราะห์เสถียรภาพที่ด้านหน้าของอุโมงค์ในระดับดิน (Leca and Dormieux, 1990)



รูปที่ 2.17 พฤติกรรมการพังทลายแบบรูปกรวย (a) MI (b) MII และ (c) MIII (Leca และ Dormieux, 1990)

พฤติกรรมการพังทลายทั้งแบบ MI และ MII ถูกกำหนดด้วยปัจจัยเพียงตัวเดียวคือมุม α ระหว่างแกนของรูปกรวยกับแนวนอน ส่วน MIII ถูกกำหนดด้วยมุม α เช่นกัน โดยมีลักษณะคล้าย MI ยกเว้นรูปกรวยที่ได้จุดโมเมนต์และความไม่ต่อเนื่องของความเร็ว (V) ตามแนวพื้นผิวของการพังทลายแบบถูกคั่นออก

การวิเคราะห์ปัญหานี้พิจารณาในเทอมของปัจจัยห้ำหั่น คือ C/D , σ_s/σ_c , σ_T/σ_c , $\gamma D/\sigma_c$ และ สัมประสิทธิ์แรงดันดินของ Rankine สำหรับ passive failure K_p (หรือ K_a สำหรับ active failure) จะได้วิธีการที่สามารถหาค่าคำตอบของขอบเขตบน โดยได้จากการตั้งค่าคงที่ $(\sigma_s/\sigma_c, \sigma_T/\sigma_c, \gamma D/\sigma_c)$ โดยค่า Power (ρ_e) ของน้ำหนักบรรทุกทุกที่ประยุกต์ใช้ไปในระบบ และ ค่า power P_v สามารถกระจายค่าลงในระบบในระหว่างที่มีการเคลื่อนตัวที่เหมาะสม

$$\rho_e \leq Pv$$

หรือในเทอมของ

$$N_S Q_S + N_\gamma Q_\gamma \leq Q_T$$

สำหรับพฤติกรรมการพังทลายแบบ MI และ MII และ

$$N_S Q_S + N_\gamma Q_\gamma \geq Q_T$$

สำหรับพฤติกรรมการพังทลายแบบ MIII โดยมีตัวแปรในกรณี MI ดังตัวอย่างต่อไปนี้ N_S และ N_γ คือสัมประสิทธิ์น้ำหนัก โดยขึ้นอยู่กับค่ามุม α ดังความสัมพันธ์ต่อไปนี้

$$N_S = \frac{1}{\cos(2\phi') - \cos(2\alpha)} \frac{R_D^2}{R_E} \lg \alpha \quad (2.2)$$

$$N_\gamma = \frac{1}{3} R_B \left[1 - \frac{R_D^3}{R_E^3} \right] \lg \alpha \quad (2.3)$$

Q_S Q_T และ Q_γ คือ Loading parameter สามารถหาค่าได้ดังนี้

$$Q_S = (K_p - 1) \frac{\sigma_s}{\sigma_c} + 1 \quad (2.4)$$

$$Q_T = (K_p - 1) \frac{\sigma_T}{\sigma_c} + 1 \quad (2.5)$$

$$Q_\gamma = (K_p - 1) \frac{\gamma D}{\sigma_c} \quad (2.6)$$

R_B R_D และ R_E คือตัวแปรให้อยู่ในรูปอย่างง่ายโดยมีค่าดังนี้

$$R_B = \frac{\cos(\alpha - \phi') \cos(\alpha + \phi')}{\sin 2\phi'} \quad (2.7)$$

$$R_D = \sin 2\alpha - \frac{2H}{D} \sin 2\phi' \quad (2.8)$$

$$R_E = \sqrt{\sin 2(\alpha - \phi') \sin 2(\alpha + \phi')} \quad (2.9)$$

K_A และ K_P มีค่าดังนี้

$$K_A = \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'} \quad (2.10)$$

$$K_P = \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \quad (2.11)$$

จำนวนของวัสดุที่เกี่ยวข้องในการวิเคราะห์พฤติกรรมการพังทลายทั้งสามรูปแบบนั้นมีจำกัด แต่รูปร่างที่แสดงพฤติกรรมการพังทลายยังคงบอกได้ถึงลักษณะของการเคลื่อนตัวเบื้องต้นที่อาจเกิดขึ้นและอาจมีขนาดของการพังทลายที่มากขึ้นได้ การวิเคราะห์นี้กล่าวได้ว่าสามารถประมาณค่าแรงดันค้ำยันที่ด้านหน้าทีวักฤติได้อย่างสมเหตุสมผล

2) การวิเคราะห์แบบ Limit equilibrium โดย Kovari and Anagnostou (1996)

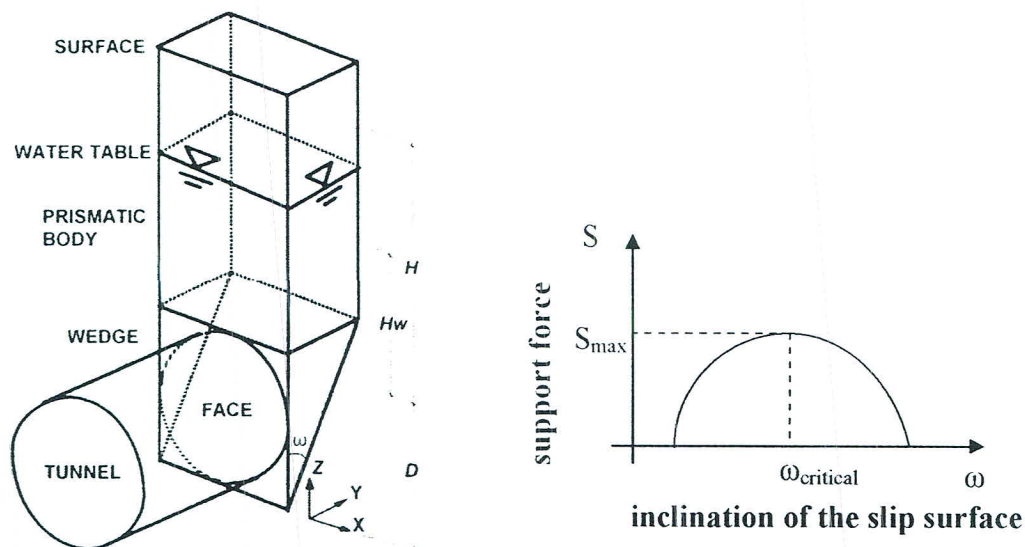
เสถียรภาพที่ด้านหน้าอุโมงค์มีปัจจัยที่เกี่ยวข้องหลายปัจจัยและสามารถสมมุติพฤติกรรมการพังทลายที่ด้านหน้าให้อยู่ในรูปอย่างง่าย แบบจำลองสามมิติที่นำเสนอโดย Horn (1961) แสดงดังรูปที่ 2.18 ทำให้สมมุติฐานดังกล่าวมีความสมจริงและง่ายยิ่งขึ้น ซึ่งสามารถประยุกต์ใช้ได้ทั้งกับหัวเจาะแบบแรงดันน้ำโคลนหรือแบบปรับแรงดันดินสมดุล โดยประกอบไปด้วยรูปเล่ม (wedge) ที่ด้านหน้าหัวเจาะและรูปทรงสี่เหลี่ยม (prismatic body) ที่ยื่นออกไปจนถึงผิวดินในสถานะ Limit Equilibrium แรงดันค้ำยัน (S) มีความสัมพันธ์ต่อความเอียงของผิวเลื่อน (Slip surface) ω ดังแสดงในรูปที่ 2.18 รูปขวา ปัจจัยทางด้านรูปร่างและตัวแปรที่ใช้ในการคำนวณตามแบบจำลองเพื่อการออกแบบเสถียรภาพที่ด้านหน้าได้แสดงไว้ดังรูปที่ 2.19

2.1) สำหรับอุโมงค์ที่ขุดเจาะโดยใช้หัวเจาะแบบแรงดันน้ำโคลน (Slurry Shield) สถานะการพังทลายแบบ Mohr Coulomb และ สถานะแบบระบายน้ำได้ถูกนำมาเป็นพื้นฐานของสมมุติฐาน ในการพิจารณาตัวแปรต่างๆด้วยการคำนวณแบบซับซ้อนหลายๆขั้นตอนจากตัวแปรต่างๆเช่น กำลังรับแรงเฉือน (Shear strength), ค่าความซึมผ่านได้ของน้ำ (Ground permeability), แรงดันน้ำโคลน (Slurry pressure), ขนาดและรูปร่างทางเรขาคณิตของอุโมงค์ และค่าอัตราส่วนความปลอดภัย (Safety factor) ดังที่จะได้กล่าวต่อไป

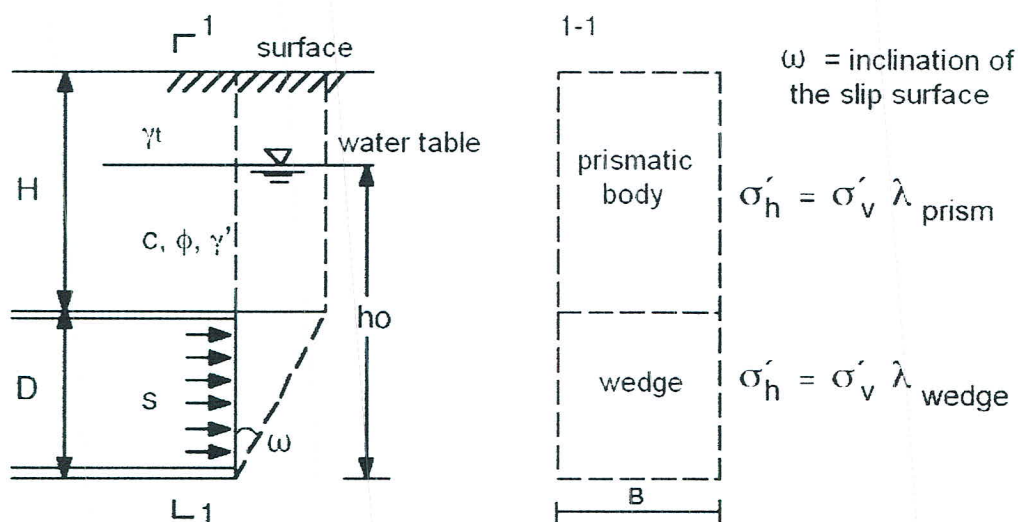
การพิจารณาพฤติกรรมการพังทลาย ณ ตำแหน่งต่างๆของผิวเลื่อน (Slip surface) ค่าความต้านทานของแรงเฉือนของดิน (Shearing resistance) มีค่าดังนี้

$$\tau = \frac{c}{F} + \sigma \frac{\tan \phi}{F} \quad (2.12)$$

โดย σ และ F คือ normal stress และ safety factor



รูปที่ 2.18 พฤติกรรมการพังทลายที่ประกอบด้วยรูปลิ้มและรูปทรงสี่เหลี่ยม (after Horn, 1961, adopted by Kovari and Anagnostou, 1996)



รูปที่ 2.19 แบบจำลองการคำนวณออกแบบเสถียรภาพที่ด้านหน้าอุโมงค์พร้อมตัวแปร

ความเค้นของดินในแนวตั้งเฉลี่ย σ_v ตามแนวระนาบสัมผัสระหว่างรูปทรงสี่เหลี่ยมและรูปลิ้มมีค่าดังนี้

$$\sigma_v = \frac{\gamma r - c}{\lambda \tan \phi} (1 - e^{-\lambda \tan \phi H_w / r}) + \frac{\gamma_t r - c}{\lambda \tan \phi} (e^{-\lambda \tan \phi H_w / r} - e^{-\lambda \tan \phi H / r}) \quad (2.13)$$

โดยค่า $r = 0.5D \tan \omega / (1 + \tan \omega)$ คือค่าอัตราส่วนของปริมาตรและเส้นรอบรูปของรูปทรง

ในมุมมองของผลกระทบต่อเสถียรภาพในการใช้แรงดันของสารละลาย (Slurry pressure) เพื่อป้องกันการไหลซึมของน้ำเข้าสู่ภายในอุโมงค์ทางด้านหน้าของการขุดเจาะ แรงดันของสารละลาย (Slurry pressure) ต้องมีค่ามากกว่าแรงดันดิน (water pressure in soil) โดยประสิทธิภาพของการค้ำยันด้วยแรงดันของสารละลายขึ้นอยู่กับระยะห่างในการแทรกซึมสู่ช่องว่างในชั้นดิน e การแทรกซึมเข้าสู่ช่องว่างจะถึงจุดหยุดนิ่งเมื่อมีการแทรกซึมจนถึง $e_{\max}$

$$\frac{e}{e_{\max}} = \frac{1}{1 + \frac{n\mu_b \gamma_w v}{\mu_w f_{s0} k}} \leq 1 \quad (2.14)$$

$$e_{\max} = \frac{\Delta p}{f_{s0}} = \frac{\Delta p d_{10}}{2\tau_f} \quad (\text{DIN 4126}) \quad (2.15)$$

โดย

n = อัตราส่วนความพรุนของดิน (soil porosity)

μ_b = dynamic viscosity of slurry

μ_w = dynamic viscosity of water

v = excavation rate

k = soil permeability with respect to water

Δp = $p_b - p_w$ คือค่าแรงดันของสารละลายส่วนเกิน (excess fluid pressure)

f_{s0} = stagnation pressure gradient ซึ่งเป็นค่าคงที่และได้จากการทดลอง

$f_{s0} = \frac{2\tau_f}{d_{10}}$ โดย τ_f คือ yield strength ของสารละลาย (Slurry) และ d_{10} คือ effective grain size

ของดิน

ทั้งนี้แบบจำลองได้ออกแบบให้เป็น impervious membrane (seal หรือ filter cake) ที่ด้านหน้าอุโมงค์ซึ่งมีเสถียรภาพเมื่อใช้หัวเจาะแบบแรงดันน้ำโคลน นอกจากดินจะมีค่า shear strength ที่ต่ำมากเท่านั้น

แต่เมื่อหัวเจาะแบบแรงดันน้ำโคลนได้เคลื่อนตัวออกไปข้างหน้าเข้าไปในดินความสงสัยในแบบจำลองดังกล่าวได้เกิดขึ้น โดยเมื่อหัวเจาะได้เจาะออกไปด้านหน้า การประเมินเสถียรภาพที่ด้านหน้าจะมีความแตกต่างออกไป แรงดันค้ำยัน (S) สามารถหาค่าได้จากสมการต่อไปนี้

$$\frac{S}{S_0} = 1 - \frac{e}{2D \tan \omega} \quad \text{if } e < D \tan \omega \quad (2.16)$$

$$\frac{S}{S_0} = \frac{D \tan \omega}{2e} \quad \text{if } e > D \tan \omega \quad (2.17)$$

โดย S_0 คือแรงดันค้ำยันของแบบจำลอง

การรักษาเสถียรภาพด้วยแรงดันน้ำโคลนนี้ได้กระจายเข้าไปในมวลดินและเกิดแรงในมวลดินที่มีความสัมพันธ์กับค่า pressure gradient ในดินที่อิ่มตัว ซึ่งความสัมพันธ์ของค่า pressure gradient (f_s) กับค่า stagnation gradient (f_{s0}) เป็นดังต่อไปนี้

$$f_s = f_{s0} + n \gamma_w \frac{\mu_h}{\mu_w} \frac{v}{k} \quad (2.18)$$

ค่า pressure gradient ที่หมายถึง safety factor ที่ต่ำลงไปด้วยและมีผลต่อเสถียรภาพที่ด้านหน้าของอุโมงค์และจะไม่มีเสถียรภาพเมื่อ pressure gradient มีค่าต่ำกว่าค่าที่วิกฤติ f_{cr} แต่ที่น่าสนใจไปกว่านั้นคือการใช้แรงดันน้ำโคลนสามารถทำให้ดินเกิดการ heave (upward movement) เช่นในขณะทำการก่อสร้างอุโมงค์ที่วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวอ่อน หรือ peat โดยมีค่า pressure gradient ที่สูงเกินไป

2.2) สำหรับอุโมงค์ที่ขุดเจาะโดยใช้หัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุล ในสภาวะ Limit Equilibrium แรงดันค้ำยันประสิทธิผล S' มีความเกี่ยวข้องกับขนาดของอุโมงค์ (D) ความลึก (Overburden, H) piezometric head ใน chamber (h_c) ระดับของน้ำใต้ดิน (h_0) Shear strength parameter เช่น c และ ϕ หน่วยน้ำหนักของดินใต้น้ำ (γ') และหน่วยน้ำหนักแห้ง (γ_t) รวมทั้งผลของการไหลซึม

$$s' = f(D, H, h_c, h_0, c, \phi, \gamma', \gamma_t, \lambda_{\text{wedge}}, \lambda_{\text{prism}}) \quad (2.19)$$

โดย λ_{prism} = อัตราส่วนของความเค้นในแนวราบ (σ_h) กับความเค้นในแนวตั้ง (σ_v) ภายในรูปทรงสี่เหลี่ยม (prismatic body)

และ λ_{wedge} = อัตราส่วนของความเค้นในแนวราบกับความเค้นในแนวตั้งภายในรูปสามเหลี่ยม (wedge) แรงดันเสถียรภาพประสิทธิผลใน chamber (S') ในรูปแบบสภาวะ Limit Equilibrium เป็นดังนี้

$$s' = F_0 \gamma' D - F_1 c + F_2 \gamma' \Delta h - F_3 c \frac{\Delta h}{D} \quad (2.20)$$

$$s' = F_0 \gamma' D - F_1 c + F_2 \gamma' \left(h_0 - \frac{D}{2} \right) - F_3 c \frac{\left(h_0 - \frac{D}{2} \right)}{D} \quad (2.21)$$

ลักษณะของตัวแปรเบื้องต้นแสดงดังรูปที่ 2.20 และแรงดันค้ำยันที่ด้านหน้าต่ำสุดทางทฤษฎีในการขุดเจาะอุโมงค์ในดินแห้งสามารถหาได้ดังนี้

$$s = F_0 \gamma' D - F_1 c \quad (2.22)$$

โดย

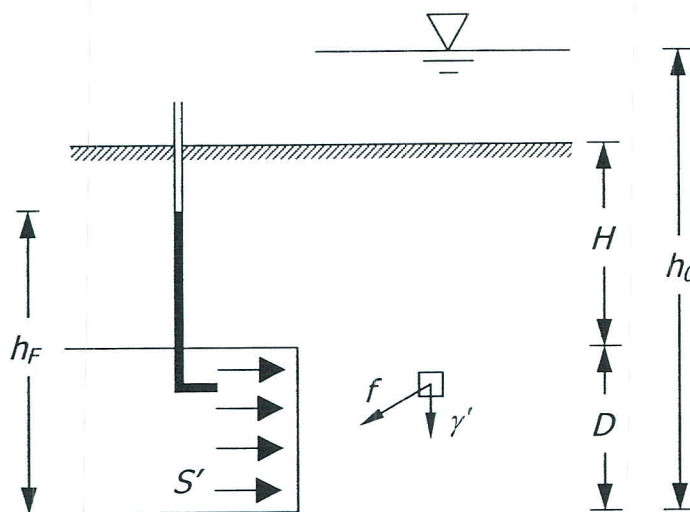
$F_0 F_1 F_2 F_3$ = dimensionless factor จาก nomograms ซึ่งมีความสัมพันธ์ตามค่า H/D และ ϕ' ดังแสดงในรูปที่ 2.21

h_0 = ระดับน้ำใต้ดิน

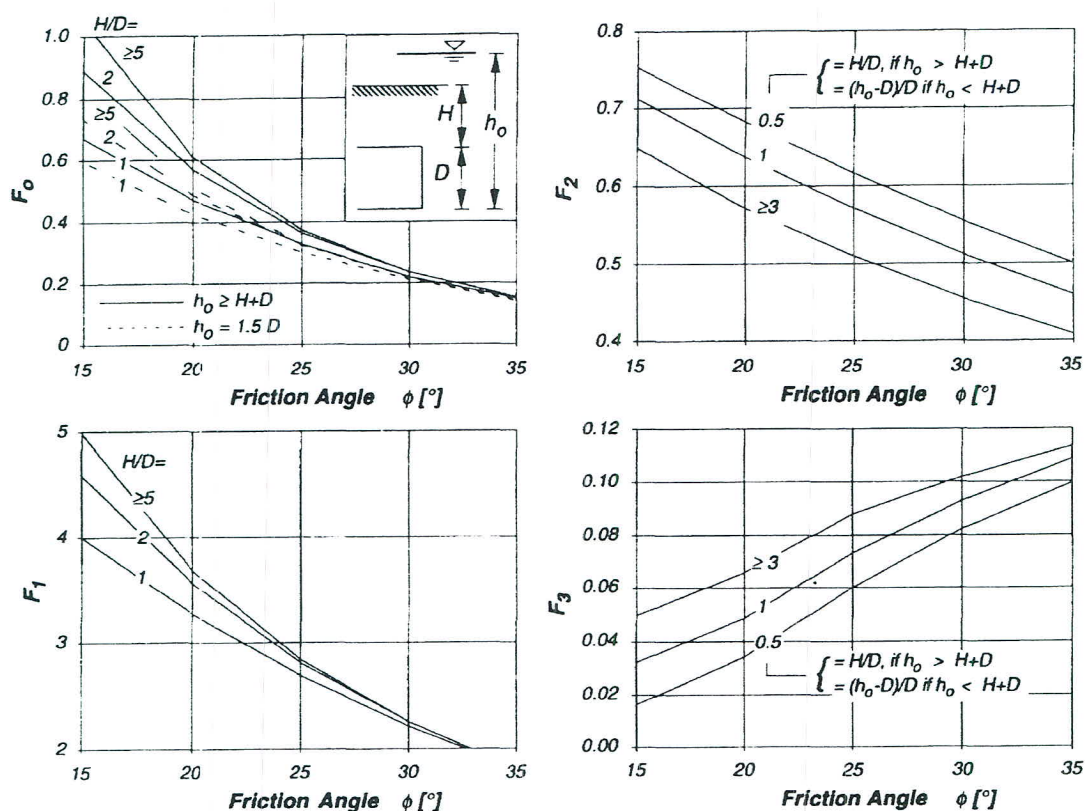
h_f = Piezometric head ใน chamber

Δh = $h_0 - h_f$ คือความต่างของหัวความดันระหว่างในดินและใน chamber และควรพยายามรักษาความต่างให้ต่ำสุด

เสถียรภาพที่ด้านหน้าของอุโมงค์จะคงอยู่ได้จากการรักษาความสมดุลของแรงดันค้ำยันประสิทธิผล (S') และ แรงดันน้ำ (p) ใน working chamber



รูปที่ 2.20 แรงดันของการไหลซึมและแรงดันค้ำยันประสิทธิผล



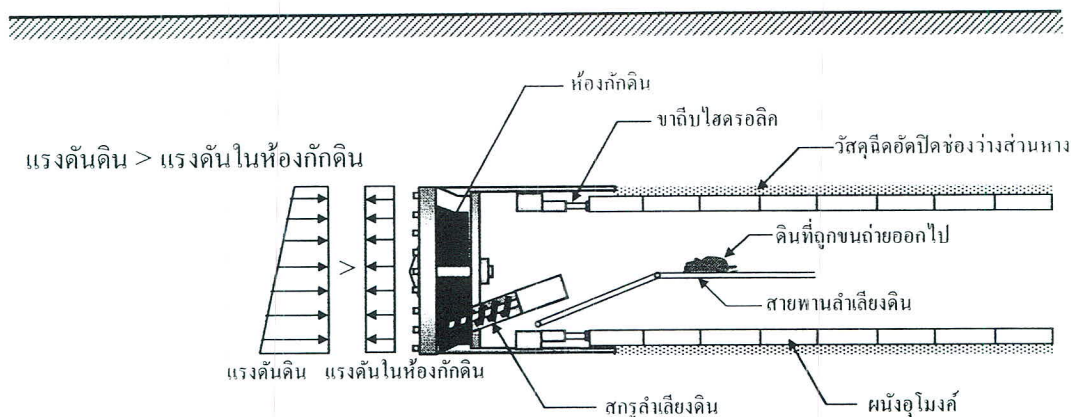
รูปที่ 2.21 Nomograms สำหรับ dimensionless factor F_0 ถึง F_3

2.7 ปัจจัยในการควบคุมหัวเจาะ

ในการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะ เพื่อให้การขุดเจาะดำเนินการได้อย่างมีประสิทธิภาพ การควบคุมพฤติกรรมของหัวเจาะมีความสำคัญอย่างยิ่ง ซึ่งจะส่งผลต่อคุณภาพในการขุดเจาะอุโมงค์ และการเคลื่อนตัวของดินโดยรอบ ทั้งนี้ปัจจัยในการควบคุมหัวเจาะเป็นตัวแปรที่สำคัญต่อพฤติกรรมของหัวเจาะในแต่ละขั้นตอนของการก่อสร้าง และปัจจัยแต่ละปัจจัยยังมีความสัมพันธ์ต่อกันอีกด้วย ปัจจัยในการควบคุมหัวเจาะสำหรับหัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุล (Earth pressure balance shield) มีดังต่อไปนี้

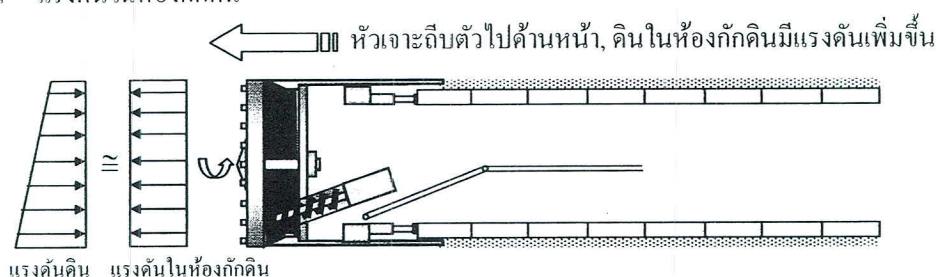
2.7.1 แรงดันที่ด้านหน้าของหัวเจาะ (Face pressure)

หัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุลมีการขุดเจาะโดยการควบคุมปริมาณดินที่ขุดเจาะได้ โดยขนถ่ายดินผ่านสกรูลำเลียงดิน (Screw conveyor) จากห้องกักดิน (Soil chamber หรือ Working chamber) ที่ส่วนหน้าหัวเจาะ ซึ่งอัตราการขนถ่ายดินจะควบคุมด้วยสกรูลำเลียงดิน (สังเกตรูปที่ 2.22) ด้วยเหตุนี้ ทำให้ด้านหน้าหัวเจาะสามารถต้านแรงดันดินที่กระทำต่อหัวเจาะด้วยดินที่กักไว้ในห้องกักดินที่มีการควบคุมแรงดันอย่างเหมาะสม



ดินในห้องกักดินบางส่วนถูกขนถ่ายออกไปโดยสกรูลำเลียงดิน ทำให้แรงดันในห้องกักดินมีค่าลดลง

แรงดันดิน = แรงดันในห้องกักดิน



หัวเจาะตีตัวไปด้านหน้าทำให้ดินถูกดันเข้ามาในห้องกักดินจนเต็มและสามารถควบคุมแรงดันให้สมดุลได้

รูปที่ 2.22 การควบคุมแรงดันดินให้สมดุลด้วยการรักษาแรงดันในห้องกักดินและการขนถ่ายดิน

แรงดันดินที่ด้านหน้าของหัวเจาะเป็นปัจจัยหลักในการรักษาเสถียรภาพของดินที่ด้านหน้าและถือเป็นด่านแรกในการควบคุมการเคลื่อนตัวของดิน ดังนั้นการควบคุมแรงดันในห้องกักดินจึงมีความสำคัญเป็นอย่างมากในการรักษาเสถียรภาพและเกิดการทรุดตัวของดินให้น้อยที่สุด แรงดันดินที่ด้านหน้าสามารถตรวจสอบได้จากหน่วยวัดแรงดัน (Pressure cell) ที่ติดตั้งไว้ในห้องกักดิน

จากหลักเกณฑ์พื้นฐานในการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุล แรงดันที่ด้านหน้าหัวเจาะเป็นปัจจัยหลักที่สำคัญปัจจัยหนึ่งที่ส่งผลกระทบโดยตรงต่อขนาดของการเคลื่อนตัวของดิน ซึ่งแสดงให้เห็นจากหลายโครงการในอดีตที่มีการใช้แรงดันดินที่ด้านหน้าของหัวเจาะต่ำ จึงทำให้เกิดการทรุดตัวมาก หรืออีกประการหนึ่ง หากมีการใช้ค่าแรงดันดินที่ด้านหน้าของหัวเจาะมากเกินไป อาจทำให้ดินเกิดการบวมตัว (Heave) ได้เช่นกัน ดังนั้นควรควบคุมแรงดันที่ด้านหน้าของหัวเจาะให้เหมาะสมกับแรงดันดินที่เกิดขึ้นจริง

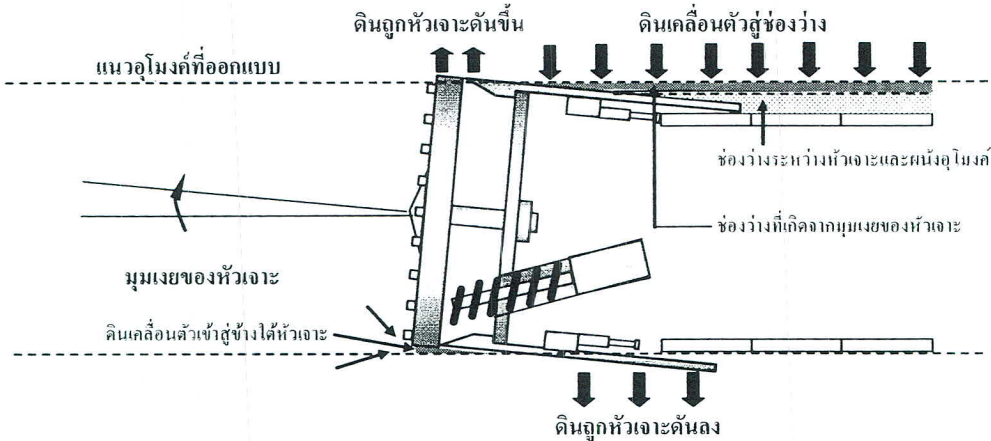
2.7.2 อัตราการขุดเจาะ (Penetration rate)

อัตราการขุดเจาะหรือความเร็วในการขุดเจาะอุโมงค์ของหัวเจาะ (มักแสดงผลเป็นมิลลิเมตรต่อนาที) ส่งผลต่อขนาดของการเคลื่อนตัวของดินเช่นกัน โดยอัตราการขุดเจาะเป็นสิ่งที่แสดงให้เห็นว่าหัวเจาะมีการเคลื่อนที่ไปด้านหน้าได้เร็วเท่าไร ซึ่งมักจะถูกตรวจวัดในแต่ละรอบของการขุดเจาะอุโมงค์หรือติดตั้งผนังอุโมงค์แล้วเสร็จหนึ่งวง ในทางปฏิบัติเมื่อใช้หัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุล ผู้ควบคุมหัวเจาะต้องควบคุมอัตราการไหลเข้าของดินที่ด้านหน้าให้สอดคล้องกับอัตราการขุดเจาะ หากอัตราการไหลเข้าของดินมีปริมาณมากกว่าอัตราการขุดเจาะ หมายความว่าหัวเจาะมีการขุดดินในปริมาณที่มากกว่าปริมาตรของหัวเจาะที่เคลื่อนที่ไปด้านหน้า ดังนั้นปริมาตรของดินขุดจะไม่สมดุลกับปริมาตรของส่วนที่ถูกแทนที่ด้วยหัวเจาะ ทำให้ต้องมีการพิจารณาถึงการสูญเสียมวลดินที่เกิดขึ้น หรือในกรณีที่อัตราการไหลเข้าของดินมีค่าน้อยกว่าอัตราการขุดเจาะ แสดงว่าปริมาณดินขุดมีปริมาณน้อยกว่าปริมาตรที่ถูกแทนที่ด้วยหัวเจาะและอาจทำให้แรงดันดินที่ด้านหน้าของหัวเจาะมีค่าสูงขึ้น

ปัจจัยที่สำคัญที่ส่งผลต่ออัตราการขุดเจาะคือความจุหรือความเร็วของระบบการขนถ่ายดินหรือเจาะลงไปกว่านั้นคือ หากอัตราการถีบตัวไปด้านหน้าของหัวเจาะสูง ระบบการขนถ่ายดินควรมีความเร็วที่เพิ่มขึ้นด้วย เพื่อให้แรงดันดินที่ด้านหน้ามีความเหมาะสม อย่างไรก็ตาม จากการศึกษาผลการหลุดตัวเปรียบเทียบกับอัตราการขุดเจาะ ยังคงแสดงให้เห็นได้ไม่เด่นชัดนักต่อปริมาณการหลุดตัวที่เกิดขึ้นกับอัตราการขุดเจาะ ถึงแม้ว่าจะใช้ค่าแรงดันดินที่ด้านหน้าที่สูงก็ตาม

2.7.3 มุมเอียงของหัวเจาะ (Pitching angle)

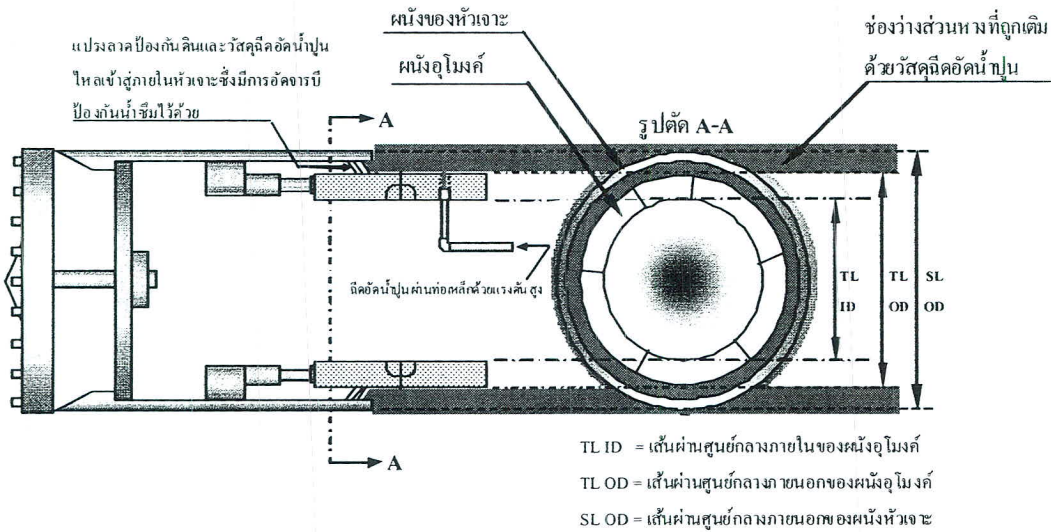
ลักษณะตำแหน่งของหัวเจาะสามารถแสดงได้ด้วยมุมเอียงของหัวเจาะ ซึ่งชี้ให้เห็นว่าหัวเจาะมีทิศทางการขุดเจาะที่ถูกต้องหรือไม่ เมื่อเทียบกับแนวอุโมงค์ที่ได้ออกแบบไว้ ในทางปฏิบัติ ผู้ควบคุมหัวเจาะต้องรักษาค่าตำแหน่งหัวเจาะให้อยู่ในทิศทางที่ออกแบบไว้ทั้งในแนวดิ่งและในแนวนอน ซึ่งโดยปกติแล้วเนื่องจากด้านหน้าของหัวเจาะมีน้ำหนักมากจึงมักทำให้หัวเจาะหันเหทิศทางเป็นมุมก้มลงเสมอ ผู้ควบคุมหัวเจาะจึงต้องพยายามรักษาค่าตำแหน่งหัวเจาะให้กลับมาอยู่ในแนวระดับและมักจะทำให้หัวเจาะมีมุมเงยเกิดขึ้นอยู่เป็นประจำดังแสดงในรูปที่ 2.23 ซึ่งมักทำให้เกิดช่องว่างระหว่างหัวเจาะและดินบริเวณเหนือหัวเจาะเพิ่มมากขึ้นจากช่องว่างปกติ ทำให้ดินเคลื่อนตัวสู่ช่องว่างมากขึ้นส่งผลให้เกิดการหลุดตัวที่เพิ่มมากขึ้นไปด้วย หรืออีกประการหนึ่ง เมื่อหัวเจาะทำมุมเงย การบวมตัวของดินก็อาจเกิดขึ้นได้เช่นกัน โดยเฉพาะหากหัวเจาะทำมุมเงยมาก ช่องว่างเหนือหัวเจาะก็จะมากขึ้นตาม อีกทั้งยังเป็นการรบกวนดินโดยรอบให้เสียคุณสมบัติทางกลศาสตร์มากขึ้นไปอีก อย่างไรก็ตาม เป็นเรื่องยากที่จะรักษาค่าตำแหน่งของหัวเจาะให้อยู่ในแนวระดับตลอดเวลา ดังนั้นผู้ควบคุมหัวเจาะต้องปรับตำแหน่งของหัวเจาะให้เหมาะสมกับแนวอุโมงค์ที่ออกแบบพร้อมทั้งไม่ให้เกิดการรบกวนสภาพดินโดยรอบมากเกินไปด้วย



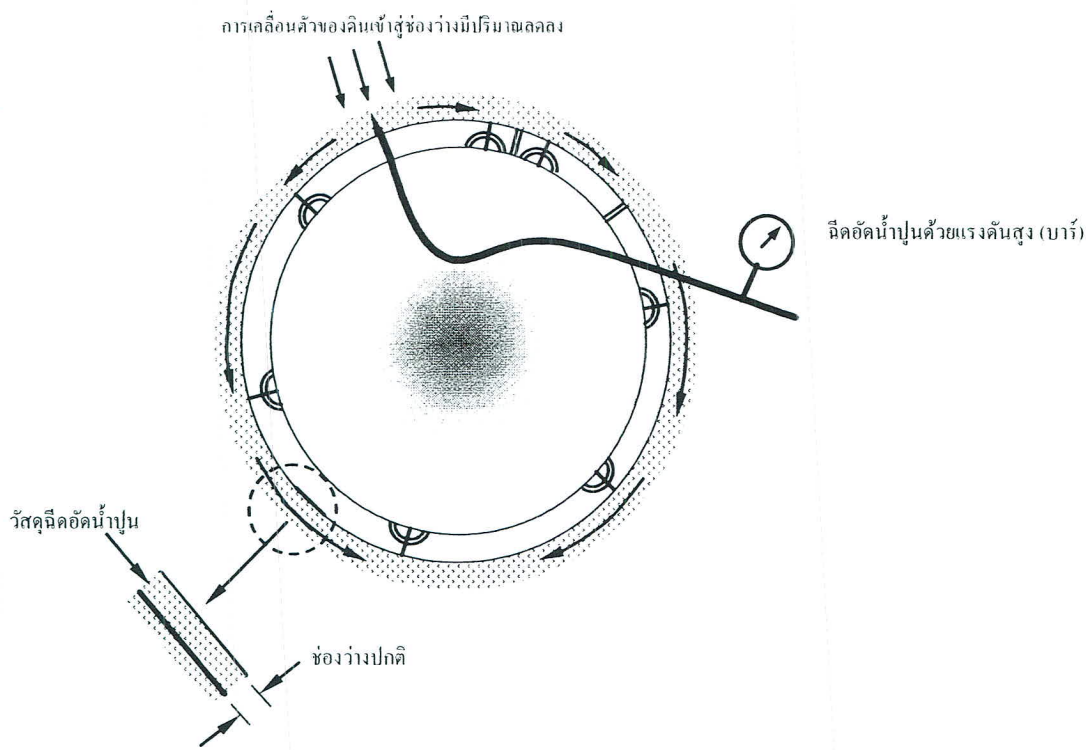
รูปที่ 2.23 การเคลื่อนตัวของดินที่เกิดจากมุมเฉยของหัวเจาะ

2.7.4 การฉีดอัดน้ำปูนปิดช่องว่างส่วนหาง (Tail void grouting)

คุณภาพของการฉีดอัดน้ำปูนปิดช่องว่างส่วนหางหัวเจาะมีส่วนสำคัญต่อการลดขนาดของการทรุดตัว โดยเมื่อหัวเจาะทำการถีบตัวไปด้านหน้าจะเกิดช่องว่างระหว่างหัวเจาะและผนังอุโมงค์ขึ้น เนื่องจากขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางที่ไม่เท่ากันของหัวเจาะและผนังอุโมงค์ ดังแสดงในรูปที่ 2.24 การฉีดอัดน้ำปูนปิดช่องว่างส่วนหางมีความจำเป็น เพื่อเป็นการป้องกันการเคลื่อนตัวของดินปิดช่องว่างที่เกิดขึ้น โดยทั่วไป การฉีดอัดน้ำปูนควรใช้แรงดันในการฉีดอัดที่สูงพอรวมทั้งปริมาตรของวัสดุที่ใช้ก็ควรมากกว่าปริมาตรของช่องว่างส่วนหาง เพื่อเป็นการรับประกันว่าจะสามารถปิดช่องว่างส่วนหางได้ครบถ้วนและเพื่อไว้สำหรับการหดตัวของวัสดุที่ใช้ฉีดอัดด้วย รวมทั้งสิ่งสำคัญที่สุดคือสามารถลดขนาดของการทรุดตัวได้ ดังแสดงในรูปที่ 2.25



รูปที่ 2.24 ลักษณะของช่องว่างส่วนหางระหว่างหัวเจาะและผนังอุโมงค์



รูปที่ 2.25 การฉีดน้ำปูนและปริมาณของวัสดุที่ใช้ฉีดอัด