



TUYỂN TẬP BÁO CÁO HỘI NGHỊ TOÀN QUỐC

KHOA HỌC TRÁI ĐẤT VÀ TÀI NGUYÊN VỚI PHÁT TRIỂN BỀN VỮNG

Hà Nội, 12 - 11 - 2020

ERSD 2020



NHÀ XUẤT BẢN GIAO THÔNG VẬN TẢI



**TUYỂN TẬP BÁO CÁO HỘI NGHỊ TOÀN QUỐC
KHOA HỌC TRÁI ĐẤT VÀ TÀI NGUYÊN
VỚI PHÁT TRIỂN BỀN VỮNG**

**TIỂU BAN
ĐỊA CHẤT CÔNG TRÌNH -
ĐỊA CHẤT THỦY VĂN**

ĐƠN VỊ TỔ CHỨC

Trường Đại học Mở - Địa chất (HUMG)

CÁC ĐƠN VỊ PHỐI HỢP TỔ CHỨC

Tập đoàn Công nghiệp Than - Khoáng sản Việt Nam

Tập đoàn Dầu khí Việt Nam

Tổng cục Địa chất và Khoáng sản Việt Nam

Tổng hội Địa chất Việt Nam

Cục Đo đạc, Bản đồ và Thông tin địa lý Việt Nam

Hội Khoa học Công nghệ Mỏ Việt Nam

Hội Công trình ngầm Việt Nam

Hội Địa chất Thủy văn Việt Nam

Hội Địa chất Công trình và Môi trường Việt Nam

Hội Kỹ thuật Nổ mìn Việt Nam

Hội Khoa học Kỹ thuật Địa vật lý Việt Nam

Hội Trắc địa - Bản đồ - Viễn thám Việt Nam

Viện Địa chất và Địa vật lý biển

Viện Khoa học Địa chất và Khoáng sản

Trường Đại học Công nghệ Đồng Nai

Trường Đại học Đông Á

Trường Đại học Thủ Dầu Một

BAN TỔ CHỨC

Trưởng ban

GS.TS Trần Thanh Hải, *Trường Đại học Mở Địa - chất*

Phó Trưởng ban

GS.TS Bùi Xuân Nam, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

PGS.TS Triệu Hùng Trường, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

Ủy viên

GS.TS Võ Chí Mỹ, *Hội Trắc địa - Bản đồ - Viễn thám Việt Nam*

GS.TS Nguyễn Quang Phích, *Hội Công trình ngầm Việt Nam*

PGS.TS Trần Tuấn Anh, *Viện Địa chất, Viện HLKH&CN Việt Nam*

PGS.TS Đoàn Văn Cảnh, *Hội Địa chất Thủy văn Việt Nam*

PGS.TS Tạ Đức Thịnh, *Hội Địa chất Công trình và Môi trường Việt Nam*

PGS.TS Nguyễn Như Trung, *Viện Địa chất và Địa vật lý biển, Hội Khoa học kỹ thuật Địa vật lý Việt Nam*

TS Nguyễn Đại Đồng, *Cục Đo đạc, Bản đồ và Thông tin địa lý Việt Nam*

TS Trần Xuân Hòa, *Hội Khoa học và Công nghệ Mỏ Việt Nam*

TS Hoàng Văn Khoa, *Tổng hội Địa chất Việt Nam*

TS Đỗ Hồng Nguyên, *Tập đoàn Công nghiệp Than - Khoáng sản Việt Nam*

TS Nguyễn Văn Nguyên, *Tổng cục Địa chất và Khoáng sản Việt Nam*

TS Lê Văn Quyền, *Hội Kỹ thuật Nổ mìn Việt Nam*

TS Trịnh Hải Sơn, *Viện Khoa học Địa chất và Khoáng sản, Bộ Tài nguyên và Môi trường*

TS Nguyễn Quốc Thập, *Tập đoàn Dầu khí quốc gia Việt Nam*

TS Đặng Kim Triết, *Trường Đại học Công nghệ Đồng Nai*

TS Trần Văn Trung, *Trường Đại học Thủ Dầu Một*

TS Đỗ Trọng Tuấn, *Trường Đại học Đông Á*

TS Nguyễn Thanh Tùng, *Viện Dầu khí Việt Nam*

BAN KHOA HỌC

Trưởng ban

GS.TS Bùi Xuân Nam, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

Phó trưởng ban

PGS.TS. Đỗ Ngọc Anh, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

Ủy viên

GS.TSKH Hoàng Ngọc Hà, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

GS.TS Võ Trọng Hùng, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

GS.TS Trương Xuân Luận, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

GS.TS Đỗ Như Tráng, *Trường Đại học Công nghệ GTVT*

PGS.TS Bùi Hoàng Bắc, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

PGS.TS Đỗ Văn Bình, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

PGS.TS Phùng Mạnh Đắc, *Hội KHCN Mở Việt Nam*

PGS.TSKH Hà Minh Hòa, *Viện Khoa học Đo đạc và Bản đồ*

PGS.TS Phạm Văn Hòa, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

PGS.TS Lê Văn Hưng, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

PGS.TS Hoàng Văn Long, *Viện Dầu khí Việt Nam*

PGS.TS Phạm Văn Luận, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

PGS.TS Nguyễn Quang Minh, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

PGS.TS Phạm Xuân Núi, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

PGS.TS Khổng Cao Phong, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

PGS.TS Nguyễn Văn Sáng, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

PGS.TS Ngô Xuân Thành, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

PGS.TS Đặng Trung Thành, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

PGS.TS Tạ Đức Thịnh, *Hội Địa chất Công trình và Môi trường Việt Nam*

PGS.TS Nguyễn Thế Vinh, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

TS Lê Hồng Anh, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

TS Trần Quốc Cường, *Viện Địa chất, Viện HLKH&CN Việt Nam*

TS Công Tiến Dũng, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

TS Trần Tuấn Dũng, *Viện Địa chất và Địa vật lý biển, Viện HL KH&CN Việt Nam*

TS Nguyễn Đại Đồng, *Cục Đo đạc, Bản đồ và Thông tin địa lý Việt Nam*

TS Nguyễn Mạnh Hùng, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

TS Nguyễn Quốc Phi, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

TS Bùi Thị Thu Thủy, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

TS Nguyễn Thế Truyền, *Viện NC Điện tử, Tin học, Tự động hóa*

TS Nguyễn Văn Xô, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

BAN BIÊN TẬP

Trưởng ban

TS Nguyễn Viết Nghĩa, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

Phó Trưởng ban

TS Nguyễn Thạc Khánh, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

Ủy viên

PGS.TS Bùi Hoàng Bắc, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

PGS.TS Phạm Văn Luận, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

PGS.TS Trần Tuấn Minh, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

PGS.TS Bùi Ngọc Quý, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

PGS.TS Đỗ Như Ý, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

TS Nguyễn Thị Mai Dung, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

TS Nguyễn Mạnh Hùng, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

TS Phạm Trung Kiên, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

TS Nguyễn Quốc Phi, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

BAN THƯ KÝ

Trưởng ban

PGS.TS Đỗ Ngọc Anh, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

Phó Trưởng ban

TS Nguyễn Thạc Khánh, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

Ủy viên

PGS.TS Phạm Văn Luận, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

PGS.TS Nguyễn Văn Sáng, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

TS Tô Xuân Bản, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

TS Nguyễn Trọng Dũng, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

TS Lê Quang Duyệt, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

TS Nguyễn Duy Huy, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

TS Nguyễn Quốc Phi, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

TS Ngô Thanh Tuấn, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

TS Nguyễn Mạnh Hùng, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

ThS Nguyễn Ngọc Dung, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

ThS Hoàng Thu Hằng, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

ThS Nguyễn Thanh Hải, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

ThS Phạm Đức Nghiệp, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

LỜI NÓI ĐẦU

Hội nghị Toàn quốc Khoa học Trái đất và Tài nguyên với Phát triển bền vững - ERSD được Trường Đại học Mỏ - Địa chất (HUMG) và các đối tác tổ chức 2 năm một lần để các nhà chuyên môn trong và ngoài nước tụ hội, giới thiệu những kết quả và hướng nghiên cứu khoa học mới, thảo luận về các xu thế phát triển, thách thức và cơ hội mới đối với nhiều lĩnh vực khác nhau của Khoa học Trái đất, Tài nguyên và các ngành khác có liên quan.

Tiếp nối thành công của Hội nghị lần thứ nhất năm 2018 (ERSD 2018) và được sự cho phép của Bộ Giáo dục và Đào tạo, Hội nghị Toàn quốc Khoa học Trái đất và Tài nguyên với Phát triển bền vững lần thứ hai (ERSD 2020) được Trường Đại học Mỏ - Địa chất (HUMG) đăng cai tổ chức với sự phối hợp đồng tổ chức của nhiều đơn vị quản lý, nghiên cứu khoa học, đào tạo và sản xuất có uy tín trong nước gồm Tập đoàn Công nghiệp Than - Khoáng sản Việt Nam, Tập đoàn Dầu khí Quốc gia Việt Nam, Tổng cục Địa chất và Khoáng sản Việt Nam, Cục Đo đạc, Bản đồ và Thông tin địa lý Việt Nam, Viện Địa chất và Địa vật lý biển, Viện Khoa học Địa chất và Khoáng sản, Trường Đại học Công nghệ Đồng Nai, Trường Đại học Đông Á, Trường Đại học Thủ Dầu Một, Tổng hội Địa chất Việt Nam, Hội Khoa học Công nghệ Mỏ Việt Nam, Hội Công trình ngầm Việt Nam, Hội Địa chất Thủy văn Việt Nam, Hội Địa chất Công trình và Môi trường Việt Nam, Hội Kỹ thuật Nổ mìn Việt Nam, Hội Khoa học Kỹ thuật Địa vật lý Việt Nam, Hội Trắc địa - Bản đồ - Viễn thám Việt Nam, và với sự tham gia của nhiều tổ chức và cá nhân khác.

Các chủ đề chính của Hội nghị lần này tập trung vào thảo luận các kết quả khoa học công nghệ và hướng nghiên cứu mới của Khoa học Trái đất và Tài nguyên thiên nhiên, Khai thác và sử dụng tài nguyên địa chất, Môi trường và các lĩnh vực khoa học khác có liên quan như Cơ - Điện, Công nghệ Thông tin, Xây dựng, ... cũng như việc ứng dụng chúng vào phát triển bền vững đối với nhiều lĩnh vực khác nhau của khoa học công nghệ, kinh tế và xã hội.

Trong quá trình tổ chức Hội nghị, Ban Tổ chức đã nhận được sự quan tâm của đông đảo các nhà khoa học, chuyên môn và quản lý trong và ngoài nước, trong đó có hơn 300 báo cáo khoa học liên quan tới các chủ đề của Hội nghị đã được gửi tới Ban biên tập. Trên cơ sở đó, 255 báo cáo có chất lượng đã được lựa chọn và xuất bản trong Tuyển tập tóm tắt các báo cáo và Tuyển tập các báo cáo toàn văn của Hội nghị. Báo cáo toàn văn được tập hợp thành 16 tập, mỗi tập ứng với một chủ đề khoa học sau:

1. *Địa chất khu vực*
2. *Địa chất công trình - Địa chất thủy văn*
3. *Tài nguyên địa chất và phát triển bền vững*
4. *Môi trường trong khai thác tài nguyên và phát triển bền vững*
5. *An toàn mỏ*
6. *Công nghệ và thiết bị khai thác*
7. *Thu hồi và chế biến khoáng sản*
8. *Công trình ngầm và Địa kỹ thuật*
9. *Vật liệu và kết cấu*
10. *Kỹ thuật dầu khí tích hợp*
11. *Trắc địa*
12. *Bản đồ, Viễn thám và Hệ thống thông tin địa lý*
13. *Khoa học Cơ bản trong lĩnh vực Khoa học Trái đất và Môi trường*
14. *Cơ khí, điện và Tự động hóa*
15. *Công nghệ thông tin*
16. *Phân tích dữ liệu và học máy*

Toàn bộ thông tin khoa học về hội nghị, trong đó có Tuyển tập các báo cáo toàn văn, được đưa lên trang Website chính thức của Hội nghị tại địa chỉ: <http://ersd2020.humg.edu.vn/>.

Ban tổ chức xin trân trọng cảm ơn Trường Đại học Mỏ - Địa chất, với tư cách là đơn vị đăng cai tổ chức Hội nghị, cùng các đơn vị đồng tổ chức đã hợp tác và góp phần quan trọng vào sự thành công của Hội nghị này. Cảm ơn các nhà khoa học đã đóng góp các công bố khoa học có giá trị cho Hội nghị. Ban tổ chức cũng đánh giá cao sự nỗ lực của Ban biên tập và các chuyên gia biên tập để nâng cao chất

lượng của các báo cáo khoa học cũng như sự cố gắng lớn của Ban thư ký trong việc chuẩn bị và tổ chức hội nghị này.

Ban tổ chức mong muốn tiếp tục nhận được sự hợp tác chặt chẽ và góp ý chân thành của các đơn vị và cá nhân đối với việc chuẩn bị, tổ chức, biên tập, và xuất bản các báo cáo khoa học, nhằm nâng cao chất lượng của các hội nghị tiếp theo, góp phần thúc đẩy sự phát triển bền vững của các hoạt động nghiên cứu khoa học, chuyển giao công nghệ thuộc các lĩnh vực Khoa học Trái đất và Tài nguyên và các lĩnh vực khoa học khác có liên quan.

TRƯỞNG BAN TỔ CHỨC

GS.TS Trần Thanh Hải

MỤC LỤC

TIỂU BAN ĐỊA CHẤT CÔNG TRÌNH - ĐỊA CHẤT THỦY VĂN

Phương pháp tính lún ổn định cho giàn khoan tự nâng, áp dụng tại khu vực GO-1X <i>Trương Thanh Cẩn, Nguyễn Văn Phóng, Lê Văn Quyền.....</i>	01
Nghiên cứu xác định nguyên nhân gây mất ổn định bờ sông Hậu đoạn chảy qua tỉnh An Giang <i>Trần Lê Thế Diễn, Bùi Trọng Vinh, Tạ Đức Thịnh.....</i>	07
Sức kháng cắt dư của đất: các yếu tố ảnh hưởng và ứng dụng <i>Nguyễn Thành Dương, Phạm Thị Ngọc Hà, Trần Thị Lan Hương</i>	14
Tro trấu và khả năng ứng dụng trong cải tạo một số tính chất của đất yếu ở Việt Nam <i>Nguyễn Thành Dương, Phùng Hữu Hải, Phạm Thị Ngọc Hà.....</i>	20
Nghiên cứu sử dụng cát giồng ven biển thành phố Hồ Chí Minh chế tạo bê tông đầm lăn <i>Nguyễn Tuấn Đạt , Đỗ Minh Toàn, Bùi Trường Sơn.....</i>	26
Đặc điểm sức kháng cắt và cốt kết của đất loại sét yếu đoạn Km339+100 đến Km342+270, dự án cao tốc QL45 - Nghi Sơn <i>Nguyễn Minh Hiền, Bùi Trường Sơn, Nguyễn Thị Nụ, Chu Quốc Dũng</i>	32
Nghiên cứu cường độ kháng kéo, kháng uốn của vữa xây dựng khi sử dụng xỉ đáy lò nhà máy nhiệt điện thay thế cát tự nhiên <i>Nguyễn Văn Hùng</i>	38
Đặc điểm thành phần vật chất và tính chất cơ lý của đất loại sét yếu Holocen phân bố ở vùng đồng bằng Quảng Trị - Thừa Thiên Huế <i>Hoàng Thị Sinh Hương, Trần Thanh Nhân, Trần Hữu Tuyên, Nguyễn Hải Đăng</i>	44
Hiện trạng, định hướng phát triển hệ thống giao thông ngầm Thành phố Hồ Chí Minh và nhiệm vụ công tác nghiên cứu địa kỹ thuật <i>Võ Nhật Luân, Nguyễn Thị Nụ, Đỗ Minh Toàn.....</i>	50
Đánh giá khả năng tổn thương bờ biển tỉnh Kiên Giang dưới tác động của biến đổi khí hậu và nước biển dâng <i>Tô Hoàng Nam, Dương Tuấn Ngọc.....</i>	57
Ứng dụng phần mềm RockWorks17 trong việc thể hiện các thông số địa chất công trình <i>Nguyễn Thị Nụ, Bùi Trường Sơn, Tạ Thị Toán, Đỗ Mai Anh.....</i>	63
Các hệ số đánh giá khả năng hóa lỏng của cát xác định từ kết quả thí nghiệm SPT. Áp dụng cho đất loại cát tại khu vực Quảng Trị <i>Nguyễn Thị Nụ, Bùi Trường Sơn</i>	70
Đánh giá ảnh hưởng của tỷ số áp lực nước lỗ rỗng đến sức chịu tải của móng cọc tuabin điện gió khu vực duyên hải Sóc Trăng <i>Nguyễn Văn Phóng, Bùi Đức Tùng, Trần Nam Quang</i>	78
Độ bền động và khả năng hóa lỏng của cát khu vực ven biển Sóc Trăng dưới tác dụng của tải trọng tuabin điện gió <i>Nguyễn Văn Phóng.....</i>	85
Nghiên cứu thực nghiệm mối quan hệ giữa vận tốc sóng Rayleigh và độ rỗng của vật liệu	

<i>Bùi Trường Sơn, Nguyễn Thị Nụ</i>	92
Assessing the Settlement Compensation Methods Applied for The Breakwater on the Entrance of Hau's River Navigation Channel	
<i>Nguyen Huu Son, Dau Van Ngo, Vo Thanh Long, Nguyen Ngoc Minh.....</i>	99
Roles of the Geological Structure to Bank Erosion at Hau's river Entrance Navigation Channel, Tra Vinh Province, Vietnam	
<i>Nguyen Huu Son, Huynh Trung Tin, Dau Van Ngo.....</i>	105
Nghiên cứu tính chất cơ lý mẫu Xi măng- đất san hô khi thi công hầm ở khu vực đảo Trường Sa	
<i>Đỗ Minh Vương, Nguyễn Huy Hiệp</i>	111
Vai trò của biên sông Hồng đối với lượng bổ cập cho nước dưới đất trong trầm tích Đệ tứ khu vực Hà Nội	
<i>Triệu Đức Huy, Nguyễn Văn Lâm, Tống Ngọc Thanh, Phạm Bá Quyền, Hoàng Đại Phúc.....</i>	117
Using inverse analysis to estimate the hydraulic properties of unsaturated layered sand under capillary barrier effect	
<i>To Viet Nam , Nguyen Viet Ky, Hosung Shin.....</i>	124
Đánh giá động thái nước dưới đất phục vụ định hướng khai thác hợp lý tài nguyên nước tại tỉnh Tiền Giang, Việt Nam	
<i>Thái Bá Ngọc, Trần Anh Tú, Lê Thanh Phong, Phí Hoàng Quang Trung, Nguyễn Đỗ Hữu Hiệp.....</i>	132
Xác định mực nước hạ thấp tối đa cho phép tại Trà Vinh	
<i>Nguyễn Việt Kỳ, Đào Hồng Hải, Đặng Văn Túc</i>	138
Xác định lưu lượng dòng ngầm trong tầng chứa nước có mặt nước nằm nghiêng bằng phương pháp mô hình hóa	
<i>Đặng Đình Phúc, Nguyễn Bách Thảo</i>	147
Phương pháp xác định thông số địa chất thủy văn theo tài liệu hút nước nhóm	
<i>Đặng Đình Phúc, Đặng Hữu Nghị, Nguyễn Bách Thảo, Đặng Đình Phú.....</i>	153
Nghiên cứu xác định nguồn gốc xâm nhập mặn các tầng chứa nước lỗ hổng ven biển khu vực Thành phố Đà Nẵng	
<i>Nguyễn Bách Thảo, Lê Duy Sỹ Cảnh, Đào Đức Bằng</i>	159
Xác định sự dịch chuyển của một số chất ô nhiễm từ bãi rác Nam Sơn - TP. Hà Nội vào tầng chứa nước	
<i>Dương Thị Thanh Thủy, Kiều Vân Anh, Trương Viết Năm Anh.....</i>	166
Phân vùng tiềm năng bổ cập nước dưới đất trong các thành tạo bazan khu vực Cư M'gar, tỉnh Đắk Lắk	
<i>Nguyễn Thị Thanh Thủy, Vũ Thị Minh Nguyệt, Mai Thành Tân, Phí Kim Mạnh</i>	172
Đánh giá khả năng sử dụng nước suối Nà Rượu dùng vào mục đích sinh hoạt cho người dân Thị trấn Yên Minh - tỉnh Hà Giang	
<i>Đặng Xuân Thường, Nguyễn Phú Duyên, Đào Quang Linh, Nguyễn Mai Hoa, Phạm Quang Tùng, Nguyễn Văn Cường, Nguyễn Hồng Quang.....</i>	180

Phương pháp tính lún ổn định cho giàn khoan tự nâng, áp dụng tại khu vực GO-1X

Trương Thanh Cần¹, Nguyễn Văn Phóng^{2*}, Lê Văn Quyền¹

¹ Công ty TNHH MTV Dịch Vụ Khảo sát & Công trình ngầm PTSC

² Trường Đại học Mở - Địa chất

TÓM TẮT

Trong lĩnh vực thăm dò và khai thác dầu khí, giàn khoan tự nâng (jack-up) luôn là lựa chọn tối ưu nhất với khu vực biển có độ sâu trung bình khoảng 100m trở lại. Với ưu thế linh động, chi phí vận hành rẻ hơn so với các phương tiện thăm dò và khai thác dầu khí khác, giàn khoan tự nâng được hầu hết các nhà thầu dầu khí tại Việt Nam sử dụng để thực hiện chiến dịch khoan thăm dò và khai thác dầu khí. Tuy nhiên, việc hạ đặt giàn khoan thường gặp các sự cố gây mất ổn định do việc dự đoán độ lún chân giàn không chính xác, đặc biệt là việc lựa chọn mô hình nền đất, thông số đất tính toán và tiêu chuẩn áp dụng. Bài báo giới thiệu phương pháp tính độ lún chân giàn khoan tự nâng theo tiêu chuẩn ISO 19905-1:2012. Đây là tiêu chuẩn được các nhà thầu khảo sát sử dụng để tính toán độ lún chân giàn. Kết quả tính cho thấy độ lún chân giàn dự đoán dao động khoảng 10% so với số liệu thực tế. Độ dao động này nằm trong giới hạn cho phép khi xét đến các yếu tố ảnh hưởng khác như điều kiện hải văn, địa chất thực tế tại vị trí đặt giàn và các yếu tố khác được nêu trong bài báo này.

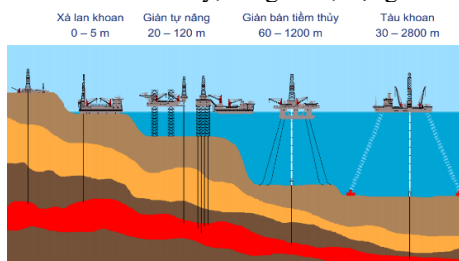
Từ khóa: Giàn khoan tự nâng; địa chất công trình; độ lún chân giàn khoan tự nâng; sự ổn định chân giàn.

1. Đặt vấn đề

Tại Việt Nam, hầu hết các khu vực mở khai thác dầu khí đều phân bố ở thềm lục địa phía Nam. Ở đây, độ sâu nước biển dao động trong khoảng từ 40m đến 150m. Do đó, loại giàn khoan tự nâng (Jack Up Rig) được sử dụng chủ yếu tại Việt Nam, đồng thời giàn tự nâng cũng chiếm tỉ trọng 60% trong tổng số các giàn khoan đang hoạt động trên toàn thế giới.

Giàn khoan tự nâng là những giàn khoan có thể hoạt động trên biển một cách ổn định bằng việc sử dụng hệ thống chân để hạ xuống các lớp đất bên dưới bề mặt đáy biển trong suốt quá trình khoan thăm dò và khai thác dầu khí. Giàn khoan tự nâng được thiết kế như một phương tiện nổi để có thể tự di chuyển trên biển từ nơi này sang nơi khác hoặc di chuyển nhờ sự hỗ trợ của các tàu lai dắt. Khi đến vị trí khoan, thân giàn sẽ được nâng lên độ cao yêu cầu trên mặt biển nhằm đảm bảo an toàn và tạo điều kiện hoạt động tốt nhất cho công tác khoan. Lúc này, toàn bộ tải trọng của giàn khoan sẽ được truyền xuống các chân giàn và ép các chân giàn lún sâu vào các lớp đất bên dưới bề mặt đáy biển đến độ sâu ổn định. Tùy thuộc vào điều kiện địa chất chung của đáy biển mà chân giàn sẽ được thiết kế theo nhiều hình dạng khác nhau.

Theo các nghiên cứu thống kê, giàn khoan tự nâng có thể gặp sự cố về mất ổn định chân giàn do các nguyên nhân như: 1) Sai sót trong tính toán ổn định nền đất; 2) Thiết kế kết cấu giàn không phù hợp; 3) Công tác nâng, hạ và vận hành giàn khoan không đúng quy trình; 4) Do các hoạt động tự nhiên ngoài dự kiến như bão và lốc xoáy, sóng thần, động đất ...



Hình 1. Phân loại các giàn khoan trên thế giới



Hình 2. Giàn khoan tự nâng được kéo bởi 2 tàu lai dắt

* Tác giả liên hệ

Email: nguyenvanphong@hums.edu.vn

Trong các nguyên nhân kể trên thì nguyên nhân dẫn đến sự cố mất ổn định chân giàn do sai sót trong quá trình tính toán, dự đoán ổn định nền đất và độ lún chân giàn là thường xảy ra và chiếm tỉ trọng lớn nhất so với các nguyên nhân khác. Việc dự đoán ổn định chân giàn phụ thuộc rất nhiều yếu tố như: đặc điểm và thông số kỹ thuật của giàn khoan; đặc điểm cấu trúc nền đất và các đặc trưng cơ lý; các đặc điểm địa chất thủy hải văn. Trong một số trường hợp, việc lựa chọn sơ đồ cấu trúc nền cũng như thông số đất nền không hợp lý là nguyên nhân dẫn tới sai sót trong tính toán.

Phương pháp tính lún chân giàn theo SNAME (2002) (Hiệp hội Kỹ sư hàng hải) chủ yếu dựa trên các nghiên cứu từ năm 2002 trở về trước. Trong đó, cơ sở dữ liệu dùng để đưa ra các phương án tính lún chủ yếu thu thập từ khu vực vịnh Mexico, Mỹ. Với phương pháp ISO 19905-1: 2012, ngoài các dữ liệu trước đây của SNAME thì phương pháp này có mở rộng thêm dữ liệu thu thập được từ các thí nghiệm ly tâm (centrifuge tests) và qua đó mở rộng, bao quát hơn các phạm vi biến đổi của đất nền để đưa ra giá trị độ lún tính toán tin cậy hơn. Tuy nhiên, về cơ bản thì ISO được kế thừa SNAME nên nhìn chung, hai phương pháp đưa ra kết quả không chênh lệch nhiều. Việc quan trọng nhất là lựa chọn được các thông số đất tính toán mang tính đại diện cho các lớp đất tại vị trí đặt giàn để phân tích độ lún.

Như vậy, việc lựa chọn phương pháp tính lún chân giàn, sơ đồ cấu trúc nền đất và thông số đất nền phù hợp với điều kiện khu vực là rất quan trọng đối với ổn định giàn khoan tự nâng.

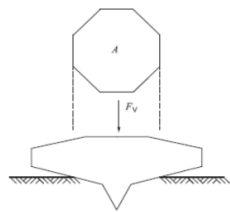
2. Cơ sở lý thuyết và Phương pháp tính toán lún ổn định cho chân giàn jack-up

2.1. Các bước tính toán

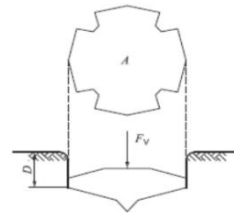
Việc tính toán lún ổn định cho chân giàn jack-up được thực hiện theo quy trình 5 bước như sau (theo tiêu chuẩn ISO 19905-1:2012):

- Mô hình hóa chân giàn.
- Tính toán khả năng chịu tải theo phương thẳng đứng, F_v , ở các độ sâu khác nhau trong khu vực chịu lực.
- Sử dụng phương trình chuyển đổi sức chịu tải thuần cực hạn theo chiều dọc tại mỗi độ sâu thành phản lực kết cấu của chân giàn, V_L .
- Vẽ phản lực kết cấu của chân giàn hiện hữu, V_L , tương quan với độ lún của chân giàn, có tính đến khoảng cách của đầu mũi chân giàn dưới độ sâu của vùng chịu lực.
- Vẽ đường cong phản lực kết cấu của chân giàn hiện hữu với độ lún của chân giàn tại áp lực gia tải trước lớn nhất.

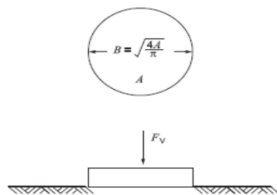
Chân giàn có thể được mô hình hóa như một móng tròn phẳng (Hình 3).



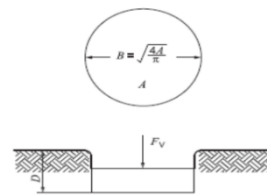
Chân giàn thực tế - Lún một phần



Chân giàn thực tế - Lún hoàn toàn



Mô hình hóa chân giàn - Lún một phần



Mô hình hóa chân giàn - Lún hoàn toàn

Hình 3. Mô hình hóa chân giàn tự nâng

2.2. Các sơ đồ tính toán độ lún chân giàn tự nâng

Có 5 sơ đồ được sử dụng để tính lún ổn định chân giàn jack-up được biểu diễn trên Hình 5.

a) Trường hợp chân giàn lún qua lớp đất loại sét

Sức chịu tải của nền đất loại sét (F_v) dưới chân giàn được xác định như sau:

$$F_v = (s_u N_{cs} d_c + p'_o) \pi B^2 / 4 \quad (1)$$

trong đó: p'_o - ứng suất hữu hiệu;

d_c - hệ số sức chịu tải theo độ sâu, $d_c = 1 + 0.2(D/B) < 1.5$. Với móng tròn, N_{cs} bằng 6.

B - đường kính hiệu quả của chân giàn tiếp xúc với đất;

S_u - sức kháng cắt không thoát nước của lớp đất.

b) Trường hợp chân giàn lún qua lớp đất loại cát

Độ lún của chân giàn trong lớp đất loại cát được phân tích như quá trình thoát nước. Công thức sức chịu tải của móng tròn trong vật liệu ma sát đồng nhất được thể hiện như sau:

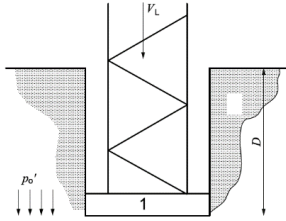
$$F_V = \gamma' d_\gamma N_\gamma B^3 / 8 + p'_o d_q N_q \pi B^2 / 4 \quad (2)$$

trong đó: d_γ - hệ số tải trọng cho đất thoát nước, $d_\gamma = 1.0$;

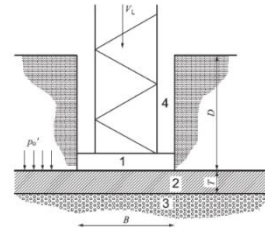
d_q -hệ số độ sâu cho đất thoát nước, $d_q = 1 + 2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 \tan^{-1}(D/B)$;

γ' - dung trọng đầy nổi của đất;

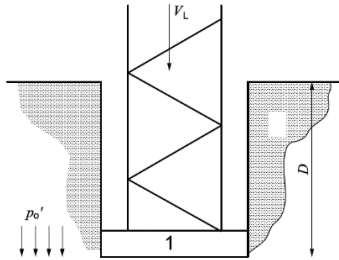
N_γ, N_q - hệ số sức chịu tải.



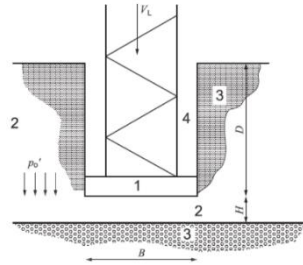
a) Trường hợp lún qua lớp sét



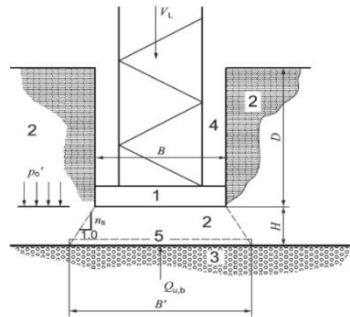
c) Trường hợp lún qua lớp đất yếu trên lớp đất cứng



b) Trường hợp lún qua lớp cát



d) Trường hợp lún qua lớp sét cứng trên lớp sét yếu



e) Trường hợp lún qua lớp cát trên lớp sét yếu

Hình 4. Các sơ đồ phân tích độ lún chân giàn

c) Trường hợp chân giàn lún qua lớp đất yếu phủ trên lớp đất cứng

Trong lớp sét chịu ảnh hưởng cơ chế phá hủy chèn ép nằm trên lớp đất cứng hơn, sức chịu tải của nó có thể được phân tích dựa trên phương pháp của Brown, Meyerhof và Vesic cùng với việc kết hợp hệ số độ sâu và sức chịu tải của Skempton:

$$F_V = A \{ (a_s + b_s B/T + 1.2D/B) s_u + p'_o \} \quad (3)$$

trong đó: $d_c = 1 + 0.2D/B$; $a_s = 5.0$; $b_s = 0.33$;

S_u - sức kháng cắt không thoát nước của lớp đất yếu.

d) Trường hợp chân giàn lún qua lớp sét cứng trên lớp đất yếu

Khi lớp đất cứng là đất loại sét, sức chịu tải của chân giàn trên bề mặt lớp đất cứng nằm trên một lớp sét yếu có thể được tính theo phương án của Brown và Meyerhof:

$$F_V = A ((3H/B) s_{ut} + N_c s_{c,ub}) \quad (4)$$

trong đó: S_{ub} - Sức kháng cắt không thoát nước của lớp đất sét nằm dưới;

S_{ut} - Sức kháng cắt không thoát nước của lớp đất sét nằm trên.

e) Trường hợp chân giàn lún qua lớp cát trên lớp đất yếu

Khi lớp đất cứng là đất loại cát, sức chịu tải của chân giàn trên bề mặt lớp đất cát nằm trên một lớp sét yếu có thể được tính bằng mô hình phân bố tải trọng. Trong mô hình này, sức chịu tải của chân giàn, Q_v , được tính như một móng ảo tại ranh giới giữa lớp cát và sét. Mô hình móng ảo này có đường kính tương đương như sau:

$$B' = B + 2H/n_s \quad (5)$$

Hệ số phân bố tải trọng n_s dao động từ 3 đến 5.

Sức chịu tải của chân giàn được thể hiện như sau: $F_v = Q_{u,b} - W$

trong đó: $W = 0.25\pi(B + 2H/n_s)2H\gamma'$ - trọng lượng của phần đất nằm giữa chân giàn và móng ảo;

$Q_{u,b}$ - sức chịu tải của phần móng ảo nằm trên ranh giới cát - sét.

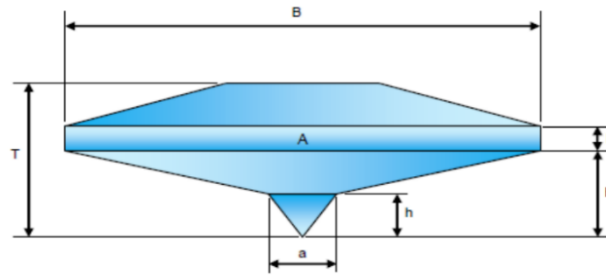
3. Kết quả tính lún ổn định cho các chân giàn tự nâng

3.1. Đặc điểm thông số kỹ thuật chân giàn khoan

Giàn khoan tự nâng được cấu tạo gồm 3 chân bao gồm: chân giàn JU1 (Starboard leg), chân giàn JU2 (Port leg) và chân giàn JU3 (Bow leg).

Các thông số của giàn khoan tự nâng như sau:

- Tải trọng tác dụng lên mỗi chân giàn trước khi tiến hành gia tải đến cực hạn, LS: 46.6 MN
- Tải trọng tác dụng lên mỗi chân giàn sau khi tiến hành gia tải đến cực hạn, MP: 85.8 MN



Hình 5. Các thông số chân giàn

- Chiều cao chóp nón, H: 2.38 m; Diện tích đáy, A: 163.0 m²

- Thể tích, V: 431.0 m³; Đường kính tương đương, B: 14.4 m.

3.2. Phân tích lựa chọn phương án tính lún tổng thể cho giàn khoan tại vị trí khảo sát

Giàn khoan tự nâng được sử dụng tại vị trí khảo sát, ngoài khơi Việt Nam là loại giàn có ba chân độc lập. Tại mỗi vị trí chân giàn được thực hiện công tác khoan ĐCCT và thí nghiệm CPT. Địa tầng tại 3 chân giàn tương đối đồng nhất với sự phân bố các lớp đất như sau: Tại vị trí khảo sát, có một lớp cát mỏng với bề dày tương đối nhỏ (0.8m) nằm trên lớp đất sét yếu. Lớp sét yếu có bề dày thay đổi từ 3.5 đến 3.6m và bên dưới là lớp cát khá dày (phân bố dao động từ độ sâu 27.4 đến 28.2m) và theo đánh giá ban đầu thì chân giàn không có khả năng đâm xuyên qua lớp cát này.

Căn cứ vào cơ sở lý thuyết về các phương án tính lún chân giàn, đồng thời dựa vào kết quả phân tích địa tầng, tính chất cơ lý của đất nền, các phương án tính ổn định độ lún cho chân giàn tại vị trí khảo sát được kết luận như sau:

Lớp 1: Cát hạt trung, màu xám nâu, xám đen, lẫn vỏ sò, trạng thái chặt. Chiều dày thay đổi từ 0.0m đến 0.8m.

Lớp cát bề mặt - do bề dày của lớp đất cát khá mỏng (0.8m) nên chân giàn sẽ dễ dàng đâm xuyên qua đến tầng lớp sét. Trong trường hợp này, công thức tính lún áp dụng theo mục 2.2 (e) đã nêu cho phương án “chân giàn lún qua lớp đất cát trên lớp sét yếu”.

Các chỉ tiêu cần thiết như sức kháng cắt không thoát nước, Su lấy theo kết quả thí nghiệm nén 3 trục sơ đồ UU xem xét trong mối quan hệ tương quan với các thí nghiệm cắt cánh (Vane Shear Test), thí nghiệm cắt cánh bỏ túi (Mini torvane), thí nghiệm xuyên bỏ túi (Pocket Penetrometer). Trong đó, giá trị sức kháng cắt của đất theo kết quả thí nghiệm nén 3 trục sơ đồ UU được ưu tiên lựa chọn vì có độ tin cậy cao nhất do mô hình thí nghiệm mô tả gần đúng điều kiện đất nền.

Lớp 2: Sét màu xám đen, xám nâu, trạng thái dẻo chảy đến dẻo mềm. Chiều dày dao động từ 3.6m đến 3.7m, phân bố từ 0.8m đến 4.4m bên dưới đáy biển. Giá trị sức kháng cắt không thoát nước S_u được lấy theo giá trị thí nghiệm nén 3 trục sơ đồ UU.

Lớp sét yếu - do lớp này yếu, bề dày mỏng hơn nhiều so với lớp cát bên dưới (lớp cát có sức kháng cao hơn) nên cơ chế phá hủy theo phương án phá hủy “squeeze” chèn ép, phương án tính lún áp dụng theo trường hợp “lớp sét yếu nằm trên lớp sét cứng” đã nêu ở mục 2.2 (c).

Lớp 3: Cát hạt trung lẫn các thấu kính sét, màu xám nâu xám đen, trạng thái chặt vừa. Lớp cát này có chiều dày dao động từ 23m đến 23.9m.

Lớp cát dày - do lớp này dày nên cơ chế tính toán sức chịu tải của chân giàn áp dụng cho trường hợp “chân giàn lún trong đất loại cát” ở công thức ở mục 2.2 (b).

Căn cứ vào dải biến thiên của giá trị cường độ sức kháng cắt S_u của các lớp đất theo số liệu các thí nghiệm nén ba trục sơ đồ UU, thí nghiệm cắt cánh trong phòng, ta có thể vẽ đường giới hạn trên và giới hạn dưới theo biến thiên về độ lớn của giá trị S_u . Từ đó, giá trị dự đoán độ lún chân giàn sẽ nằm trong khoảng giữa 2 giá trị giới hạn này.

Độ lún chân giàn tại vị trí khảo sát đã được dự đoán dựa trên số liệu thực tế của các thông số giàn khoan và địa tầng khu vực ngoài khơi thềm lục địa Việt Nam. Độ lún tại 03 chân được thống kê trong Bảng 2. Cả 03 chân giàn đều được đặt trong lớp cát hạt trung, trạng thái chặt vừa. Chiều dày lớp khoảng 23m nên đảm bảo chân giàn sẽ có độ ổn định cao, các hiện tượng lún nhanh không kiểm soát (Punch through) là không xảy ra.

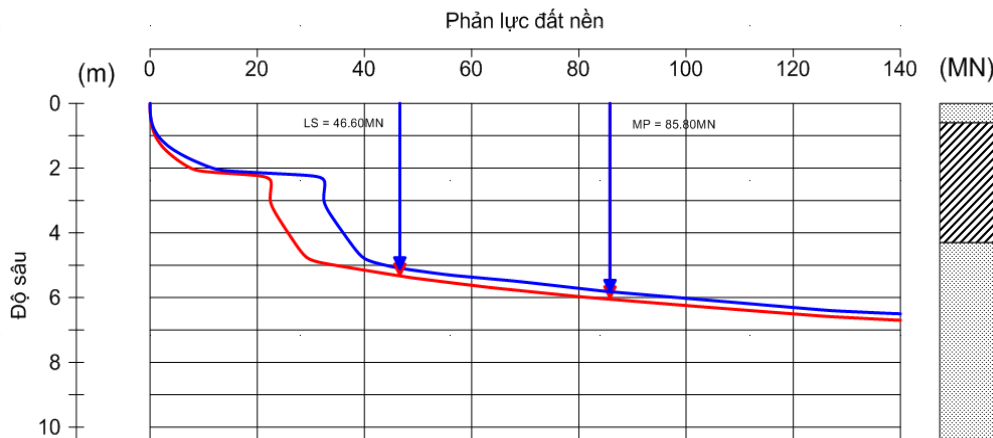
3.3. Tính lún ổn định chân giàn JU1 (starboard leg), JU2 (port leg) và JU3 (bow leg)

Thông số tính toán của các chân giàn được thể hiện trong Bảng 1.

Bảng 1. Thông số tính toán cho chân giàn JU1, JU2 và JU3

Chân giàn	Lớp	Mô tả	Độ sâu (m)	γ' (kN/m ³)	S_u (kPa) / ϕ (độ)
JU1	1	Lớp cát, chặt	0 - 0.8	8.4	30
	2	Lớp sét, dẻo chảy đến dẻo mềm	0.8 - 4.3	8.2	LB: 15-20 / UB: 25-30
	3	Lớp cát, chặt vừa đến chặt	4.3 - 28.2	8.9	25
	4	Lớp cát bụi, chặt vừa	28.2 - 34.8	9.1	20
	5	Lớp sét, dẻo mềm đến dẻo cứng	34.8 - 40	9.4	LB: 45-55 / UB: 55-65
Chân giàn	Lớp	Mô tả	Độ sâu (m)	γ' (kN/m ³)	S_u (kPa) / ϕ (độ)
JU2	1	Lớp cát, chặt	0 - 0.8	8.4	30
	2	Lớp sét, dẻo chảy đến dẻo mềm	0.8 - 4.3	8.2	LB: 15-20 / UB: 25-35
	3	Lớp cát, chặt vừa đến chặt	4.3 - 8.9	8.7	30
	4	Lớp cát bụi, chặt vừa	8.9 - 27.9	9.0	25
	5	Lớp cát, chặt vừa đến chặt	27.9 - 30	9.1	20
Chân giàn	Lớp	Mô tả	Độ sâu (m)	γ' (kN/m ³)	S_u (kPa) / ϕ (độ)
JU3	1	Lớp cát, chặt	0 - 0.8	8.4	30
	2	Lớp sét, dẻo chảy đến dẻo mềm	0.8 - 4.4	8.2	LB: 15-20 / UB: 25-35
	3	Lớp cát, chặt vừa đến chặt	4.4 - 8.9	8.7	30
	4	Lớp cát bụi, chặt vừa	8.9 - 27.4	9.0	25
	5	Lớp cát, chặt vừa đến chặt	27.4 - 30	9.1	20

Ghi chú: γ' là dung trọng đẩy nổi; ϕ là góc ma sát trong của đất; LB/UB là giới hạn trên / giới hạn dưới.



Hình 6. Đồ thị tổng quát độ lún chân giàn

Bảng 2. Kết quả dự đoán độ lún chân giàn tự nâng

Stt	Chân giàn	Dự đoán độ lún chân giàn	
		Theo giới hạn trên	Theo giới hạn dưới
1	JU1 (Starboard Leg)	5.7 m	6.0 m
2	JU2 (Port Leg)	5.7 m	6.0 m
3	JU3 (Bow Leg)	5.2 m	5.6 m

4. Kết luận

Việc lựa chọn phương pháp tính lún ổn định, sơ đồ cấu trúc nền đất, thông số đất nền phù hợp với điều kiện cụ thể có ý nghĩa quyết định đến đánh giá ổn định chân giàn jack-up.

Sử dụng các phương án tính lún cho trường hợp “lớp cát trên lớp sét yếu”, “lớp sét yếu trên lớp sét cứng” và trường hợp “lớp cát dày” để tính lún cho cả ba chân JU1, JU2 và JU3 của giàn theo tiêu chuẩn ISO 19905-1:2012. Kết quả cho thấy độ lún dao động từ 5.2m đến 6.0m bên dưới đáy biển và độ ổn định của giàn được đánh giá phù hợp cho vị trí khảo sát.

Các kiến nghị đề xuất về phương pháp tính lún:

- Phương pháp tính lún theo tiêu chuẩn ISO 19905-1:2012 được sử dụng rộng rãi bởi các nhà thầu khảo sát trong việc tính toán độ lún chân giàn. Tiêu chuẩn này đã đưa ra được các phương pháp tính lún trong trường hợp lớp cát, lớp sét, lớp cát chặt trên lớp sét yếu, lớp sét cứng trên lớp sét yếu và các điều kiện địa chất phân lớp phức tạp. Tuy nhiên, việc mô hình hóa chân giàn bằng mô hình móng nông không thể hiện được sự khác biệt thực tế về hình dạng móng của chân giàn (chóp nhọn). Điều này dẫn đến những khác biệt có thể thấy rõ ở độ lún chân giàn thực tế và tính toán. Việc lựa chọn thông số đất tính toán cần xét đến mức độ biến đổi của đất do mức độ không đồng nhất bằng cách phân tích độ lún theo giới hạn trên và giới hạn dưới để bao quát phạm vi độ lún chân giàn.

- Kết quả dự đoán độ lún chân giàn của Bài báo được dành riêng cho giàn khoan jack-up được đề xuất tại vị trí giếng khoan GO-1X. Việc xem xét các biến đổi khác bên dưới bề mặt đáy biển (như hiện tượng khí nông) và các điều kiện môi trường khác có thể ảnh hưởng đến độ lún chân giàn không thuộc phạm vi của nghiên cứu của bài báo.

Tài liệu tham khảo

BSI Standards Publication, 2012. Petroleum and natural gas industries - Site-specific assessment of mobile offshore units - Part 1: Jack-ups (ISO 19905-1:2012), Page: 0-322.

Technical and Research Bulletin 5-5A, 2002. Guideline for site-specific assessment of mobile jackup units, Page: 0-493.

ABSTRACT

Prediction Method for Stability of Leg Penetration of Jack-up Rig at GO-1X location

Truong Thanh Can¹, Nguyen Van Phong², Le Van Quyen¹

¹PTSC Geos & Subsea Services Co., Ltd.

²Hanoi University of Mining and Geology

In the field of oil and gas exploration and exploitation with an average sea depth of about 100m, jack-up rigs are the best choice. With many advantages and lower operating costs compared to other oil and gas exploration and production facilities, jack-up rigs are used by most oil and gas contractors in Vietnam to conduct drilling campaigns for oil and gas exploration and exploitation purposes. However, installation of jack-up leg at survey locations often has stability problems if estimation of jack-up rig's leg penetration is not accurate, especially the selection of ground models, design soil parameters and applied standard(s). The article introduces the method of calculating jack-up rig's leg penetration in accordance with ISO 19905-1: 2012 and applies to jack-up rig "JU". Results show that the predicted leg penetration fluctuates about 10% compared to the actual monitoring data at survey site. This range of fluctuation is within the allowed limits when considering factors such as the actual metocean and geological conditions at rig emplacement location and other factors mentioned in this paper.

Key words: Jack-up rig; geotechnics; leg penetration of jackup rigs; stability.

Nghiên cứu xác định nguyên nhân gây mất ổn định bờ sông Hậu đoạn chảy qua tỉnh An Giang

Trần Lê Thế Diên^{1,*}, Bùi Trọng Vinh¹, Tạ Đức Thịnh²

¹Trường Đại học Bách khoa Thành phố Hồ Chí Minh

²Trường Đại học Mở - Địa chất

TÓM TẮT

Trong những năm gần đây, hiện tượng trượt lở và xói lở bờ sông Hậu, đoạn chảy qua tỉnh An Giang đã và đang xảy ra rất phức tạp với quy mô và cường độ ngày càng lớn, ảnh hưởng nghiêm trọng đến đời sống của người dân. Vì vậy, việc xác định nguyên nhân gây ra mất ổn định đoạn bờ sông này là rất cần thiết nhằm đề ra các biện pháp phòng tránh thích hợp. Bài báo đã chỉ ra các nguyên nhân và yếu tố thúc đẩy mất ổn định bờ sông Hậu là: cấu trúc nền đất yếu bờ sông, hình thái lòng sông, thủy động lực dòng chảy và hoạt động kinh tế - xây dựng của con người. Kết quả phân tích các mô hình số Mike, Geoslope/W, hệ thống quan trắc sóng tàu thuyền và các thí nghiệm hiện trường đã chỉ ra, tại những nơi tồn tại các lớp thấu kính cát hạt mịn trong cấu trúc nền đất yếu, chiều dày 20 đến 30 cm, phân bố ở độ sâu từ 14 m đến 29 m; những nơi ngã ba sông, có đoạn sông cong, lòng dẫn hẹp, lưu lượng dòng chảy lớn, tốc độ xói mòn trung bình từ 0,6 m đến 1,25 m/năm; những nơi có hoạt động giao thông thủy mạnh gây ra chiều cao sóng lớn hơn 0,3 m thì hiện tượng trượt lở, xói lở gây mất ổn định bờ xảy ra hết sức mạnh mẽ, điển hình là tại xã Bình Mỹ, huyện Châu Phú; xã Mỹ Hội Đông, huyện Chợ Mới; phường Bình Đức, phường Bình Khánh, thành phố Long Xuyên.

Từ khóa: Sông Hậu; trượt lở; xói lở; xói mòn; cấu trúc nền đất yếu; hình thái; thủy động lực dòng chảy.

1. Đặt vấn đề

Sông Hậu đoạn chảy qua tỉnh An Giang dài gần 100 km mang lại cho con người nhiều nguồn lợi như thủy sản, vật liệu xây dựng, làm tuyến thoát lũ, trục giao thông thủy xuyên suốt chiều dài tỉnh từ thượng lưu về hạ lưu. Tuy nhiên, trong những năm gần đây, hiện tượng trượt lở và xói lở đường bờ đã và đang xảy ra rất phức tạp với quy mô và cường độ ngày càng lớn, thậm chí lặp đi lặp lại nhiều lần, ảnh hưởng nghiêm trọng đến đời sống và các hoạt động kinh tế-xã hội của người dân (Hình 1, 2, 3).



Hình 1. Đoạn trượt lở bờ sông Hậu tại xã Bình Mỹ, huyện Châu Phú (22/3/2010)



Hình 2. Đoạn trượt lở bờ sông Hậu tại phường Bình Đức, thành phố Long Xuyên (4/3/2012)



Hình 3. Đoạn trượt lở bờ sông Hậu tại xã Mỹ Hội Đông, huyện Chợ Mới (22/4/2017)

Vì vậy, nghiên cứu xác định nguyên nhân gây mất ổn định bờ sông làm căn cứ đề xuất các giải pháp bảo vệ bờ thích hợp, đảm bảo an toàn cho cuộc sống và hoạt động kinh tế-xã hội của người dân khu vực hai bên bờ sông có ý nghĩa khoa học và thực tiễn lớn. Bài báo sẽ phân tích làm sáng tỏ các nguyên nhân gây mất ổn định bờ sông Hậu đoạn qua tỉnh An Giang thông qua nghiên cứu điển hình tại các đoạn bờ xảy ra trượt lở, từ đó có thể ứng dụng nghiên cứu mất ổn định các bờ sông khác vùng đồng bằng sông Cửu Long.

2. Phương pháp luận nghiên cứu

Dòng sông được hình thành từ hai hợp phần là dòng chảy và cấu trúc nền đất bờ sông. Vì vậy, các nguyên nhân gây mất ổn định bờ liên quan trực tiếp đến dòng chảy và cấu trúc nền đất bờ sông. Ngoài ra, các yếu

** Tác giả liên hệ*

Email: dien.tran@vnrentop.com

tác động đến cấu trúc nền đất bờ sông như hoạt động kinh tế - xây dựng của con người trong lòng sông và ven bờ sông, hình thái cũng thúc đẩy quá trình gây mất ổn định bờ sông.

Do đó, để đánh giá ổn định bờ sông có thể sử dụng hệ số ổn định trượt $F_s = f(x, y, z)$, là tổ hợp của nhiều yếu tố, trong đó x : là yếu tố cấu trúc nền đất bờ sông được xác định thông qua kết quả khảo sát địa chất công trình khu vực nghiên cứu; y : là yếu tố thủy động lực dòng chảy, hình thái sông được xác định bằng cách đo trực tiếp tại hiện trường và tính toán trên mô hình MIKE; z là yếu tố các hoạt động kinh tế - xây dựng của con người người được xác định bằng hệ thống quan trắc, tính toán thực tế tại khu vực nghiên cứu. Hệ số ổn định bờ sông F_s được tính toán bằng phần mềm Geoslope/W, xác định theo công thức của Alan Wilfred Bishop với giả thiết mặt trượt cong tròn hình trụ như sau:

$$F_s = \frac{\sum [c' + (W \cdot \cos \alpha - ub) \tan \theta']}{\sum W \cdot \sin \alpha} \quad (1)$$

trong đó: c' - lực dính của đất; θ' - góc ma sát trong của đất; W - trọng lượng mỗi mảnh phân tố đất trong cung trượt; b - chiều dài đáy của mỗi mảnh phân tố đất dọc theo cung trượt; u - áp lực nước lỗ rỗng; α - góc nghiêng đáy của mỗi mảnh phân tố đất, $m = \cos \alpha + \frac{\tan \theta' \sin \alpha}{F_s}$

Các yếu tố tác động trực tiếp gây mất ổn định bờ gây xói bề mặt đường bờ là sóng tự nhiên và sóng do tàu thuyền gây ra trên sông. Mức độ xói bề mặt của đất được xác định theo phương pháp của Hanson (2002) như sau: $\varepsilon = k_d(\tau_e - \tau_c)$, trong đó: k_d - hệ số xói bề mặt của đất; τ_e - lực gây xói tác động trực tiếp lên bề mặt của đất; τ_c - sức kháng xói bề mặt của đất.

Theo Voulgaris và những người khác (1995), lực tác động lên bờ sông của sóng tự nhiên và sóng do tàu thuyền gây ra được xác định theo công thức: $\tau_w = \frac{1}{2} \rho f_w U_{orb}^2$, trong đó: τ_w - lực tác động của sóng lên bề mặt $[N.m^{-2}]$; ρ - tỷ trọng của nước $[kg.m^{-3}]$; f_w - hệ số ma sát; U_{orb}^2 - vận tốc quỹ đạo sóng gần bờ $[m.s^{-1}]$. Theo Soulsby và những người khác (1997), $U_{orb}^2 = \frac{\pi H}{T \cdot \sin(2\pi h/L)}$ với H - chiều cao sóng $[m]$; T - chu kỳ sóng $[s]$; L - chiều dài sóng $[m^{-1}]$; h - độ sâu SWL $[m]$.

3. Kết quả nghiên cứu

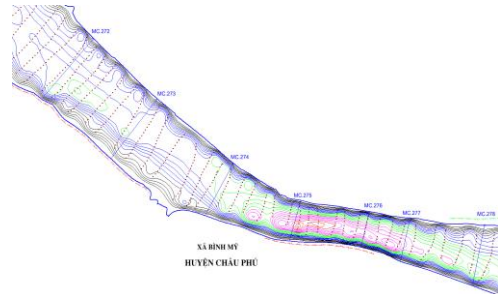
3.1. Đoạn bờ sông Hậu tại xã Bình Mỹ, huyện Châu Phú

Hiện tượng trượt lở đoạn bờ sông Hậu tại xã Bình Mỹ, huyện Châu Phú xảy ra mạnh mẽ trong những năm gần đây, lặp đi lặp lại nhiều lần trong các năm 2010, 2019 và 2020. Đặc điểm địa hình, địa tầng và tính chất cơ lý của các lớp đất nền đất được thể hiện trong các Hình 4, 5 và Bảng 1.

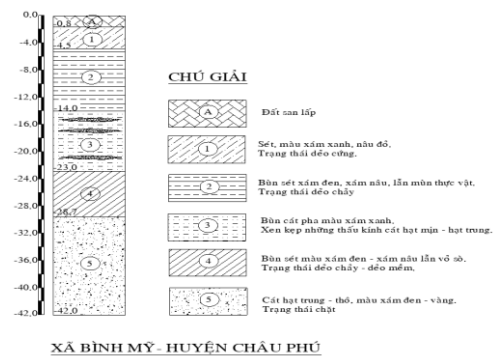
Bảng 1. Tính chất cơ lý các lớp đất bờ sông Hậu tại xã Bình Mỹ, huyện Châu Phú

Stt	Tên Lớp đất	Bề dày (m)	Dung trọng (g/cm^3)	Sức kháng cắt	
				C (kG/cm^2)	ϕ (độ)
1	Sét	3,3	1,985	0,133	$10^{\circ}28'$
2	Bùn sét	10,0	1,481	0,078	$3^{\circ}42'$
3	Bùn sét kẹp cát mịn	9,0	1,821	0,075	$8^{\circ}40'$
4	Sét pha	5,7	2,001	0,230	$16^{\circ}5'$
5	Cát hạt mịn - trung	>10,0	2,021	0,087	$30^{\circ}29'$

Dựa vào kết quả phân tích cấu trúc nền đất và địa hình lòng sông, kết quả mô phỏng và phân tích ổn định có hệ số ổn định $F_s = 0,85$. Sự hình thành và phát triển các hố xói trong lớp đất bùn sét pha cát pha xen kẹp thấu kính cát hạt mịn tại thân hoặc chân mái dốc bờ sông có ý nghĩa quan trọng đến ổn định trượt bờ sông được mô phỏng và phân tích bằng phần mềm MIKE. Kết quả phân tích xói mòn các lớp đất yếu gồm: bùn sét pha xen kẹp thấu kính cát, bùn cát pha, thấu kính cát hạt mịn tại thân hoặc chân mái dốc bờ sông tại xã Bình Mỹ, huyện Châu Phú cho thấy, tốc độ xói là 0,6 m/năm đến 1,05 m/năm. Các cung trượt được mô phỏng bằng phần mềm Geo-Slope/W có kể đến xói chân mái dốc bờ sông có hệ số ổn định $F_s = 0,827$.



Hình 4. Sông Hậu qua xã Bình Mỹ, huyện Châu Phú



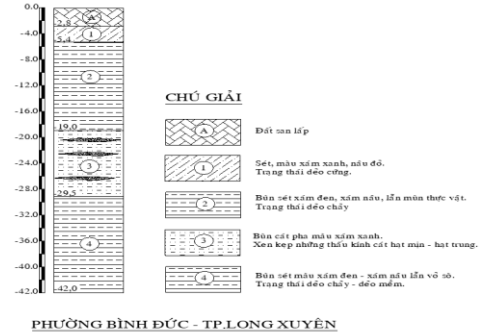
Hình 5. Cột địa tầng bờ sông Hậu tại xã Bình Mỹ, huyện Châu Phú

3.2. Đoạn bờ sông Hậu tại phường Bình Đức, phường Bình Khánh - thành phố Long Xuyên

Hiện tượng trượt lở đoạn bờ sông Hậu tại phường Bình Đức, phường Bình Khánh - thành phố Long Xuyên xảy ra mạnh mẽ trong năm 2012. Cấu trúc nền đất yếu, địa hình bờ sông và đặc trưng cơ lý của đất được thể hiện trong các Hình 6 và Bảng 2.

Bảng 2. Tính chất cơ lý các lớp đất bờ sông Hậu tại phường Bình Đức, thành phố Long Xuyên

Stt	Tên Lớp đất	Bề dày (m)	Dung trọng (g/cm^3)	Sức kháng cắt	
				C (kG/cm^2)	φ (độ)
1	Sét	2,6	1,92	0,228	$14^{\circ}32'$
2	Bùn sét	13,6	1,58	0,049	$4^{\circ}26'$
3	Bùn sét kẹp cát mịn	10,5	1,76	0,077	$7^{\circ}28'$
4	Sét, Sét pha	$>11,5$	1,66	0,075	$7^{\circ}43'$



Hình 6. Cột địa tầng bờ sông Hậu đoạn qua P. Bình Đức, thành phố Long Xuyên

Kết quả phân tích cấu trúc nền đất, địa hình lòng sông và mô phỏng, phân tích ổn định bằng phần mềm GeoSlope/W đoạn bờ sông Hậu tại phường Bình Đức, thành phố Long Xuyên có hệ số ổn định $F_s = 0,605$.

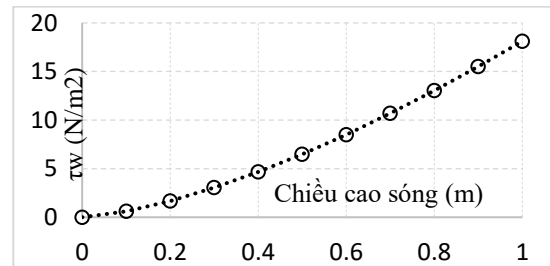
Kết quả phân tích bằng phần mềm MIKE cho thấy, tốc độ xói mòn các lớp đất yếu như: bùn sét pha xen kẹp thấu kính cát, bùn cát pha, thấu kính cát hạt mịn tại thân hoặc chân mái dốc bờ sông tại phường Bình Đức, thành phố Long Xuyên là 0,6 m/năm đến 1,05 m/năm. Các cung trượt được mô phỏng bằng phần mềm Geo-Slope/W có kể đến xói chân mái dốc bờ sông có hệ số ổn định $F_s = 0,578$.

3.3. Đoạn bờ sông Hậu tại cù lao Bình Thạnh, cù lao Mỹ Hòa Hưng

Đoạn bờ sông Hậu tại cù lao Bình Thạnh, Mỹ Hòa Hưng có đặc điểm địa hình đáy sông nông, xu hướng vận chuyển trầm tích theo phương ngang chiếm ưu thế, vật liệu trầm tích từ phía bờ cù lao được mang sang bồi tích tụ tại các vị trí giữa sông.

Bảng 3. Tần suất sóng xuất hiện

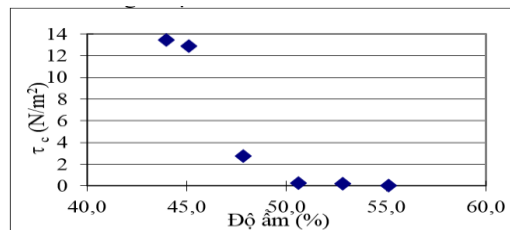
Chiều cao sóng (mm)	Cù lao Mỹ Hòa Hưng		Cù lao Bình Thạnh	
	Tần suất	%	Tần suất	%
0.01 - 10	2838	99.58	8382	22.96
10.01 - 20	5	0.18	17276	47.32
20.01 - 30	2	0.07	6428	17.61
30.01 - 40	2	0.07	3075	8.42
40.01 - 50	0	0.00	1347	3.69
> 50.01	3	0.11	0	0.00
Total	2850	100	36508	100



Hình 7. Mối tương quan giữa ứng suất cắt bề mặt và chiều cao sóng

Đây là khu vực có sóng tàu thuyền tác động trực tiếp vào đường bờ sông và tần suất xuất hiện và đặc trưng sóng tự nhiên, sóng do tàu thuyền gây ra được quan trắc và thể hiện trong Bảng 3. Với mỗi độ cao sóng khác nhau sẽ gây ra ứng suất cắt bề mặt khác nhau lên đường bờ sông (Hình 7). Khi ứng suất tác động của sóng lớn hơn ứng suất kháng cắt bề mặt của đất thì bờ sông sẽ bị xói mòn. Thí nghiệm sức kháng cắt bề mặt của đất bờ sông khu vực cù lao Mỹ Hòa Hưng tỷ lệ nghịch với độ ẩm. Kết quả phân tích thí nghiệm được thể hiện trong các Hình 8.

Sự chênh lệch mực nước theo mùa mưa, mùa khô và ảnh hưởng từ chế độ thủy triều của sông Hậu đã tác động đến đất loại sét cấu tạo bờ. Khi khô nước, đất bờ sông trở nên cứng chắc, co ngót tạo khe nứt, dưới tác động của dòng chảy lớn sẽ gây ra xói lở nghiêm trọng và làm bờ sông Hậu mất ổn định.



Hình 8. Mối quan hệ sức kháng cắt bề mặt (τ_c) với độ ẩm

4. Thảo luận về nguyên nhân gây mất ổn định bờ sông

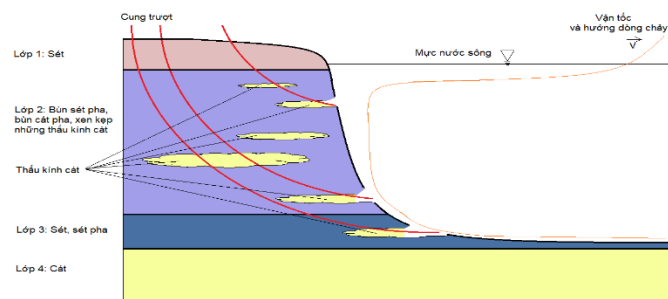
4.1. Cấu trúc nền đất bất lợi

Với cấu trúc nền đất bất lợi gồm các lớp đất: bùn sét kẹp thấu kính mỏng cát hạt mịn, bùn cát pha kẹp thấu kính cát hạt mịn, cát hạt mịn - hạt trung, tại những độ sâu tương ứng địa hình đường đáy lòng sông, nơi có vận tốc dòng chảy lớn sẽ dễ dàng xảy ra hiện tượng xói mòn, các hạt cát bị dòng chảy mang đi tạo thành những hốc xói phía dưới đường bờ, tạo điều kiện thuận lợi thúc đẩy quá trình trượt lở bờ.

- Tại đoạn bờ sông Hậu qua xã Bình Mỹ, huyện Châu Phú, cấu trúc nền có lớp bùn sét pha xen kẹp các thấu kính cát hạt mịn, dày 10 - 20 cm, phân bố ở độ sâu tương ứng 14,0 m đến 23,0 m. Theo kết quả quan trắc trắc diện ngang đáy sông mất cân bằng, hệ số ổn định bờ $F_s = 0,856$, chân của mặt trượt hình thành và phát triển trong lớp bùn sét pha xen kẹp thấu kính cát hạt mịn này. Tốc độ xói trung bình tại đây là 0,6 m/năm đến 1,05 m/năm (theo mô phỏng mô hình MIKE). Hệ số ổn định bờ sông giảm xuống rõ rệt khi có xét đến tác nhân xói mòn chân mái dốc bờ sông và hệ số ổn định mái dốc bờ sông là $F_s = 0,827$.

- Tại đoạn bờ sông Hậu qua phường Bình Đức thành phố Long Xuyên, cấu trúc nền đất có lớp bùn sét xen kẹp các thấu kính cát mịn, dày 20-30 cm, phân bố ở độ sâu từ 19,0 m đến 29,5 m, trắc diện đáy sông hình chữ V lệch về phía bờ phải dọc theo quốc lộ 91, trục dòng chảy chính cách bờ sông từ 75 m đến 100 m, độ sâu dao động từ 18,0 m đến 26,0 m. Hệ số ổn định $F_s = 0,615$, chân của mặt trượt hình thành và phát triển trong lớp bùn cát pha. Hệ số ổn định bờ sông giảm xuống rõ rệt khi có xét đến tác nhân xói mòn chân mái dốc bờ sông. Kết quả xói mòn được tính toán bằng phần mềm MIKE từ năm 2009 đến năm 2012 cho thấy, tốc độ xói trung bình là 0,8 m/năm đến 1,15 m/năm và hệ số ổn định bờ sông là $F_s = 0,578$.

- Kết quả phân tích cho thấy, sự hình thành và phát triển hiện tượng trượt mang tính quy luật và lặp lại, nguyên nhân chính là trong cấu trúc nền bờ sông tồn tại các thấu kính cát hạt mịn, dưới tác động của dòng chảy lớn, cát hạt mịn sẽ bị bào mòn và bị dòng nước cuốn trôi làm mất cân bằng lực và gây ra hiện tượng trượt sâu theo cung tròn. Cơ chế trượt lở bờ sông khu vực nghiên cứu có thể mô phỏng như Hình 9.

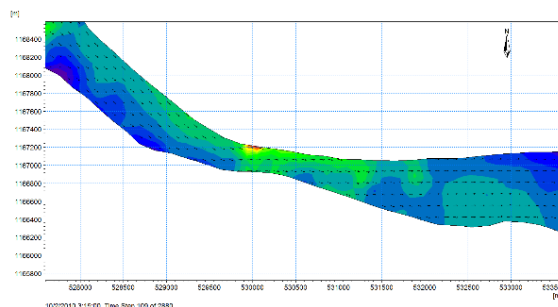


Hình 9. Cơ chế trượt lở bờ sông Hậu đoạn qua tỉnh An Giang

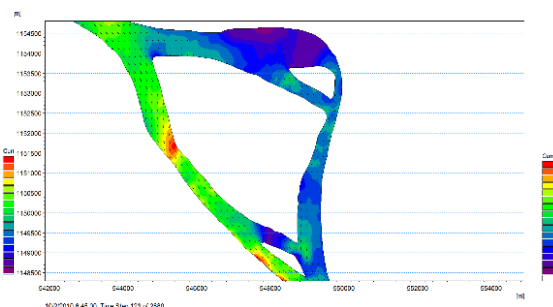
4.2. Hình thái lòng sông và thủy động lực dòng chảy

Đoạn bờ sông Hậu tại xã Bình Mỹ, huyện Châu Phú, tỉnh An Giang là đoạn bờ sông cong, hệ số độ cong là $\alpha_c = 1,11$, hệ số quan hệ giữa độ rộng và độ sâu trên mặt cắt ngang sông là $K = 0,76$, cho thấy sự ổn định dòng chảy và bờ sông tại đây rất thấp. Kết quả mô phỏng cho thấy, trục động lực và hướng dòng chảy áp sát vào phía bờ phải của đoạn sông cong gây mất ổn định bờ sông trên nền đất yếu bất lợi (Hình 10).

Đoạn bờ sông Hậu tại phường Bình Đức, phường Bình Khánh, thành phố Long Xuyên là điển hình của hình thái sông phân dòng của cù lao Mỹ Hòa Hưng, làm cho nhánh sông bên phải đi sát thành phố Long Xuyên qua phường Bình Đức, phường Bình Khánh có hệ số quan hệ độ rộng và độ sâu trên mặt cắt ngang sông là K dao động từ 0,7 (Bình Đức) đến 0,83 (Bình Khánh), cho thấy sự ổn định dòng chảy và bờ sông tại đây rất thấp. Từ kết quả mô phỏng cho thấy, trục động lực và lưu tốc dòng chảy của nhánh phải qua khu vực thành phố Long Xuyên áp sát phía bờ phải thúc đẩy quá trình trượt lở diễn ra nhanh hơn (Hình 11).



Hình 10. Trường phân bố vận tốc và hướng dòng chảy sông Hậu đoạn qua xã Bình Mỹ, huyện Châu Phú

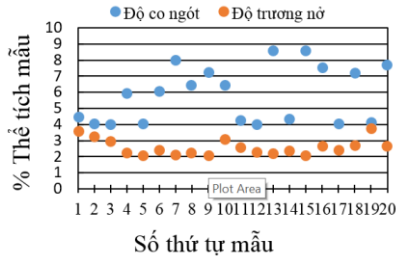


Hình 11. Trường phân bố vận tốc và hướng dòng chảy lúc thủy triều xuống qua cù lao Mỹ Hòa Hưng

Lưu lượng dòng chảy của sông Hậu tiếp nhận dòng chảy từ dòng Vàm Nao tăng lên đáng kể. Tỷ lệ phân chia lưu lượng vào nhánh phải cù lao Mỹ Hòa Hưng tăng lên dẫn đến hiện tượng trượt lở mạnh bờ sông khu vực thành phố Long Xuyên và đầu cù lao Phó Ba. Ngược lại, nhánh trái cù lao Mỹ Hòa Hưng lưu lượng

giảm làm bị bồi trên diện rộng hình thành các doi cát và các cù lao như An Thạnh Trung, cồn Mới.

Đặc biệt, tại các cù lao Mỹ Hòa Hưng, cù lao Bình Thạnh, đất bờ sông có độ co ngót lớn, dao động từ 4-9% theo kết quả quan trắc và mô phỏng từ mô hình MIKE 21, hướng dòng chảy sông Hậu tác động trực tiếp vào đầu các cù lao Mỹ Hòa Hưng, cù lao Bình Thạnh (các Hình 12,13, 14) gây ra xói lở nghiêm trọng các đoạn bờ sông ở khu vực đầu cù lao. Được xem là cơ chế xói lở bờ sông khu vực nghiên cứu (Hình 15).

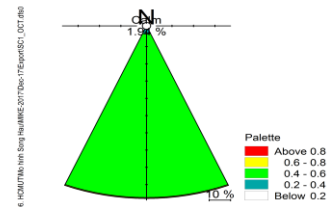


Hình 12. Biểu đồ trương nở - co ngót thể tích mẫu đất cù lao Mỹ Hòa Hưng

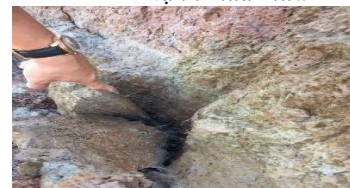
Kết quả phân tích cho thấy, các yếu tố hình thái lòng sông, lưu lượng và thủy động lực dòng chảy là các tác nhân chính thúc đẩy quá trình trượt lở, xói lở, xói mòn gây mất ổn định bờ sông Hậu.



Hình 13. Hướng và vận tốc dòng chảy tại khu vực đầu cù lao Mỹ Hòa Hưng vào mùa mưa



Hình 14. Hướng và vận tốc dòng chảy nhánh phải tại khu vực đầu cù lao Bình Thạnh mùa mưa

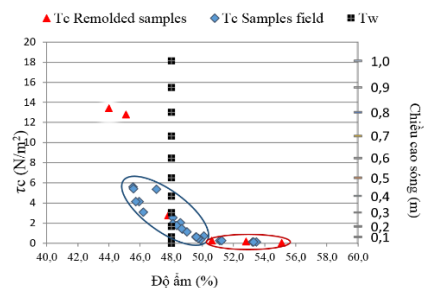


Hình 15. Cơ chế xói lở bờ sông Hậu đoạn qua tỉnh An Giang

4.3. Hoạt động kinh tế - xã hội của con người

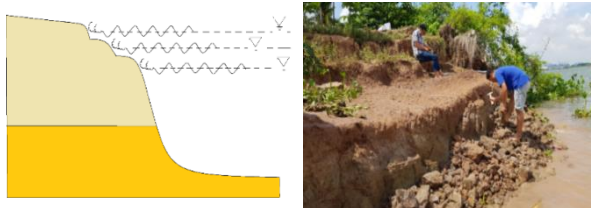
Sông Hậu là trục giao thông thủy quan trọng tỉnh An Giang. Sự gia tăng cả về số lượng và tốc độ lưu thông của tàu thuyền đã tạo ra những đợt sóng liên tiếp tác động vào bờ. Sự tác động này làm cho mái bờ sông bị phá vỡ kết cấu, các hạt vật liệu bị bào mòn và được dòng chảy mang đi nơi khác. Quá trình này diễn ra liên tục và lặp đi lặp lại nhiều lần sẽ làm cho bờ sông bị xói mòn nghiêm trọng.

Áp lực sóng tác động trực tiếp lên đường bờ sông chính là ứng suất cắt của sóng suất cắt tác động trực tiếp lên đường bờ. Trong thí nghiệm hiện trường tại cù lao Mỹ Hòa Hưng và cù lao Bình Thạnh, lớp sét pha màu xám xanh, nâu đỏ có chiều sâu đáy lớp từ 3,2 m đến 3,4 m, với thành phần hạt cát từ 10,3 % đến 11,4 %, hạt bụi từ 41,1 % đến 50,3 %, hạt sét từ 40,3 % đến 50,2 % và độ ẩm bề mặt từ 45,6 % đến 53,2 % thì các đợt sóng có chiều cao nhỏ hơn 0,2 m đã tạo ra các ứng suất cắt có thể phá hủy mối liên kết của các nhóm hạt với nhau. Với chiều cao sóng lớn hơn 0,3 m thì ứng suất cắt do sóng gây ra tương đương và lớn hơn ứng suất kháng cắt bề mặt của lớp đất. Với chiều cao sóng lớn hơn 0,5 m thì ứng suất cắt do sóng gây ra hoàn toàn lớn hơn ứng suất kháng cắt bề mặt của lớp đất. Điều đó chứng minh rằng, chiều cao sóng từ 0,3 m đến 0,5 m là tác nhân chính gây nên phá vỡ kết cấu đường bờ và gây ra xói mòn bờ sông Hậu (Hình 16).



Hình 16. Quan trắc sóng tàu thuyền và Biểu đồ mối tương quan giữa sức kháng cắt của đất và ứng suất cắt của sóng tàu thuyền tại cù lao tại cù lao Mỹ Hòa Hưng và Bình Thạnh

Như vậy, rõ ràng là, dưới tác động của sóng tự nhiên và sóng tàu thuyền, đất bờ sông bị phá vỡ kết cấu, bị bào mòn và vận chuyển đi nơi khác. Hiện tượng xói mòn thường xảy ra mạnh mẽ vào mùa nước lũ hoặc khi mực nước sông dâng cao. Cơ chế xói mòn bề mặt bờ sông Hậu khu vực nghiên cứu được thể hiện trong Hình 17.



Hình 17. Cơ chế gây xói mòn bờ sông tỉnh An Giang

5. Kết luận và kiến nghị

Dựa trên kết quả khảo sát, đo đạc, quan trắc thực địa và tính toán bằng phần mềm Geoslope/W, Mike rút ra một số kết luận về mất ổn định bờ sông Hậu đoạn chảy qua tỉnh An Giang như sau:

- Các nguyên nhân gây nên hiện tượng trượt lở, xói lở, xói mòn làm mất ổn định bờ sông Hậu đoạn qua tỉnh An Giang trong những năm gần đây là do cấu trúc nền đất bờ sông, hình thái lòng sông, các yếu tố thủy động lực của dòng chảy và các tác động của hoạt động kinh tế-xã hội của con người.
- Nguyên nhân chính gây mất ổn định bờ sông Hậu là do cấu trúc nền bờ sông gồm các lớp đất yếu kẹp các thấu kính cát hạt mịn, có độ bền kháng cắt nhỏ. Dưới tác động của dòng chảy lớn, cát hạt mịn sẽ bị bào mòn và bị dòng nước cuốn trôi làm mất cân bằng lực, thúc đẩy sự hình thành và phát triển hiện tượng trượt lở bờ sông.
- Các đoạn sông cong, hình thái lòng sông phân lạch của các cù lao và lưu lượng dòng chảy lớn là các tác nhân chính thúc đẩy nhanh quá trình trượt lở gây mất ổn định bờ sông Hậu.
- Sự chênh lệch mức nước sông theo mùa mưa, mùa khô và do thủy triều làm cho đất sét pha cấu tạo bờ sông bị co ngót mạnh cũng là tác nhân thúc đẩy quá trình xói mòn gây mất ổn định bờ sông Hậu.
- Hoạt động giao thông thủy của tàu thuyền gây ra sóng lớn với chiều cao sóng lớn hơn 0,3-0,5 m làm phá vỡ kết cấu đất cấu tạo bờ sông, làm xói mòn các cù lao trên sông cũng là tác nhân chính gây mất ổn định bờ sông Hậu.
- Có thể sử dụng kết quả nghiên cứu ổn định bờ sông Hậu khi phân tích đánh giá ổn định các bờ sông khác ở vùng đồng bằng sông Cửu Long, trong đó, cần thiết phải làm rõ cấu trúc nền đất bờ sông, đặc biệt là cần xác định chính xác sự phân bố, chiều dày của các thấu kính cát hạt mịn trong cấu trúc nền.

Tài Liệu Tham Khảo

- Tran Le The Dien, Nguyen Ba Hoang, Bui Trong Vinh, Dau Van Ngo, 2012, The erosion state of Hau riverbank in An Giang province, south of Vietnam and recommended solutions for riverbanks protection, Proceedings of the International workshop, Hue Geo engineering, p.101-108.
- Trần Lê Thế Diễn, Bùi Trọng Vinh, Đậu Văn Ngo, Tạ Đức Thịnh, 2017, Ảnh hưởng cấu trúc địa chất đến trượt lở bờ sông Hậu tỉnh An Giang, Tạp chí Xây dựng Việt Nam, trang 145 - 151.
- Tran Le The Dien, Huynh Trung Tin, Trang Nguyen Dang Khoa, Bui Trong Vinh, Ta Duc Thinh, 2018, Effects of soft ground structure on Hau riverbank failure process in An Giang province, Vietnam, Proceedings of the 4th International conference Vietgeo 2018, p.268-277.
- Tran Le The Dien, Huynh Trung Tin, Trang Nguyen Dang Khoa, Bui Trong Vinh, Ta Duc Thinh, 2018, Effect of vessel waves on riverbank erosion: A case study of Mekong riverbanks, southern Vietnam, Program and Abstract book, 27th annual New South Wales coastal conference, p.122.

ABSTRACT

The causes of the instability in the bank of Hau river in An Giang province

Tran Le The Dien¹, Bui Trong Vinh¹, Ta Duc Thinh²

¹Ho Chi Minh City University of Technology

²Hanoi University of Mining and Geology

In recent years, the phenomenon of landslides and erosion on the banks of the Hau River, the segment in An Giang province, has been happening very complicatedly with the increase in scale and intensity, seriously affecting the lives of people. The paper clearly states that the causes and factors that promote the

instability of the Hau riverbank are: soft soil structure on the riverbank, river-bed morphology, flow hydrodynamics and human economic-construction activities. The analysis results of Mike, Geoslope/W numerical models, boat wave monitoring systems and field experiments showed that the average erosion speed varied from 0.6 m to 1.25 m/year in location where existed the fine-grained sand lens layers in soft ground structure with the thickness of 20-30 cm and distribution depth from 14 m to 29 m; at places of river junction, with curved river section, narrow ledge, big flow. Additionally, in areas with strong water traffic activities causing wave height greater than 0.3 m, the phenomenon of landslides, erosion causing shoreline instability occurred strongly, typically in Binh My commune, Chau Phu district, My Hoi Dong commune, Cho Moi district; Binh Duc ward, Binh Khanh ward, Long Xuyen city.

Keywords: Hau riverbank; landslide; erosion; soft ground structure; river morphology; flow hydrodynamics.

Sức kháng cắt dư của đất: các yếu tố ảnh hưởng và ứng dụng

Nguyễn Thành Dương^{1,*}, Phạm Thị Ngọc Hà¹, Trần Thị Lan Hương²

¹Trường Đại học Mỏ - Địa chất

²Tổng công ty tư vấn xây dựng Việt Nam (VNCC)

TÓM TẮT

Sức kháng dư của đất là một trong những chỉ tiêu quan trọng trong phân tích, đánh giá, và dự báo ổn định của các khối trượt tái hoạt động. Mục đích của bài báo này là đánh giá các yếu tố ảnh hưởng đến sức kháng cắt dư, và ứng dụng trong địa kỹ thuật. Dựa trên việc tổng hợp, phân tích các nghiên cứu về sức kháng cắt dư của đất trên nhiều loại đất khác nhau sử dụng máy cắt vòng cho thấy sức kháng dư của đất giảm đáng kể khi hàm lượng hạt sét tăng đến 50%, giới hạn chảy tăng đến 150% và chỉ số dẻo tăng đến 110%. Ngược lại, sức kháng cắt dư của đất tăng mạnh khi hàm lượng hạt cát tăng lớn hơn 40%. Trong các khoáng vật sét, khoáng vật smectite có ảnh hưởng lớn nhất đến sức kháng cắt dư của đất, đặc biệt khi hàm lượng smectite trong đất lớn hơn từ 30-50% thì sức kháng cắt dư rất nhỏ và gần như không đổi. Ngoài ra, nó còn phụ thuộc vào các yếu tố của điều kiện thí nghiệm như tốc độ cắt, áp lực cắt. Sức kháng dư giảm khi áp lực cắt tăng, đặc biệt ở cấp áp lực nhỏ hơn 100-200 kPa. Trong các yếu tố trên, ảnh hưởng của tốc độ cắt đến sức kháng cắt dư phụ thuộc vào nhiều yếu tố như loại đất, khoảng tốc độ cắt, quy trình thí nghiệm và là vấn đề cần được tiếp tục nghiên cứu. Về mặt ứng dụng, sức kháng cắt dư của đất không chỉ liên quan đến các khối trượt tái hoạt động sau khi đã xảy ra dịch chuyển lớn mà còn liên quan đến các bề mặt không liên tục trong đất đá, các khối đất đắp bị phá hủy, các mái dốc cấu tạo bằng đất cứng quá có kết.

Từ khóa: Sức kháng cắt dư; yếu tố bản chất đất; yếu tố điều kiện thí nghiệm; ứng dụng.

1. Mở đầu

Sức kháng cắt dư của đất đã được nghiên cứu từ những năm 1930s, đặc biệt là sau bài giảng Rankine lần thứ 4 của Skempton (Skempton, 1964). Trong bài giảng này, sức kháng cắt dư của đất được định nghĩa là sức kháng cắt thoát nước nhỏ nhất sau khi đất đã trải qua biến dạng cắt rất lớn dưới tác dụng của một cấp tải trọng nhất định. Do trải qua biến dạng cắt lớn, ở trạng thái dư các hạt đất xung quanh đới cắt tái sắp xếp và nằm song song với mặt cắt. Sức kháng cắt dư được coi là một chỉ tiêu thuộc bản chất của đất, phụ thuộc chủ yếu vào thành phần hạt (kích thước và hình dạng), thành phần khoáng vật và đặc tính chảy dẻo. Ngoài ra, nó còn phụ thuộc vào thành phần hóa học của nước lỗ rỗng và một số điều kiện thí nghiệm như tốc độ cắt, áp lực cắt. Nó không phụ thuộc vào độ chặt, hệ số lỗ rỗng ban đầu của đất và lịch sử ứng suất (hệ số quá cố kết, OCR). Sức kháng cắt dư của đất có thể được xác định từ các thí nghiệm trong phòng như thí nghiệm cắt vòng, thí nghiệm cắt phẳng lặp. Trong đó, thí nghiệm cắt vòng được sử dụng phổ biến và cho kết quả đáng tin cậy vì mẫu đất có thể được cắt tới mức biến dạng bất kỳ theo 1 hướng nhất định và sự sắp xếp các hạt đất ở đới cắt theo 1 hướng không đổi trong quá trình cắt. Thí nghiệm cắt vòng có 2 loại thiết bị phổ biến, gồm: kiểu Bishop và nnk., 1971) và kiểu Bromhead (Bromhead, 1979).

Sức kháng cắt dư của đất đã được sử dụng phổ biến trên thế giới trong phân tích, đánh giá, và dự báo ổn định của các khối trượt đã xảy ra dịch chuyển lớn. Tuy nhiên, ở Việt Nam, chỉ tiêu sức kháng cắt dư của đất ít được quan tâm và sử dụng. Một phần cũng là do thiết bị thí nghiệm còn hạn chế, một phần là các tiêu chuẩn chưa đưa chỉ tiêu này vào tính toán, thiết kế. Mục đích của bài báo này là đánh giá các yếu tố ảnh hưởng đến sức kháng cắt dư của đất dựa trên kết quả các nghiên cứu trước và khái quát về ứng dụng trong các bài toán phân tích ổn định mái dốc.

2. Phân tích các yếu tố ảnh hưởng đến sức kháng cắt dư

Các yếu tố ảnh hưởng đến sức kháng cắt dư của đất được chia thành các nhóm: 1) Nhóm yếu tố thuộc bản chất của đất; 2) Nhóm yếu tố thuộc điều kiện thí nghiệm. Nhóm thuộc bản chất của đất bao gồm kích thước và hình dạng hạt; đặc tính chảy dẻo; thành phần khoáng vật; thành phần hóa học nước lỗ rỗng. Nhóm điều kiện thí nghiệm bao gồm tốc độ cắt và áp lực cắt.

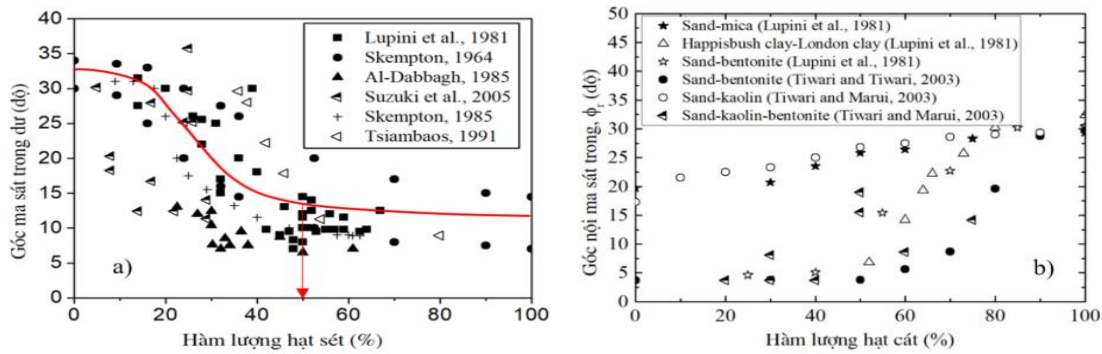
* Tác giả liên hệ

Email: nguyenthanduong@humg.edu.vn

2.1. Ảnh hưởng của nhóm yếu tố thuộc bản chất của đất

a. Kích thước và hình dạng hạt

Kích thước và hình dạng hạt là một trong những yếu tố chính không chỉ ảnh hưởng đến sức kháng cắt đỉnh mà còn ảnh hưởng đến sức kháng cắt dư của đất. Trong các nhóm hạt, các nghiên cứu đã chỉ ra rằng hàm lượng hạt sét ảnh hưởng rất lớn đến sức kháng cắt dư của đất. Hàm lượng hạt sét tăng sẽ làm giảm sức kháng cắt dư của đất (ví dụ Skempton, 1964, 1985; Al-Dabbagh, 1986; Tsiambaos, 1991; Suzuki và nnk., 2005; Lupini và nnk., 2009). Kết quả của một số nghiên cứu trước được thể hiện trên Hình 1a. Có thể thấy rằng khi hàm lượng hạt sét tăng đến 50% thì sức kháng cắt dư của đất giảm đáng kể, khi hàm lượng sét lớn hơn 50%, sức kháng cắt dư của đất gần như không thay đổi.

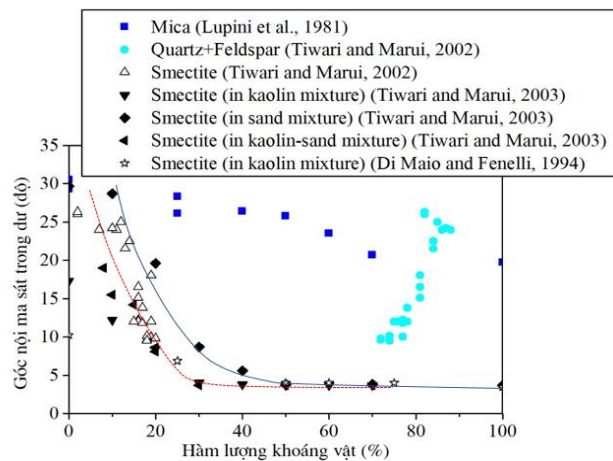


Hình 1. Ảnh hưởng của hàm lượng hạt sét (a) và hạt cát (b) đến sức kháng cắt dư của đất

Ngược lại, khi hàm lượng hạt cát (hạt thô) tăng thì sẽ làm tăng sức kháng cắt dư của đất (Tiwari và Marui, 2003; Lupini và nnk., 2009) (Hình 1b). Dựa trên kết quả trên Hình 2b có thể thấy, hàm lượng hạt cát tăng từ 0 đến 40% ít có ảnh hưởng tới sức kháng cắt dư của đất, khi hàm lượng cát lớn hơn 40%, nó làm tăng đáng kể sức kháng cắt dư của đất. Về hình dạng, khi đất chứa các hạt có hình dạng dẹt như sét, mica sẽ có sức kháng cắt dư nhỏ hơn khi đất chứa các hạt có hình dạng tròn hay góc cạnh.

b. Thành phần khoáng vật

Các nghiên cứu đã chỉ ra rằng nhóm khoáng vật sét (kaolinite, illite, smectite) ảnh hưởng rất lớn đến sức kháng cắt dư của đất. Khi hàm lượng các khoáng vật này tăng sẽ làm giảm sức kháng cắt dư của đất, đặc biệt là hàm lượng khoáng vật smectite (ví dụ Maio và Fenellif, 1994; Stark và Eid, 1994; Tiwari và Marui, 2002, 2003; Gratchev và nnk., 2005). Ngược lại, sức kháng cắt dư của đất sẽ tăng khi hàm lượng các khoáng vật như quartz, feldspar và calcite tăng (Tiwari và Marui, 2002, 2003). Đối với nhóm khoáng vật mica, khi hàm lượng mica tăng sẽ làm giảm sức kháng cắt dư của đất (Lupini và nnk., 2009). Kết quả nghiên cứu về ảnh hưởng của thành phần khoáng vật đến sức kháng cắt của đất từ các nghiên cứu trước được thể hiện trên Hình 2. Với khoáng vật smectite có thể thấy, khi hàm lượng tăng lớn hơn 30% thì ít có ảnh hưởng tới sức kháng cắt dư của hỗn hợp smectite-kaolin và smectite-sand-kaolin và khi lớn hơn 50%, ít có ảnh hưởng tới sức kháng cắt dư của hỗn hợp smectite-sand.

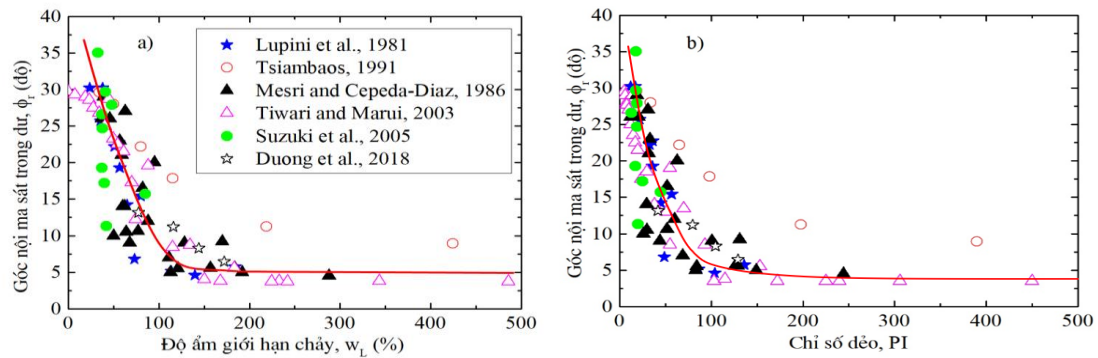


Hình 2. Ảnh hưởng của khoáng vật đến sức kháng cắt dư của đất

c. Đặc tính chảy dẻo

Đặc tính chảy dẻo của đất bao gồm các yếu tố như độ ẩm giới hạn chảy (W_L), độ ẩm giới hạn dẻo (W_p) và chỉ số dẻo (I_p). Cùng với kích thước hạt và thành phần khoáng vật, đặc tính chảy dẻo của đất cũng ảnh hưởng rất lớn đến sức kháng cắt dư của đất. Mối liên hệ giữa các yếu tố chảy dẻo của đất và sức kháng cắt dư đã được nhiều tác giả nghiên cứu và đều chỉ ra rằng khi các yếu tố này tăng sẽ làm giảm sức kháng cắt dư của đất (ví dụ Mesri and Cepeda-Diaz, 1986; Tsiambaos, 1991; Suzuki và nnk., 2005; Lupini và nnk., 2009; Duong và nnk., 2018). Kết quả của các nghiên cứu trước trên Hình 3 cho thấy sức kháng cắt dư của

đất tăng khi độ ẩm giới hạn chảy và chỉ số dẻo tăng, đặc biệt khi các giá trị này tăng tương ứng đến khoảng 150% và 110%.



Hình 3. Ảnh hưởng của giới hạn Atterberg tới sức kháng cắt dư của đất

d. Thành phần hóa học nước lỗ rỗng

Ảnh hưởng của thành phần hóa học nước lỗ rỗng gồm hóa trị và hàm lượng muối hòa tan (Na^+ , K^+ , Ca^{++}), độ pH đến sức kháng cắt dư của đất đã được nhiều tác giả nghiên cứu (Moore, 1991; Maio và Fenellif, 1994; Di Maio và nnk., 2004; Suzuki và nnk., 2005). Nhìn chung, các nghiên cứu này đã chỉ ra rằng thành phần hóa học của nước lỗ rỗng ít nhiều ảnh hưởng đến sức kháng cắt dư của đất, đặc biệt là khi đất có hàm lượng khoáng vật smectite, kaolinite cao và thành phần hóa học của nước lỗ rỗng có chứa muối hòa tan K^+ và Ca^{++} . Nghiên cứu của Moore (1991) dựa trên việc phân tích ảnh hưởng của muối Na^+ và Ca^{++} đến sức kháng cắt dư của kaolinite và bentonite cho thấy hai loại muối này làm tăng sức kháng cắt dư của bentonite, trong khi đó nó làm giảm sức kháng cắt dư của kaolinite. Ngoài ra, ảnh hưởng của muối Ca^{++} đến sức kháng cắt dư lớn hơn ảnh hưởng của muối Na^+ .

2.2. Ảnh hưởng của điều kiện thí nghiệm

a. Tốc độ cắt

Đây là một trong những yếu tố chính của điều kiện thí nghiệm ảnh hưởng đến sức kháng cắt dư của đất. Nó đã được nhiều tác giả nghiên cứu, điển hình là các nghiên cứu của (Skempton, 1985; Tika và nnk., 1996; Suzuki và nnk., 2017, 2002; Scaringi và Di Maio, 2014; Duong và nnk., 2018; Habibbeygi và Nikraz, 2018; Lian và nnk., 2018; Xu và nnk., 2018; Wang và Cong, 2019; Wang và nnk., 2020a, 2020b;). Các nghiên cứu này đã chỉ ra rằng tốc độ cắt ít nhiều ảnh hưởng đến sức kháng cắt dư của đất, đặc biệt là đối với đất dính và cắt ở vận tốc lớn.

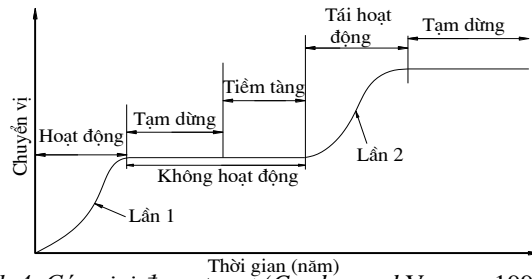
Tika và nnk. (1996) dựa trên kết quả thí nghiệm xác định sức kháng cắt dư của nhiều loại đất ở vận tốc cắt lớn đã đưa ra ba ứng xử của sức kháng dư của đất khi tăng vận tốc cắt. Khi tăng tốc độ cắt, sức kháng cắt dư của đất không thay đổi (sức kháng cắt dư của đất không phụ thuộc vào tốc độ cắt) (không ảnh hưởng); Khi tăng tốc độ cắt, sức kháng cắt dư của đất giảm (ảnh hưởng giảm); Khi tăng tốc độ cắt, sức kháng cắt dư của đất tăng (ảnh hưởng tăng). Tika và nnk. (1996) cũng đã chỉ ra rằng phương thức chuyển động của các hạt đất trong đới cắt ở trạng thái dư có ảnh hưởng đến ứng xử của sức kháng cắt dư ở các tốc độ cắt khác nhau. Đối với phương thức chuyển động rời, sức kháng cắt dư có thể không phụ thuộc hoặc giảm khi tăng tốc độ cắt và mức độ ảnh hưởng phụ thuộc vào áp lực cắt. Đối với phương thức chuyển động trượt, sức kháng cắt dư có thể tăng hoặc giảm khi tăng tốc độ cắt. Đối với phương thức chuyển động trung gian, sức kháng cắt dư có thể giảm khi tăng tốc độ cắt. Có thể thấy, tốc độ cắt có thể làm tăng, giảm hoặc không ảnh hưởng đến sức kháng cắt dư của đất và với mỗi đất khác nhau, ảnh hưởng của tốc độ cắt đến sức kháng cắt dư là khác nhau. Trong đó, có thể thấy sức kháng cắt dư của nhiều loại đất không phụ thuộc vào tốc độ cắt nhỏ hơn 0.05 mm/min (Duong và Suzuki, 2018)

b. Áp lực cắt

Kết quả nghiên cứu của nhiều nghiên cứu trước về ảnh hưởng của áp lực cắt đến sức kháng cắt dư cho thấy sức kháng cắt dư của đất dính giảm khi áp lực cắt tăng (LaGatta, 1970; Bishop và nnk., 1971; Townsend và Gilbert, 1976; Gibo và nnk., 1987; Suzuki và nnk., 2000; Dewoolkar và Huzjak, 2005; Suzuki và nnk., 2007; Li và nnk., 2013; Xu và nnk., 2018). Tuy nhiên, khi áp lực cắt lớn hơn 100-200 kpa, ảnh hưởng của áp lực cắt tới sức kháng cắt dư của đất là không đáng kể. Đối với đất rời, áp lực cắt ít ảnh hưởng tới sức kháng cắt dư, do đất rời chứa ít các hạt có hình dạng dẹt (Hung và Morgenstern, 1984). Sự giảm sức kháng cắt dư của đất khi tăng áp lực cắt là do áp lực cắt càng lớn, các hạt đất trong đới cắt càng dễ tái sắp xếp và nằm song song với đới cắt dẫn tới làm giảm sức kháng cắt dư.

3. Ứng dụng

Sức kháng cắt dư của đất chủ yếu được sử dụng trong việc đánh giá, dự báo ổn định của các khối trượt đã xảy ra dịch chuyển lớn (trượt cổ). Nói cách khác, sức kháng cắt dư có nghĩa lớn trong việc đánh giá ổn định của các khối trượt tái hoạt động. Khối trượt có thể trải qua các giai đoạn khác nhau gồm: trượt lần đầu, tạm dừng hoạt động và tái hoạt động (trượt lần 2) (Hình 4).



Hình 4. Các giai đoạn trượt (Cruden and Varnes, 1996)

Các kết quả thí nghiệm trong phòng xác định sức kháng cắt dư cho thấy lực dính kết dư của đất có thể khác 0. Điều này xảy ra do sự ảnh hưởng của áp lực cắt đến sức kháng cắt dư. Tuy nhiên, giá trị lực dính kết dư thường không lớn (Skempton, 1985). Vì vậy, Stark và nnk. (2005) đã đề nghị rằng khi phân tích ổn định mái dốc ở trạng thái dư, giá trị lực dính kết nên lấy bằng 0, trừ trường hợp kết quả phân tích ngược cho giá trị lực dính kết dư khác 0. Trong thực tế, nhiều trường hợp mặc dù không xảy ra dịch chuyển lớn nhưng sức kháng cắt của đất gần tương đương với sức kháng cắt dư. Ví dụ như trong các đới đứt gãy, khe nứt hay ranh giới giữa các lớp trầm tích. Trong những trường hợp này, sức kháng cắt dư của đất nên được sử dụng để phân tích, đánh giá ổn định mái dốc. Ngoài ra, trong một số trường hợp như khối đất đắp bị phá hủy (chưa xảy ra dịch chuyển), các mái dốc cấu tạo bằng đất sét cứng quá cô kết, có nhiều nứt nẻ thì sức kháng cắt dư của đất cũng nên được sử dụng.

Sức kháng cắt ở trạng thái dư có thể tăng sau một thời gian do quá trình tái cô kết, gọi là sự phục hồi sức kháng cắt. Tuy nhiên, nhiều nghiên cứu đã chỉ ra rằng, sự phục hồi sức kháng cắt dư xảy ra chủ yếu đối với trượt nông (độ sâu nhỏ hơn 5-10 m) và nó giảm về giá trị dư sau một khoảng chuyển vị rất nhỏ, một vài milimeters (Stark và Hussain, 2010). Chính vì vậy, sự phục hồi sức kháng cắt ở trạng thái dư ít có ý nghĩa trong phân tích ổn định trượt tái hoạt động.

4. Kết luận

Dựa trên việc phân tích, đánh giá các yếu tố ảnh hưởng đến sức kháng cắt dư và ứng dụng, một số kết luận được rút ra như sau:

Sức kháng cắt dư của đất phụ thuộc nhiều vào các yếu tố thuộc bản chất của đất như kích thước, hình dạng hạt, thành phần khoáng vật, đặc tính dẻo, và thành phần hóa học của nước lỗ rỗng. Theo đó, sức kháng cắt dư giảm khi hàm lượng hạt sét và đặc tính chảy dẻo tăng, đặc biệt, khi hàm lượng hạt sét tăng đến 50%, độ ẩm giới hạn chảy tăng đến 150%, và chỉ số dẻo tăng đến 110%. Khi lớn hơn các giá trị này, sức kháng cắt dư của đất giảm không đáng kể. Ngược lại, sức kháng cắt dư tăng khi hàm lượng nhóm hạt cát tăng, đặc biệt khi hàm lượng nhóm hạt cát lớn hơn 40%. Trong các loại khoáng vật sét, khoáng vật smectite có ảnh hưởng lớn nhất tới sức kháng cắt dư của đất. Khi hàm lượng khoáng vật smectite trong đất lớn hơn từ 30-50%, sức kháng cắt dư của đất rất nhỏ. Thành phần hóa học ít nhiều ảnh hưởng đến sức kháng cắt dư của đất, đặc biệt là sức kháng cắt dư của đất chứa hàm lượng smectite cao.

Sức kháng cắt dư còn phụ thuộc vào các yếu tố của điều kiện thí nghiệm như tốc độ cắt, áp lực cắt. Theo đó, sức kháng cắt dư của đất giảm khi áp lực cắt tăng, đặc biệt ở cấp áp lực nhỏ hơn 100-200 kPa. Đối với tốc độ cắt, ảnh hưởng của nó và các nguyên nhân gây ra ảnh hưởng phụ thuộc nhiều vào khoảng tốc độ cắt thí nghiệm, loại đất, quy trình thí nghiệm và là vấn đề cần được làm sáng tỏ hơn nữa.

Sức kháng cắt dư của đất không chỉ liên quan đến các khối trượt tái hoạt động sau khi đã xảy ra dịch chuyển lớn mà còn liên quan đến các bề mặt không liên tục trong đất đá, các khối đất đắp bị phá hủy, các mái dốc cấu tạo bằng đất cứng quá cô kết. Sự phục hồi sức kháng cắt ở trạng thái dư là không đáng kể. Vì vậy, sức kháng cắt phục hồi ít có ý nghĩa trong tính toán ổn định mái dốc ở trạng thái dư.

Lời cảm ơn

Nghiên cứu được tài trợ bởi Quỹ Phát triển khoa học và công nghệ Quốc gia (NAFOSTED) trong đề tài mã số 105.08-2019.315.

Tài liệu tham khảo

Al-Dabbagh, T.H., 1986. A study of residual shear strength of Namurian shale in respect of slopes in north Derbyshire. (PhD Thesis). University of Sheffield.

Bishop, A.W., Green, G.E., Garga, V.K., Andresen, A., Brown, J.D., 1971. A new ring shear apparatus and its application to the measurement of residual strength. *Geotechnique* 21, 273-328.

Bromhead, E. N., 1979. A simple ring shear apparatus. *Ground Engineering*, 12(5), 40-44.

- Cruden, D.M., Varnes, D.J., 1996. Landslides: investigation and mitigation. Chapter 3-Landslide types and processes. Transportation research board special report.
- Dewoolkar, M.M., Huzjak, R.J., 2005. Drained residual shear strength of some claystones from Front Range, Colorado. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 131, 1543-1551.
- Di Maio, C., Santoli, L., Schiavone, P., 2004. Volume change behaviour of clays: the influence of mineral composition, pore fluid composition and stress state. *Mechanics of materials* 36, 435-451.
- Duong, N.T., Suzuki, M., Van Hai, N., 2018. Rate and acceleration effects on residual strength of kaolin and kaolin-bentonite mixtures in ring shearing. *Soils and foundations* 58, 1153-1172.
- Gibo, S., Egashira, K., Ohtsubo, M., 1987. Residual strength of smectite-dominated soils from the Kamenose landslide in Japan. *Canadian Geotechnical Journal* 24, 456-462.
- Gratchev, I., Sassa, K., Fukuoka, H., 2005. The shear strength of clayey soils from reactivated landslides. *Annual of Disaster Prevention Research Institute* 431-438.
- Habibbeygi, F., Nikraz, H., 2018. Effect of shear rate on the residual shear strength of pre-sheared clays. *Cogent Geoscience* 4, 1453989.
- Hunger, O., Morgenstern, N.R., 1984. High velocity ring shear tests on sand. *Geotech.* 34, 415-421.
- LaGatta, D.P., 1970. Residual strength of clay and clay-shales by rotation shear tests. *Harvard Soil Mechanics Series No. 86*, Harvard University, Cambridge, Massachusetts.
- Lemos, L.J.L., Coelho, P., 1991. Displacements of slopes under earthquake loading. *Proceedings of 2nd International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, Rolla, MO. Balkema, Rotterdam, 1-6.
- Li, Y., Chan, L.S., Yeung, A.T., Xiang, X., 2013. Effects of test conditions on shear behaviour of composite soil. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Geotechnical Engineering* 166, 310-320.
- Lian, B., Peng, J., Wang, X., Huang, Q., 2018. Influence of shearing rate on the residual strength characteristic of three landslides soils in loess area. *Natural Hazards and Earth System Sci. Dis.* 1-24.
- Lupini, J.F., Skinner, A.E., Vaughan, P.R., 2009. The drained residual strength of cohesive soils, in: *Selected Papers on Geotechnical Engineering by PR Vaughan*. Thomas Telford Publishing, pp. 88-120.
- Maio, C.D., Fenellif, G.B., 1994. Residual strength of kaolin and bentonite: the influence of their constituent pore fluid. *Geotechnique* 44, 217-226.
- Mesri, G., Cepeda-Diaz, A.F., 1986. Residual shear strength of clays and shales. *Geotech.* 36, 269-274.
- Moore, R., 1991. The chemical and mineralogical controls upon the residual strength of pure and natural clays. *Geotechnique* 41, 35-47.
- Newmark, N.M., 1965. Effects of earthquakes on dams and embankments. *Géotechnique* 15(2), 139-159.
- Scaringi, G., Di Maio, C., 2014. Residual Shear Strength of Clayey Soils: the influence of displacement rate, in: *GC Chiorean (Ed.), Proc. 2nd Int. PhD Conf. Civ. Eng. & Arch.* pp. 325-332.
- Skempton, A.W., 1985. Residual strength of clays in landslides, folded strata and the laboratory. *Geotechnique* 35, 3-18.
- Skempton, A.W., 1970. First-time slides in over-consolidated clays. *Geotechnique* 20, 320-324.
- Skempton, A.W., 1964. Long-term stability of clay slopes. *Geotechnique* 14, 77-102.
- Skempton, A.W., Leadbeater, A.D., Chandler, R.J., 1989. The Mam Tor landslide, North Derbyshire. *Philosophical Transactions of the Royal Society of London. Series A, Mathematical and Physical Sciences* 329, 503-547.
- Stark, T.D., Choi, H., McCone, S., 2005. Drained shear strength parameters for analysis of landslides. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 131, 575-588.
- Stark, T.D., Eid, H.T., 1994. Drained residual strength of cohesive soils. *Journal of Geotechnical Engineering* 120, 856-871.
- Stark, T.D., Hussain, M., 2010. Drained residual strength for landslides, in: *GeoFlorida 2010: Advances in Analysis, Modeling & Design*. pp. 3217-3226.
- Suzuki, K., Usui, H., Sasai, T., Kojima, A., Nozu, M., Nguyen, H.T., 2007. Cement deep mixing applied to soft clay in Mekong Delta, in: *Proceedings of the Sri Lankan Geotechnical Society's First Conference on Soil and Rock Engineering*, Colombo.
- Suzuki, M., Duong, N.T., 2018. Residual shear strength of soil and its shear displacement rate dependency: An overview. *The 4th International conference on Geological and Geotechnical Engineering in Response to Climate Change and Sustainable Development of Infrastructure*, Vietgeo 2018, pp. 233-245.
- Suzuki, M., Tsuzuki, S., Yamamoto, T., 2007. Residual strength characteristics of naturally and artificially cemented clays in reversal direct box shear test. *Soils and foundations* 47, 1029-1044.
- Suzuki, M., Tsuzuki, S., Yamamoto, T., 2005. Physical and chemical index properties of residual strength of various soils. *Memoirs Fac. Engineering Yamaguchi University* 56, 1-11.

- Suzuki, M., Van Hai, N., Yamamoto, T., 2017. Ring shear characteristics of discontinuous plane. *Soils and Foundations* 57, 1-22.
- Suzuki, M., Yamamoto, T., Sasanishi, T., Sugawara, M., 2000. Residual strength characteristics of pure clay minerals prepared with different salinity. *Memoirs of the Faculty of Engineering, Yamaguchi University* 54, 11-15.
- Suzuki, M., Yamamoto, T., Tanikawa, K., Fukuda, J., Hisanaga, K., 2002. Variation in residual strength of clay with shearing speed. *Yamaguchi Daigaku Kogakubu Kenkyu Hokoku (Memoirs of the Faculty of Engineering, Yamaguchi University)* 50, 45-49.
- Tika, T.E., Vaughan, P.R., Lemos, L., 1996. Fast shearing of pre-existing shear zones in soil. *Geotechnique* 46, 197-233.
- Tiwari, B., Marui, H., 2003. Estimation of residual shear strength for bentonite-kaolin-Toyouura sand mixture. *Journal of the Japan Landslide Society* 40, 124-133.
- Tiwari, B., Marui, H., 2002. Influence of clay mineralogy in residual shear strength of soil. *新潟大学積雪地域災害研究センター研究年報* 37-56.
- Townsend, F.C., Gilbert, P.A., 1976. Effects of specimen type on the residual strength of clays and clay shales, in: *Soil Specimen Preparation for Laboratory Testing*. ASTM International.
- Tsiambaos, G., 1991. Correlation of mineralogy and index properties with residual strength of Iraklion marls. *Engineering Geology* 30, 357-369.
- Wang, L., Han, J., Liu, S., Yin, X., 2020a. Variation in Shearing Rate Effect on Residual Strength of Slip Zone Soils Due to Test Conditions. *Geotechnical and Geological Engineering* 1-13.
- Wang, L., Han, J., Yin, X., Liu, S., 2020b. Effect of moisture content and shearing speed on shear zone structure in fine-grained soils at large displacement. *Arabian Journal of Geosciences* 13, 1-11.
- Wang, Y., Cong, L., 2019. Effects of water content and shearing rate on residual shear stress. *Arabian Journal for Science and Engineering* 44, 8915-8929.
- Xu, C., Wang, X., Lu, X., Dai, F., Jiao, S., 2018. Experimental study of residual strength and the index of shear strength characteristics of clay soil. *Engineering Geology* 233, 183-190.

ABSTRACT

Residual shear strength of soil: affecting factors and application

Nguyen Thanh Duong¹, Pham Thi Ngoc Ha¹, Tran Thi Lan Huong²

¹*Hanoi University of Mining and Geology*

²*Vietnam National Construction Consultants Corporation (VNCC)*

Residual shear strength of soil is one of the important strength parameters for the analysis, assessment, and prediction of stability of reactivation landslides. The main purpose of this paper is to evaluate the factors affecting the residual strength of soil and application in geotechnical engineering. The results of review research showed that the residual strength of the soil decreased drastically when the clay particle content increased to 50%, the liquid limit increased to 150% and the plasticity index increased to 110%. By contrast, the residual shear strength of the soil increases sharply when the sand content increases to more than 40%. Regarding clay minerals, the smectite mineral has the greatest influence on the residual shear strength of the soil. When the smectite content in the soil is greater than 30-50%, the residual shear strength is very small and almost unchanged. In addition, the residual shear strength also depends on testing conditions such as shear rates, normal stress. It decreases with increasing normal stress, especially at stress of less than 100-200 kPa. Among the above factors, the effect of shear rates depends on many factors such as soil type, range of shear rates, experimental procedure and it should be further studied. In terms of application, the residual shear strength of the soil is not only related to the reactivated sliding blocks after a large shear displacement, but also to the discontinuous surfaces in the soil, the embankment failure, hard and stiff soil slopes.

Keywords: Residual shear strength; intrinsic soil properties; testing conditions; application.

Tro trấu và khả năng ứng dụng trong cải tạo một số tính chất của đất yếu ở Việt Nam

Nguyễn Thành Dương^{1,*}, Phùng Hữu Hải¹, Phạm Thị Ngọc Hà¹,
Đào Mạnh Hiệp¹, Nguyễn Thế Hùng¹, Nguyễn Tiến Giang¹
¹*Trường Đại học Mở - Địa chất*

TÓM TẮT

Tro trấu là sản phẩm còn lại sau khi đốt vỏ trấu và tồn tại ở nhiều nơi ở Việt Nam với tổng khối lượng có thể lên đến 1.7 triệu tấn mỗi năm. Trên thế giới, tro trấu đã được nghiên cứu rộng rãi trong cải tạo đất yếu, nền đất yếu. Tuy nhiên, việc nghiên cứu tro trấu và ứng dụng nó trong cải tạo đất ở Việt Nam còn hạn chế. Bài báo này nhằm mục đích đánh giá đặc điểm của hai loại tro trấu gồm tro trấu đốt trong không khí (tro đốt) và tro đốt trong lò nung (tro nung) và khả năng sử dụng của chúng để cải tạo một số tính chất của đất yếu như độ ẩm giới hạn chảy, giới hạn dẻo và chỉ số dẻo. Kết quả nghiên cứu cho thấy, tro nung có hàm lượng silic oxit và hoạt tính pozzolan cao hơn tro đốt. Về khả năng cải tạo đất, tính dẻo của đất giảm đáng kể khi hàm lượng tro trấu tăng, đặc biệt khi hàm lượng tro trấu lớn hơn 8%. Tuy nhiên, loại tro trấu ít có ảnh hưởng sự thay đổi tính dẻo của đất. Cụ thể, với 15% của mỗi loại tro đốt và tro nung, chỉ số dẻo của đất giảm tương ứng 20.7% và 25.7%.

Từ khóa: Loại tro trấu; đất yếu; tính dẻo của đất; cường độ kháng nén 1 trục.

1. Đặt vấn đề

Lúa được trồng ở hơn một trăm quốc gia trên thế giới, với tổng sản lượng lúa khoảng 700 triệu tấn/năm (<http://ricepedia.org/rice-as-a-crop/rice-productivity>). Vỏ trấu là lớp ngoài cùng của hạt lúa và được tách ra trong quá trình xay xát. Lượng vỏ trấu chiếm khoảng 20% khối lượng lúa (Jongpradist và nnk., 2018). Như vậy, với tổng sản lượng lúa khoảng 700 triệu tấn/năm, khoảng 140 triệu tấn vỏ trấu sẽ được tạo ra hàng năm. Thành phần của vỏ trấu chủ yếu là chất xơ, hàm lượng protein thấp, nên vỏ trấu không thích hợp làm thức ăn cho gia súc (Behak, 2017). Một phần vỏ trấu được đổ bỏ hoặc đốt ở ngoài môi trường, một phần được sử dụng làm nhiên liệu đốt để sấy hoa quả, sản xuất điện... Sản phẩm còn lại sau khi đốt vỏ trấu được gọi là tro trấu. Lượng tro trấu còn lại sau khi đốt vỏ trấu chiếm khoảng 20% khối lượng vỏ trấu (Jongpradist và nnk., 2018).

Tro trấu chứa hàm lượng silic oxit rất cao, thường lớn hơn 60-70%, có thể tới 98% (Fapohunda và nnk., 2017). Thành phần silic oxit trong tro trấu có thể kết hợp với canxi hydroxit trong vôi hoặc xi măng theo phản ứng pozzolan để tạo thành các sản phẩm có tính chất kết dính (Behak, 2017; Yoobanpot và Jamsawang, 2014). Cho đến nay, đã có nhiều nghiên cứu trên thế giới về việc sử dụng tro trấu kết hợp với vôi và xi măng trong cải tạo, xử lý đất yếu, điển hình là nghiên cứu của các tác giả như (Faisal Haji Ali và nnk., 1992; F. Haji Ali và nnk., 1992; Basha và nnk., 2005; Choobbasti và nnk., 2010; Jongpradist và nnk., 2018; Liu và nnk., 2019a, 2019b; Seco và nnk., 2011; Yoobanpot và Jamsawang, 2014). Các nghiên cứu này đã chỉ ra rằng khi sử dụng tro trấu kết hợp với vôi và hoặc xi măng có thể cải thiện đáng kể một số tính chất cơ học như tăng cường độ kháng nén 1 trục, chỉ số CBR, sức chống cắt. Ngoài ra, tro trấu không có tính kết dính và hút ẩm, nên tro trấu có thể được sử dụng để cải tạo một số tính chất của đất như giảm tính dẻo, giảm độ ẩm, đặc biệt là giảm tính trương nở của đất (Adajar và nnk., 2019; Alhassan, 2008; Aziz và nnk., 2015; Fattah và nnk., 2013). Tuy nhiên, khả năng tăng cường độ của đất khi trộn với tro trấu không đáng kể (Alhassan, 2008, Adajar và nnk., 2019). Nhìn chung, việc nghiên cứu sử dụng tro trấu trong cải tạo đất yếu đã được nghiên cứu ở nhiều nơi trên thế giới để cải tạo đất làm vật liệu đắp đường, làm lớp móng đường giao thông nông thôn và cho thấy tiềm năng rất lớn.

Việt Nam là một nước nông nghiệp, với tổng sản lượng lúa hàng năm khoảng 44 triệu tấn (Vietnam Rice Annual Report 2018 & Outlook for 2019). Với sản lượng lúa này, Việt Nam có thể tạo ra khoảng 8.8 triệu tấn vỏ trấu mỗi năm. Nếu toàn bộ lượng vỏ trấu này được đốt sẽ tạo ra khoảng 1.7 triệu tấn tro trấu mỗi năm. Đây là một khối lượng rất lớn và có thể gây ảnh hưởng lớn tới môi trường và sức khỏe con người nếu

* Tác giả liên hệ

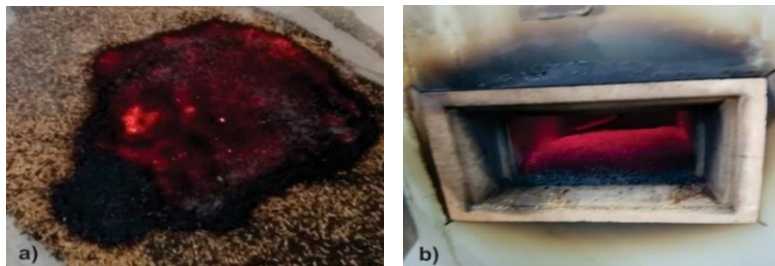
Email: nguyenthanduong@humg.edu.vn

không được tận dụng. Chính vì vậy, việc nghiên cứu sử dụng tro trấu trong các lĩnh vực như sản xuất bê tông, xử lý đất yếu là rất cần thiết. Tuy nhiên, cho đến nay việc nghiên cứu sử dụng tro trấu trong xử lý, cải tạo đất ở Việt Nam còn rất hạn chế. Mục tiêu của bài báo này là trình bày đặc điểm của hai loại tro trấu gồm tro trấu đốt trong không khí và tro trấu đốt trong lò nung có kiểm soát nhiệt độ, thời gian đốt và khả năng sử dụng của chúng trong cải tạo một số tính chất của đất yếu ở Việt Nam.

2. Đặc điểm tro trấu đốt và tro trấu nung

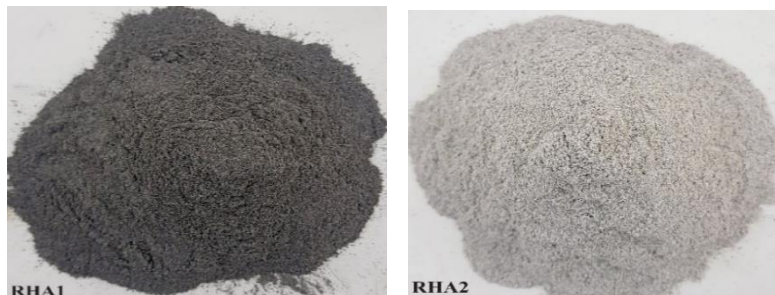
Tro trấu có thể được tạo ra từ đốt vỏ trấu trong không khí, trong các nhà máy điện sinh khối hoặc đốt trong lò đốt, lò nung dưới điều kiện kiểm soát nhiệt độ và thời gian đốt. Chất lượng tro trấu phụ thuộc nhiều vào nhiệt độ và thời gian đốt. Dạng oxit silic vô định hình trong tro trấu sẽ có hoạt tính cao hơn oxit silic dạng tinh thể. Nhiều nghiên cứu đã chỉ ra rằng khi đốt vỏ trấu trong điều kiện không kiểm soát nhiệt độ và thời gian như đốt trong không khí, đốt trong các nhà máy điện sinh khối sẽ tạo ra tro trấu có hàm lượng carbon cao (lượng mất khi nung lớn), hoạt tính pozzolan thấp (hàm lượng oxit silic thấp) (Cordeiro và nnk., 2009; Nguyen và nnk., 2011; Behak, 2017, Karatai và nnk., 2016; Liu và nnk., 2019a, b). Để tạo ra tro trấu có hoạt tính cao, vỏ trấu cần được đốt trong điều kiện kiểm soát nhiệt độ và thời gian như đốt trong lò đốt hoặc lò nung. Các nghiên cứu đã chỉ ra rằng điều kiện tối ưu để tạo ra tro trấu có hoạt tính cao là đốt vỏ trấu trong điều kiện nhiệt độ từ 550°C-800°C và thời gian đốt từ 1- 4 giờ (Nguyen và nnk., 2020)

Trong nghiên cứu này, đặc tính của hai loại tro trấu gồm tro trấu thu được từ đốt vỏ trấu trong không khí (điều kiện không kiểm soát) và trong lò nung dưới điều kiện kiểm soát nhiệt độ và thời gian đốt sẽ được nghiên cứu. Đối với vỏ trấu đốt trong không khí, thời gian đốt trong khoảng 5-6 giờ (Hình 1a). Đối với tro trấu đốt trong lò nung, nhiệt độ đốt được giữ ở 600°C, thời gian đốt là 2 giờ (Hình 1b).



Hình 1. Quá trình đốt vỏ trấu. a) Trong không khí (tro đốt); b) Trong lò nung (tro nung)

Tro trấu sau khi thu được từ quá trình đốt sẽ được nghiền nhỏ và sàng qua sàng 425 μm trước khi sử dụng (Hình 2). Nhiều nghiên cứu đã chỉ ra rằng tro trấu càng mịn thì hoạt tính càng cao (Jongpradist và nnk., 2018; Nguyen và nnk., 2011). Tuy nhiên, nó sẽ tốn thời gian và khó khăn trong quá trình nghiền. Kích thước tro trấu nhỏ hơn 425 μm cũng đã được sử dụng trong nhiều nghiên cứu khi sử dụng tro trấu để xử lý, cải tạo đất (Rao và nnk., 2012; Sharma và nnk., 2008; Subrahmanyam và nnk., 1981).



Hình 2. Tro trấu sau khi nghiền và sàng. a) Tro đốt; b) Tro nung

Thành phần hóa học và một số tính chất vật lý của 2 loại tro trấu được thể hiện trong Bảng 1. Số liệu ở Bảng 1 cho thấy tro đốt có hàm lượng Silic oxit là 58.6%, thấp hơn hàm lượng Silic oxit trong tro nung (77.6%). Hàm lượng mất khi nung (hàm lượng carbon) trong tro đốt khá cao, chiếm 33.3%, trong khi trong đó nung, hàm lượng này là 8.1%. Tổng hàm lượng $\text{SiO}_2 + \text{Fe}_2\text{O}_3 + \text{Al}_2\text{O}_3$ trong tro đốt là 59.0%, trong khi trong tro nung là 78.4%. Theo phân loại pozzolan (ASTM C618-00), tro nung được xếp vào loại pozzolan F với hoạt tính cao. Tro đốt có thể được phân loại là pozzolan C, tuy nhiên hàm lượng mất khi nung trong tro đốt khá cao dẫn tới làm giảm hoạt tính pozzolan của tro trấu. Do có chứa hàm lượng carbon khá cao, dẫn đến tỷ trọng của tro đốt (1.94) thấp hơn tỷ trọng của tro nung (2.24). Xét về màu sắc, tro nung có màu sáng hơn tro đốt. Houston (1972) đã phân loại tro trấu thành 3 loại dựa theo màu sắc, bao gồm tro trấu có hàm lượng carbon cao (màu đen); tro trấu có hàm lượng carbon trung bình (màu xám); tro trấu không chứa

carbon (màu trắng hoặc hồng). Sự thay đổi màu sắc liên quan đến quá trình đốt (nhiệt độ và thời gian) và sự hình thành silic oxit trong tro trấu. Tro trấu màu càng sáng thì hàm lượng silic oxit càng cao.

Bảng 1. Thành phần hóa học và tính chất vật lý của tro trấu

Chỉ tiêu	Tro đốt (TT1)	Tro nung (TT2)
Thành phần hóa học (%)	SiO ₂	58.6
	Fe ₂ O ₃	0.17
	Al ₂ O ₃	0.20
	TiO ₂	0.03
	MnO	0.18
	Na ₂ O	0.03
	K ₂ O	3.35
	CaO	1.25
	MgO	0.71
	P ₂ O ₅	0.63
	SO ₃	1.03
	LOI (Mất khi nung)	33.3
	SiO ₂ + Fe ₂ O ₃ + Al ₂ O ₃	59.0
		78.4
Tính chất vật lý	Tỷ trọng	1.94
	Màu sắc	Xám đen
		Xám trắng

3. Khả năng sử dụng tro trấu trong cải tạo một số tính chất của đất yếu

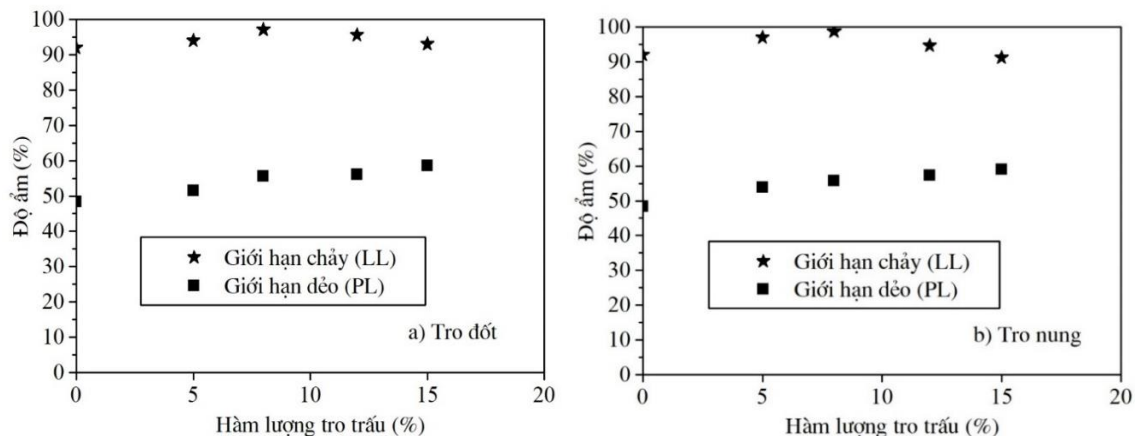
3.1. Đặc điểm mẫu đất

Trong nghiên cứu này, ảnh hưởng của hai loại tro trấu (tro đốt và tro nung) đến một số tính chất của đất yếu như giới hạn Atterberg, cường độ kháng nén 1 trục sẽ được nghiên cứu. Mẫu đất được lấy ở độ sâu từ 1 đến 2m tại Dự án đường cao tốc Bắc Nam-đoạn đi qua tỉnh Thanh Hóa. Mẫu đất có hàm lượng hạt sét (<2 μ m), CF= 19.0%; hệ số lỗ rỗng tự nhiên, e_0 = 2.026; khối lượng riêng, γ_s =2.68 g/cm³; độ ẩm tự nhiên, w = 88.0%; độ ẩm giới hạn chảy, w_L =91.9%; chỉ số dẻo, I_p = 43.5%; hàm lượng hữu cơ là 9.8%; cường độ kháng nén nở hông, q_u = 14.7 kPa. Đây là đất yếu, trạng thái dẻo chảy, có độ ẩm cao, được phân loại là đất bụi có tính dẻo cao, MH (ASTM D2487-00). Thành phần hóa học của đất được thể hiện trong Bảng 2.

Bảng 2. Thành phần hóa học của đất

Thành phần hóa học (%)													
SiO ₂	Fe ₂ O ₃	Al ₂ O ₃	TiO ₂	MnO	Na ₂ O	K ₂ O	CaO	MgO	P ₂ O ₅	SO ₃	Cr ₂ O ₃	Cl	
53.6	7.62	20.1	2.16	0.06	0.18	1.49	0.56	1.69	0.07	2.39	0.05	<0.01	

3.2. Ảnh hưởng của tro trấu đến giới hạn Atterberg của đất

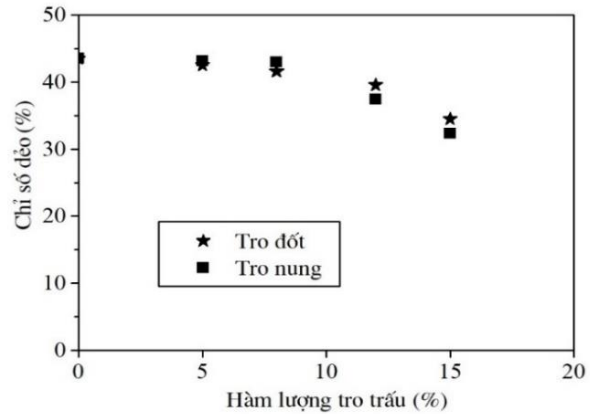


Hình 3. Ảnh hưởng của tro trấu đến giới hạn chảy và giới hạn dẻo của đất

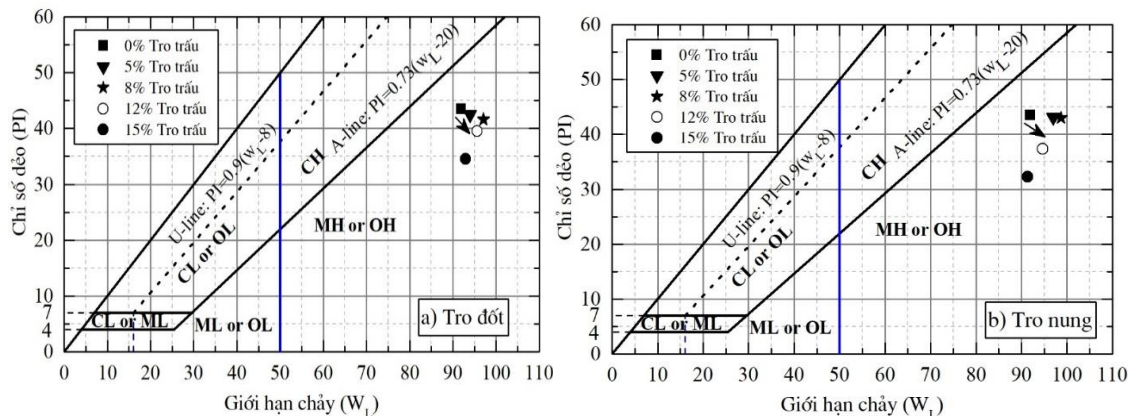
Đối với giới hạn Atterberg, tro trấu sẽ được trộn đều trực tiếp với đất và xác định các giới hạn Atterberg theo tiêu chuẩn ASTM D4318-10. Kết quả thí nghiệm giới hạn chảy, giới hạn dẻo của đất khi trộn với các hàm lượng tro trấu từ 0 đến 15% được thể hiện trên Hình 3 (a, b). Với các hàm lượng khác nhau của cả hai loại tro trấu, các giá trị giới hạn chảy và dẻo đều thay đổi theo cùng xu hướng. Trong đó, giới hạn chảy của đất tăng dần khi hàm lượng tro trấu tăng đến 8%, sau đó giảm dần khi hàm lượng tro trấu tăng lớn hơn 8%.

Điều này có thể do khi tăng hàm lượng tro trấu, sẽ cần nhiều nước hơn để đất đạt được trạng thái chảy (Okafor và Okonkwo, 2009; Sarkar và nnk., 2012), dẫn tới tăng độ ẩm giới hạn chảy. Tuy nhiên, khi tro trấu tăng lớn hơn 8%, sẽ làm thay đổi đáng kể thành phần hạt của đất do kích thước tro trấu ($< 425 \mu\text{m}$) lớn hơn kích thước hạt sét ($< 2 \mu\text{m}$), dẫn tới làm giảm độ ẩm giới hạn chảy (Adajar và nnk, 2019; Rahman và nnk., 2014). Đối với giới hạn dẻo, chỉ số này đều có xu hướng tăng khi hàm lượng của 2 loại tro trấu tăng, do khi tăng hàm lượng tro trấu, sẽ làm tăng lượng nước để đất đạt trạng thái dẻo. Kết quả này phù hợp với kết quả của nhiều nghiên cứu trước (Adajar và nnk, 2019; Akinyele và nnk., 2015; Fattah và nnk., 2013; Sarkar và nnk., 2012).

Đối với chỉ số dẻo, chỉ số này đều giảm khi hàm lượng của hai loại tro trấu tăng (Hình 4). Điều này cho thấy, khi tăng hàm lượng tro trấu, tính chất của đất được cải thiện. Cụ thể, khi hàm lượng tro trấu đốt từ 0 đến 15%, chỉ số dẻo của đất giảm từ 43.5 xuống 34.5 (giảm 20.7%). Đối với tro trấu nung, chỉ số dẻo của đất giảm từ 43.5 xuống 32.3 (giảm 25.7%) khi hàm lượng tro trấu tăng từ 0 đến 15%. Những kết quả này cũng cho thấy loại tro trấu ít có ảnh hưởng tới sự thay đổi chỉ số dẻo của đất. Ngoài ra, số liệu trên Hình 4 cho thấy, chỉ số dẻo của đất giảm đáng kể khi hàm lượng tro trấu lớn hơn 8%. Vì vậy, hàm lượng tro trấu tối thiểu 8% nên được sử dụng để cải tạo tính dẻo của đất.



Hình 4. Ảnh hưởng của tro trấu đến chỉ số dẻo của đất



Hình 5. Biểu đồ Casagrande thể hiện sự thay đổi tính dẻo của đất

Kết quả thí nghiệm độ ẩm giới hạn chảy và chỉ số dẻo được thể hiện trên biểu đồ Casagrande (Hình 5a, b). Biểu đồ này thể hiện sự thay đổi tính dẻo và thành phần hạt của đất sau khi trộn với các hàm lượng tro trấu khác nhau. Kết quả trên các hình này cho thấy cả mẫu đất trước và sau khi trộn với tro trấu đều nằm dưới đường A (A-line) và được phân loại là đất bụi có tính dẻo cao (MH). Tuy nhiên, sau khi trộn với các hàm lượng tro trấu khác nhau, các mẫu này dịch chuyển ra xa đường A. Điều này chứng tỏ hàm lượng bụi trong đất đã tăng lên. Khi đất trộn với cả hai loại tro trấu đều thể hiện xu hướng này. Kết quả này ngược với kết quả nghiên cứu của Rahman và nnk (2014). Theo nghiên cứu của Rahman và nnk (2014), các mẫu đất khi trộn với tro trấu sẽ có xu hướng dịch chuyển lại gần đường A, chứng tỏ hàm lượng hạt kích thước hạt sét tăng lên. Sự đối ngược này có thể do sự khác nhau trong kích thước tro trấu sử dụng và kích thước hạt của đất nghiên cứu.

4. Kết luận

Dựa trên việc nghiên cứu đặc điểm của hai loại tro trấu đốt và tro trấu nung và ảnh hưởng của chúng tới một số tính chất của đất yếu, rút ra một số kết luận sau:

Tro trấu đốt thu được từ đốt vỏ trấu trong lò nung dưới điều kiện kiểm soát nhiệt độ (600°C) và thời gian đốt khoảng 2 giờ (tro nung) có hàm lượng silic oxit và hoạt tính pozzolan cao hơn của tro trấu thu được từ đốt vỏ trấu trong không khí (tro đốt). Tro trấu đốt còn tồn tại hàm lượng carbon chưa cháy khá cao (LOI=33.3%), dẫn tới làm giảm hoạt tính pozzolan của tro đốt.

Cả tro đốt và tro nung đều có khả năng cải thiện đáng kể tính dẻo của đất. Với 15% hàm lượng tro

đốt và tro nung, chỉ số dẻo của đất giảm lần lượt 25.7 và 20.7%. Do đó, loại tro trấu ít có ảnh hưởng sự thay đổi tính dẻo của đất. Hơn nữa, đối với cả 2 loại tro trấu, khi trộn với đất hàm lượng hạt bụi trong đất có xu hướng tăng lên.

Lời cảm ơn

Nghiên cứu nhận được sự hỗ trợ từ Đề tài nghiên cứu cấp cơ sở mã số T19-35 của Trường Đại học Mỏ-Địa chất.

Tài liệu tham khảo

- Adajar, M. N. Q., Aquino, C. J. P., dela Cruz II, J. D., Martin, C. P. H. và Urieta, D. K. G., 2019. Investigating the effectiveness of rice husk ash as stabilizing agent of expansive soil. *International Journal of GEOMATE* 16, 33-40.
- Akinyele, J.O., Salim, R.W., Oikelome, K.O., Olateju, O.T., 2015. The use of rice husk ash as a stabilizing agent in lateritic clay soil. *International Journal of Civil, Environmental, Structural, Construction and Architectural Engineering* 9, 1373-1377.
- Alhassan, M., 2008. Potentials of Rice Husk Ash for Soil Stabilization. Technical Report 5.
- Ali, Faisal Haji, Adnan, A., Choy, C.K., 1992. Use of rice husk ash to enhance lime treatment of soil. *Canadian Geotechnical Journal* 29, 843-852.
- Ali, F. Haji, Adnan, A., Choy, C.K., 1992. Geotechnical properties of a chemically stabilized soil from Malaysia with rice husk ash as an additive. *Geotechnical & Geological Engineering* 10, 117-134.
- ASTM D2216 - 10, 2010. Standard test methods for laboratory determination of water (moisture) content of soil and rock by mass.
- ASTM D2487-00, 2000. Standard practice for classification of soils for Engineering Purpose.
- ASTM D4318-10, 2010. Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils.
- Aziz, M., Saleem, M., Irfan, M., 2015. Engineering behavior of expansive soils treated with rice husk ash. *Geomechanics and Engineering* 8, 173-186.
- Basha, E.A., Hashim, R., Mahmud, H.B., Muntohar, A.S., 2005. Stabilization of residual soil with rice husk ash and cement. *Construction and building materials* 19, 448-453.
- Behak, L., 2017. Soil Stabilization with Rice Husk Ash. Chapter 3 in *Rice-Technology and Production*.
- Choobbasti, A.J., Ghodrat, H., Vahdatirad, M.J., Firouzian, S., Barari, A., Torabi, M., Bagherian, A., 2010. Influence of using rice husk ash in soil stabilization method with lime. *Front. Earth Sci. China* 4, 471-480. <https://doi.org/10.1007/s11707-010-0138-x>
- Cordeiro, G.C., Toledo Filho, R.D., Fairbairn, E. de M.R., 2009. Use of ultrafine rice husk ash with high-carbon content as pozzolan in high performance concrete. *Materials and structures* 42, 983-992.
- Fapohunda, C., Akinbile, B., Shittu, A., 2017. Structure và properties of mortar và concrete with rice husk ash as partial replacement of ordinary Portland cement-A review. *International Journal of Sustainable Built Environment* 6, 675-692.
- Fattah, M.Y., Rahil, F.H., Al-Soudany, K.Y., 2013. Improvement of clayey soil characteristics using rice husk ash. *Journal of Civil Engineering and Urbanism* 3, 12-18.
- Horpibulsuk, S., Miura, N., Nagaraj, T.S., 2005. Clay-water/ cement ratio identity for cement admixed soft clays. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering* 131, 187-192.
- Horpibulsuk, S., Rachan, R., Suddeepong, A., 2011. Assessment of strength development in blended cement admixed Bangkok clay. *Construction and Building Materials* 25, 1521-1531.
- Houston, D. F. (1972). Rice hulls. In: *Rice-Chemistry and Technology*. American Association of Cereal Chemists, St. Paul, MN, 301-340.
- <http://ricepedia.org/rice-as-a-crop/rice-productivity>
- Jongpradist, P., Homtragoon, W., Sukkarak, R., Kongkitkul, W., Jamsawang, P., 2018. Efficiency of rice husk ash as cementitious material in high-strength cement-admixed clay. *Advances in Civil Engineering* 2018.
- Liu, Y., Chang, C.-W., Namdar, A., She, Y., Lin, C.-H., Yuan, X., Yang, Q., 2019a. Stabilization of expansive soil using cementing material from rice husk ash and calcium carbide residue. *Construction and Building Materials* 221, 1-11.
- Liu, Y., Su, Y., Namdar, A., Zhou, G., She, Y., Yang, Q., 2019b. Utilization of cementitious material from residual rice husk ash and lime in stabilization of expansive soil. *Advances in Civil Engineering* 2019.
- Miura, N., Horpibulsuk, S., Nagaraj, T.S., 2001. Engineering behavior of cement stabilized clay at high water content. *Soils and Foundations* 41, 33-45.
- Nguyen, D.T., Nguyen, N.T., Pham, H.N.T., Phung, H.H., Van Nguyen, H., 2020. Rice husk ash and its

utilization in soil improvement: An overview. *Journal of Mining and Earth Sciences* Vol 61, 1-11.

Nguyen, N., Ye, G., Van Breugel, K., Fraaij, A.L., Dai Bui, D., 2011. The study of using rice husk ash to produce ultra high performance concrete. *Construction and Building Materials* 25, 2030-2035.

Okafor, F.O., Okonkwo, U.N., 2009. Effects of rice husk ash on some geotechnical properties of lateritic soil. *Nigerian Journal of Technology* 28, 46-52.

Rahman, Z.A., Ashari, H.H., Sahibin, A.R., Tukimat, L., Razi, I.W.M., 2014. Effect of rice husk ash addition on geotechnical characteristics of treated residual soil. *American-Eurasian Journal of Agricultural & Environmental Sciences* 14, 1368-1377.

Rao, D.K., Rao, G., Pranav, P.R.T., 2012. A laboratory study on the effect of rice husk ash & lime on the properties of marine clay. *Int J Eng Innov Technol* 2, 345-53.

Sarkar, G., Islam, M.R., Alamgir, M., Rokonzaman, M., 2012. Interpretation of rice husk ash on geotechnical properties of cohesive soil. *Global Journal of Research in Engineering* 12.

Seco, A., Ramírez, F., Miqueleiz, L., García, B., 2011. Stabilization of expansive soils for use in construction. *Applied Clay Science* 51, 348-352.

Sharma, R.S., Phanikumar, B.R., Rao, B.V., 2008. Engineering behavior of a remolded expansive clay blended with lime, calcium chloride, và rice-husk ash. *Journal of materials in civil engineering* 20, 509-515.

Subrahmanyam, M.S., Cheran, L.L., Cheran, L.S., 1981. Use of rice husk ash for soil stabilization. *Geol. Soc. Malaysia. Bulletin* 14, 143-151.

Yoobanpot, N., Jamsawang, P., 2014. Effect of cement replacement by rice husk ash on soft soil stabilization. *Kasetsart Journal-Natural Science* 48, 323-332.

ABSTRACT

Rice husk ash and its application to soft soil improvement in Vietnam

Nguyen Thanh Duong¹, Phung Huu Hai¹, Pham Thi Ngoc Ha¹,
Dao Manh Hiep¹, Nguyen The Hung¹, Nguyen Tien Giang¹

¹*Hanoi University of Mining and Geology*

Rice husk ash (RHA) is a by-product of burning rice husk và exists in many places in Vietnam with a total volume of up to 1.7 million tons per year. In the world, rice husk ash has been widely studied for application in soft soil improvement. However, in Vietnam, research on the utilization of rice husk ash in soil improvement is limited. This paper aims to assess the characteristics of two types of rice husk ash, including RHA from open fire burning và from burning in a furnace under controlled conditions và evaluate their applicability to improve some properties such as plasticity index of soft soil, unconfined compressive strength (UCS) of soil-cement mixture. Research results showed that RHA from burning in a furnace contains a high content of silicate oxide và pozzolanic activity rather than RHA from open fire burning. Regarding the ability to improve the soil, the soil plasticity decreases significantly as the RHA content increases, especially when the content of RHA is greater than 8%. However, the type of RHA has little effect on soil plasticity changes. Specifically, the plasticity index of soil is decreased by 20.7% or 25.7% when the soil is mixed with 15% of open fire burning RHA or 15% of furnace burning RHA in respective.

Key words: Types of rice husk ash; soft soil; soil plasticity; unconfined compressive strength.

Nghiên cứu sử dụng cát giồng ven biển thành phố Hồ Chí Minh chế tạo bê tông đầm lăn

Nguyễn Tuấn Đạt^{1,*}, Đỗ Minh Toàn², Bùi Trường Sơn³

¹Công ty cổ phần Đào tạo, Xây dựng và Phát triển nguồn nhân lực Sáu

²Hội Địa chất công trình và Môi trường Việt Nam

³Trường Đại học Mở - Địa chất

TÓM TẮT

Theo chương trình mục tiêu quốc gia về xây dựng nông thôn mới, việc cứng hóa mặt đường nông thôn bằng bê tông đã và đang được phát triển rất mạnh mẽ. Tuy nhiên, cốt liệu mịn là cát sông dùng trong bê tông ngày càng khan hiếm. Do đó, việc nghiên cứu cát biển thay thế cho cát sông để chế tạo bê tông có nghĩa khoa học và thực tiễn. Trong báo cáo trình bày những nghiên cứu bước đầu về việc sử dụng cát giồng ven biển phục vụ cho việc chế tạo bê tông đầm lăn làm áo đường giao thông nông thôn khu vực thành phố Hồ Chí Minh.

Từ khóa: Cát biển; bê tông đầm lăn; đường giao thông nông thôn.

1. Đặt vấn đề

Giao thông nông thôn (GTNT) là một trong những mắt xích thiết yếu nối các vùng nông thôn với hệ thống quốc lộ, tỉnh lộ, khu đô thị, khu công nghiệp, khu chế xuất. Do đó, cải thiện khả năng tiếp cận với nông thôn có thể cải thiện điều kiện sống và dẫn đến làm giảm đói nghèo, thúc đẩy phát triển kinh tế- xã hội ở khu vực nông thôn, vùng sâu, vùng xa, tạo điều kiện phát triển cơ giới hoá trong sản xuất, trao đổi hàng hoá, đẩy mạnh, nâng cao đời sống tinh thần vật chất cho người dân khu vực nông thôn. Tại khu vực nội đô thành phố Hồ Chí Minh (TP.HCM), hàng loạt các dự án đang được xây dựng và phát triển cơ sở hạ tầng để phát triển trung tâm kinh tế của đất nước. Gần đây, khu vực ngoại thành TP.HCM cũng thực hiện một số dự án để cải thiện và kết nối mạng lưới đường bộ nông thôn. Việc bê tông hóa các hẻm, ngõ xóm đã và đang được thực hiện. Tuy nhiên, hệ thống đường giao thông nông thôn vẫn còn hạn chế. Các xã, các thôn, xóm và các ấp vẫn đang vận động nhân dân, doanh nghiệp cùng chung sức tham gia xây dựng nông thôn ở khu vực ngoại thành.

Theo báo cáo địa chất khoáng sản TP.HCM và vùng phụ cận, nguồn vật liệu cát giồng, cát nhiễm mặn đang là nguồn tài nguyên dồi dào chưa được khai thác, tận dụng. Vấn đề đặt ra là tận dụng nguồn tài nguyên này vào ngành công nghiệp xây dựng địa phương như thế nào trong lúc vật liệu cát ngày càng khan hiếm, cơ sở hạ tầng giao thông đường bộ tại Cần Giờ đang là yêu cầu cấp thiết. Cụ thể, đối với đường giao thông nông thôn, việc cứng hóa bằng bê tông xi măng đang được phát triển và đòi hỏi khối lượng bê tông xi măng khá lớn. Tuy nhiên, hiện nay, do tốc độ đô thị hóa ngày càng nhanh, các vật liệu sử dụng làm bê tông như cát truyền thống ngày càng được sử dụng nhiều hơn so với khả năng khai thác. Điều đó đã dẫn đến việc thiếu hụt các nguyên vật liệu để làm đường giao thông nông thôn. Việc tìm kiếm các nguyên liệu khác thay thế có một ý nghĩa thực tiễn. Có nhiều nghiên cứu đã sử dụng cát xay thay thế cát bê tông truyền thống. Một số tác giả đã sử dụng cát giồng ở khu vực Sóc Trăng và tro bay để nghiên cứu, chế tạo bê tông có cường độ khoảng từ 25 MPa đến 35 MPa để kiến nghị làm đường GTNT (Nguyễn Đình Hùng và nnk, 2017, 2018). Ngoài ra, có thể sử dụng thêm các rác thải công nghiệp như tro bay từ nhà máy nhiệt điện cũng có ý nghĩa trong việc giải quyết vấn đề môi trường (Andrew, B. and Aceves, P. G, 2011).

Đối mặt đường GTNT, ngoài việc sử dụng bê tông thường truyền thống, thì bê tông đầm lăn cũng là một lựa chọn phù hợp cho kết cấu áo đường GTNT. Trên thế giới, bê tông đầm lăn đã được sử dụng từ những năm 70 thế kỷ 20. Bê tông đầm lăn ra đời làm giảm đáng kể giá thành so với bê tông truyền thống, đặc biệt là trong các kết cấu đập, do tiết kiệm thời gian thi công. Ngoài ra, việc sử dụng hàm lượng xi măng ít nên ít bị ảnh hưởng bởi nhiệt trong quá trình thủy hóa sinh ra, hạn chế nứt do nhiệt. Tại Việt Nam, bê tông đầm lăn vẫn còn tương đối mới, mới chỉ áp dụng ở các đập thủy điện lớn, việc nghiên cứu và sử dụng loại bê

* Tác giả liên hệ

Email: tuandatvn88@gmail.com

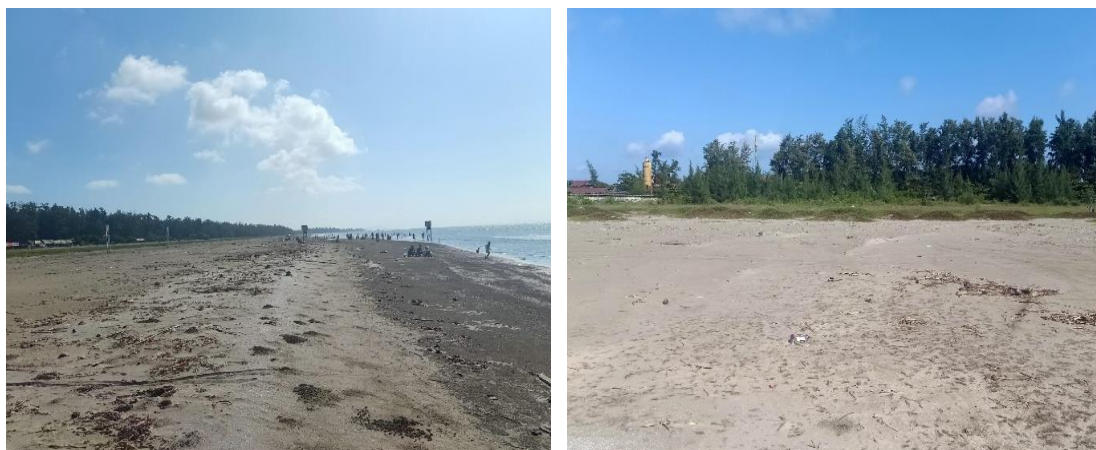
tông này cho giao thông chưa được quan tâm ở mức độ cần thiết. Đối với kết cấu mặt đường, bê tông đầm lăn cũng được sử dụng bằng cách sử dụng thiết bị rải bê tông nhựa chặt truyền thống, sau đó đầm chặt bằng các loại máy lu để đầm chặt theo từng lớp có độ dày 200mm. Khi bê tông đông cứng sẽ hình thành nên kết cấu áo đường (Nguyễn Đình Hùng và nnk, 2017, 2018; Phan Ngọc Thảo và nnk, 2006).

Các vật liệu sử dụng để chế tạo bê tông đầm lăn cũng tương tự như bê tông truyền thống gồm: xi măng, phụ gia khoáng, phụ gia hóa học, cốt liệu (mịn và thô) và nước. Tuy nhiên, bê tông đầm lăn không có độ sụt và lượng xi măng sử dụng ít so với cấp phối bê tông thường. Ngoài ra, cấp phối hạt cốt liệu và hàm lượng hạt mịn là các yếu tố quan trọng trong việc định lượng thành phần cấp phối và quyết định tính chất của hỗn hợp bê tông đầm lăn khi rắn chắc. Hạt mịn sử dụng cho bê tông đầm lăn là các loại vật liệu có kích thước hạt <0.075mm như tro bay từ nhà máy nhiệt điện. Trong nghiên cứu này, tác giả sẽ sử dụng cát giồng và thêm một phần tro bay để chế tạo mẫu bê tông đầm lăn.

2. Đặc điểm phân bố của cát giồng ven biển thành phố Hồ Chí Minh

TP.HCM có 23km bờ biển đều thuộc huyện Cần Giờ chạy dài theo các xã An Thới Đông, Bình Khánh, Lý Nhơn, Tam Thôn Hiệp, Thạnh An. Theo tài liệu nghiên cứu của nhiều tác giả, qua khảo sát 58 hố khoan, trong khu vực xảy ra bồi lấp hoặc di chuyển theo các cồn cát di động theo mùa tương đối nhiều. Kết quả khảo sát cho thấy, phía trên là lớp cát, thành phần chủ yếu là cát hạt vừa đến nhỏ, lẫn cát hạt thô, bột sét, vảy mi ca màu xám đến nhạt; bề dày thay đổi từ 1.5m đến 5m, trung bình là 3m. Phía dưới là lớp bùn sét, bùn xen cát, tiếp đến là sét màu xám xanh, trạng thái dẻo thuộc trầm tích biển.

Dọc theo bờ biển Cần Giờ là các bãi cát ngầm, doi cát, cồn cát, đó là cát trầm tích bị nhiễm mặn, các trầm tích này có thành phần chủ yếu là cát hạt nhỏ đến mịn. Giồng (cồn) cát là di tích các gò cát cổ, hình thành ở ven bờ vùng cửa sông nổi lên trên mực nước biển, mở rộng đồng bằng cửa sông. Cát giồng được tìm thấy ở khắp các khu vực ở đồng bằng sông Cửu Long, khu vực ven bờ biển khu vực sông Mekong và cả ở các khu vực huyện Nhà Bè, Cần Giờ.



Hình 1. Cát giồng ven biển ở khu du lịch sinh thái Cần Giờ

3. Thí nghiệm xác định khả năng sử dụng cát giồng trong bê tông đầm lăn

3.1. Vật liệu thí nghiệm

a) Cát giồng

Bảng 1. Kết quả phân tích thành phần hạt của cát giồng

Đường kính (mm)	5-2	2-1	1-0.5	0.5-0.25	0.25-0.1	0.1-0.05	0.05-0.01
Max	13.9	7.1	19.2	22.7	91.4	32.9	34
Min	0.1	0	0.1	1	25.9	2.6	1.9
TB	2.08	1.16	4.36	7.87	65.79	12.04	6.45

Nhóm nghiên cứu đã lấy lấy 4 mẫu (CG1, CG2, CG3, CG4) tại huyện Cần Giờ, đóng vào trong bao nilông để vận chuyển về phòng thí nghiệm của Trường Đại học Giao thông Vận tải TP.HCM. Theo yêu cầu của cát sử dụng bê tông nói chung và bê tông đầm lăn nói riêng, hàm lượng bùn, bụi và sét không được lớn hơn 1.5% cho bê tông mác lớn hơn 30Mpa và 3% cho bê tông có mác nhỏ hơn 30MPa. Do đó, cát giồng cũng được xác định hàm lượng bùn, bụi và sét. Sau khi được xả rửa sạch bằng nước dùng trong sinh hoạt qua cỡ sàng 0.14mm, hàm lượng bùn, bụi sét và phù sa trung bình được xác định trong cát giồng này khoảng

5.12%. Sau khi được rửa sạch, cát giồng khô cũng được phân tích thành phần hạt. Kết quả phân tích thành phần hạt trình bày trong Bảng 1.

Từ kết quả ở Bảng 1, có thể nhận xét cát giồng có phần lớn là các hạt nhỏ, cát hạt mịn và cát bụi chiếm lên đến 93.78%. Mô-đun độ mịn của cát giồng theo tiêu chuẩn ASTM C1257 là rất nhỏ, chỉ vào khoảng 1.5. Cấp phối bê tông đầm lăn sử dụng cát truyền thống bằng cát giồng có thể làm cho chất lượng bê tông giảm. Do đó nhóm nghiên cứu sử dụng thêm tro bay để làm tăng chất lượng của bê tông.

Đồng thời với việc phân tích thành phần hạt, các mẫu cát giồng cũng được đưa đi thí nghiệm xác định thành phần hóa học, kết quả trình bày trong Bảng 2. Độ ẩm của cát được xác định theo phương pháp sấy khô là 22%. Độ ẩm này được sử dụng để tính lượng nước trong cấp phối của bê tông.

Bảng 2. Kết quả phân tích thành phần hóa học của cát giồng

SHM	CG1	CG2	CG3	CG4	Trung bình
SiO ₂	80.24	83.04	83.28	80.08	81.66
TiO ₂	0.42	0.42	0.39	0.53	0.44
Al ₂ O ₃	3.8	3.32	3.41	3.25	3.445
Fe ₂ O ₃	4	4.1	4.14	5.07	4.3275
FeO	1.95	1.85	2.2	1.16	1.79
MnO	0.08	0.09	0.09	0.09	0.0875
MgO	1.02	0.94	0.98	0.81	0.9375
CaO	2.38	1.25	1.01	2.67	1.8275
Na ₂ O	0.41	0.43	0.23	0.27	0.335
K ₂ O	1.15	1	0.97	0.95	1.0175
P ₂ O ₅	0.04	0.04	0.05	0.06	0.0475
MKN	3.62	2.61	2.49	4.42	3.285
H ₂ O	0.4	0	0.09	0.41	0.225

b) Tro bay

Tro bay là loại phụ gia khoáng thường được sử dụng trong công nghệ sản xuất bê tông. Tro bay là phế phẩm của quá trình than nghiền cháy trong các nhà máy nhiệt điện. Tro bay là những tinh thể hình cầu tròn và siêu mịn có kích thước từ 0.001mm đến 0.15mm. Trong đó, tỷ lệ các hạt có kích cỡ nhỏ hơn 0.045mm chiếm từ 12.7% đến 39.7%. Các hạt xi măng có từ 85% đến 95% các hạt có kích cỡ nhỏ hơn 0.045mm. Do đó, các hạt tro bay có kích cỡ nhỏ có thể điền vào khe giữa các hạt xi măng để tăng độ chắc đặc của bê tông và cường độ chịu nén của bê tông, giảm hệ số thấm trong bê tông. Trong khi đó, những hạt có kích cỡ lớn hơn 0.045mm đặc biệt là lớn hơn 0.075mm có thể thay thế cho thành phần cát mịn trong bê tông làm cho bề mặt bê tông êm thuận khi xe qua lại. Do các tính chất bị ảnh hưởng bởi kích cỡ hạt, nên tro bay thường được sử dụng làm phụ gia sản xuất bê tông xi măng bền sulfat, giảm ảnh hưởng của nhiệt cho xây dựng công trình ở các vùng nước lợ, nước mặn, đồng muối, công trình biển đảo. Tro bay trong thí nghiệm này là phế thải từ nhà máy nhiệt điện Vĩnh Tân. Độ hút ẩm của tro bay được xác định là rất nhỏ. Do đó, khi trộn vữa, tro bay được sấy khô và ảnh hưởng của độ hút ẩm của tro bay được bỏ qua. Kết quả phân tích các chỉ tiêu kỹ thuật, thành phần khoáng vật, thành phần hóa học của tro bay trình bày trong Bảng 3 và Bảng 4.

Bảng 3. Các chỉ tiêu kỹ thuật của tro bay

Chỉ tiêu thí nghiệm	Số hiệu mẫu	TB VT1	TB VT2	TB VT3	TB VT4
Lượng lọt sàng%	< 0.075mm	85.2	85.6	85.6	85.7
Độ ẩm	%	20.40	21.30	20.60	24.50
Khối lượng riêng, Δ (g/cm ³)		2.22	2.21	2.20	2.21
Khối lượng thể tích xốp, γ (g/cm ³)		1.07	0.97	0.99	0.95

Bảng 4. Kết quả phân tích thành phần hóa học, thành phần hóa học của tro bay

Thành phần hóa học	Chỉ tiêu	Hàm lượng (%)
	Lượng mất khi nung	3.99
	SiO ₂	60.12
	Fe ₂ O ₃	24.93
	Al ₂ O ₃	2.3
	SO ₃	0.77
	CaO	1.3
	MgO	3.71

	K ₂ O	0.34
	Na ₂ O	0.3
Thành phần khoáng vật	Mica	14-16
	Pyrophyllit	5-7
	Thạch cao	-
	Thạch anh	47-49
	Canxit	1-3
	Gơ tít	4-6
	Hê matit	4-6
	Khoáng vật khác	4% Felsapt
Chỉ số kiềm		0.08
Chỉ số hoạt tính	Al ₂ O ₃ /SiO ₂	0.038
Tỷ lệ	CaO+MgO	5.01

c) Các vật liệu khác



(a)



(b)

Hình 2. Tro bay của Nhà máy nhiệt điện Vĩnh Tân (a); Cốt liệu thô (b)

Cốt liệu thô là đá được nghiền từ đá gốc xám đen có kích cỡ hạt lớn nhất là 20mm. Cốt liệu thô được mua sẵn trên thị trường, nơi bê tông được làm thí nghiệm. Cốt liệu thô cũng được phân tích thành phần kích cỡ hạt bằng rây để xác định mô-đun độ lớn đo theo tiêu chuẩn ASTM C125 là 7.0. Khối lượng đơn vị đo bằng thùng dung trọng 15 lít là 1450kg/m³. Xi măng PCB40 có sẵn trên thị trường được sử dụng trong thí nghiệm này, đây là loại xi măng hỗn hợp sử dụng với xi lò cao có tính năng như xi măng có tác dụng giảm nhiệt khi phản ứng với xi măng. Xi măng có khối lượng riêng là 3.15 tấn/m³.

3.2. Cấp phối vật liệu và thí nghiệm

Có rất nhiều phương pháp đã được đề xuất để thiết kế cấp phối bê tông tự đầm trên thế giới. Điều đó làm cho rất khó có một phương pháp thống nhất như là tiêu chuẩn để thiết kế. Nhóm nghiên cứu đã sử dụng phương pháp tính toán kết hợp với thực nghiệm của Bolomey - Scramtaev. Nhìn chung, cấp phối của bê tông đầm lăn được xác định dựa vào một số tiêu chí. Tỷ lệ nước/xi măng thường nằm trong khoảng từ 0.3 đến 0.4. Lượng xi măng khoảng từ 130kg/m³ đến 200kg/m³. Trong thí nghiệm này, chọn tỷ lệ nước/xi măng (N/X) là 0.4. Tỷ lệ giữa thể tích cốt liệu mịn trên thể tích hồ xi măng vào khoảng 1.3. Trong khi đó tỷ lệ giữa thể tích vữa xi măng (bao gồm cốt liệu mịn) trên thể tích cốt liệu thô khoảng từ 1.1 đến 1.3. Trong thí nghiệm này, khối lượng xi măng được lấy lần lượt là 130kg/m³, 150kg/m³, 175kg/m³ và 200kg/m³. Tro bay được cũng được sử dụng nhiều trong việc cải thiện chất lượng của bê tông tự đầm. Hàm lượng tro bay được lấy khoảng 10% khối lượng xi măng. Khi đó, cấp phối của các mẻ trộn được thể hiện ở Bảng 5.

Bảng 5. Các cấp phối bê tông

Cấp phối	N/X	Xi măng (kg)	Nước (lít)	Tro bay (kg)	Cát giồng (kg)	Đá dăm (kg)
C1	0.4	130	52	13	347.4	1770.6
C2	0.4	150	60	15	400.8	1689.2
C3	0.4	175	70	17.5	467.6	1587.4
C4	0.4	200	80	20	534.4	1485.6

Máy trộn cưỡng bức có dung tích 250 lít được sử dụng để trộn bê tông trong thí nghiệm. Khuôn đúc mẫu bằng kim loại có kích thước 15x15x15cm được dùng để chế tạo mẫu bê tông. Các thành phần được trộn

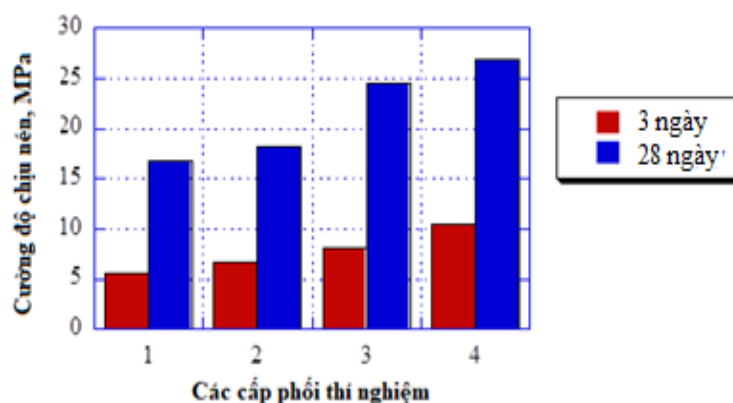
theo một quy trình nhất định được thiết kế phù hợp trên cơ sở kinh nghiệm thực tế và thực nghiệm. Trước tiên, khoảng một nửa cát giồng được đổ vào máy trộn. Xi măng hoặc/và tro bay được đổ vào máy trước khi phần cát giồng còn lại được đổ vào máy trộn. Hỗn hợp cát giồng, xi măng và tro bay sẽ được trộn trong vòng một phút. Sau đó, nước được đổ vào và được trộn thêm khoảng 1 phút. Đá dăm được đổ vào máy trộn và được trộn khoảng 5 phút cho đến khi bê tông đồng đều. Bê tông đầm lặn sau khi trộn được bỏ vào khuôn và chia làm 3 lớp. Mỗi lớp sử dụng thanh đầm đầm 25 lần mỗi lớp. Sau khi đầm xong 3 lớp thì dùng thước tạo phẳng để tạo phẳng mặt mẫu và để trong phòng thí nghiệm để bảo dưỡng. Mỗi cấp phối bê tông sử dụng 02 khuôn loại 15x15x15cm để tạo mẫu. Mỗi khuôn gồm 3 mẫu tạo thành một tổ hợp và được nén bằng máy nén bê tông có khả năng 2000kN để các định cường độ chịu nén của bê tông được thí nghiệm tại thời điểm 3 ngày và 28 ngày.

3.3. Kết quả thí nghiệm và nhận xét

Trong Bảng 6 thể hiện kết quả cường độ chịu nén trung bình của các tổ hợp mẫu trong các cấp phối. Hình 3 thể hiện kết quả nén bằng biểu đồ để thấy được sự thay đổi của các cấp phối.

Bảng 6. Cường độ chịu nén trung bình của các tổ hợp mẫu

Cấp phối	Cường độ chịu nén (MPa)	
	3 ngày	28 ngày
C1	5.6	16.8
C2	6.7	18.2
C3	8.2	24.6
C4	10.4	26.8



Hình 3. Biểu đồ cường độ chịu nén của các cấp phối bê tông đầm lặn

Kết quả từ Bảng 6 và Hình 3 cho thấy, khi tăng hàm lượng xi măng thì làm cho cường độ chịu nén trung bình của các tổ hợp tại thời điểm 3 ngày và 28 ngày đều tăng. Giá trị cường độ chịu nén tại thời điểm 3 ngày đạt khoảng 30% giá trị cường độ chịu nén tại thời điểm 28 ngày. Tại thời điểm 28 ngày cấp phối sử dụng 200kg cho cường độ chịu nén cao nhất là 26.8MPa. Nếu kết cấu áo đường cho đường GTNT có yêu cầu cường độ chịu nén tại thời điểm 28 ngày từ 25MPa đến 35MPa, thì bê tông đầm lặn sử dụng cát giồng, tro bay trong cấp phối C4 có thể được áp dụng để làm kết cấu áo đường GTNT.

4. Kết luận

Nhu cầu phát triển hệ thống đường GTNT là cần thiết, ngay cả với các huyện ngoại thành ở khu vực TP.HCM. Đối với đường GTNT, kết cấu áo đường có thể sử dụng bê tông đầm lặn để làm giảm giá thành. Trong thí nghiệm này, bốn cấp phối bê tông đầm lặn được thử nghiệm, trong đó hàm lượng xi măng trong 1m³ lần lượt được thử nghiệm là 130kg, 150kg, 175kg và 200kg. Hàm lượng tro bay được thêm vào khoảng 10% khối lượng xi măng. Tỷ lệ nước trên xi măng lấy là 0.4. Khối lượng cát giồng tạo ra thể tích tương ứng với 1.3 lần thể tích của xi măng, nước và tro bay, phần còn lại là đá dăm. Cường độ chịu nén của mẫu vuông 15x15x15cm được xác định tại thời điểm 3 ngày và 28 ngày. Cường độ chịu nén của các mẫu tại thời điểm 3 ngày đạt khoảng 30% so với cường độ chịu nén tại thời điểm 28 ngày. Cấp phối bê tông đầm lặn sử dụng lượng xi măng 200kg/m³ có cường độ chịu nén lên đến 26.8MPa. Cấp phối này có thể sử dụng để làm kết cấu áo đường GTNT phù hợp với yêu cầu hiện hành có cường độ bê tông khoảng từ 25MPa đến 35MPa. Việc sử dụng cát giồng góp phần vào giảm tình trạng khan hiếm cát tự nhiên hiện nay. Trong khi đó, sử dụng tro bay góp phần giải quyết vấn đề môi trường từ nhà máy nhiệt điện.

Tài liệu tham khảo

- Andrew, B. and Aceves, P. G, 2011. The use of non-commercial fly ash in roller compacted concrete structure. World of Coal Ash Conference, USA.
- Cao, C., Sun, W and Qin H. G, 2000. The analysis on strength and fly ash effect of roller-compacted concrete with high volume fly ash. Journal of Cement and Concrete Research, Vol.30, No.1, pp.71-75.
- Hashami, M. and Shafigh, P.: Sustainable roller compacted concrete pavement using fly ash, Conference of 11th ASEAN Postgraduate Seminar, Malaysia, 2017.
- Nguyễn Đình Hùng, Nguyễn Thiện Thành, Phạm Minh Hậu, Trịnh Tuấn Cầu, 2018. Nghiên cứu ảnh hưởng của cát giồng và tro bay đến tính cơ lý của bê tông cho giao thông nông thôn. Tạp chí Giao thông Vận tải pp.87-92.
- Nguyễn Đình Hùng, Vũ Hồng Nghiệp, Nguyễn Ngọc Khương 2017. Nghiên cứu chế tạo vữa cường độ cao > 80MPa sử dụng tro bay từ nhà máy nhiệt điện. Tạp chí Giao thông Vận Tải, pp.62-65, No.8.
- Phan Ngọc Thảo, Vũ Hồng Nghiệp và Nguyễn Đình Hùng, 2006. Nghiên cứu bê tông sử dụng cát xay và tro bay cho công trình cầu giao thông ở Ninh Thuận. Tạp chí Giao thông Vận tải pp.64-68.
- Đề án thăm dò mỏ cát san lấp Long Hòa 1, khu du lịch lấn biển Cần Giờ, 10/2006.
- Báo cáo kết quả đo vẽ lập bản đồ địa chất và tìm kiếm khoáng sản nhóm từ TP.HCM, tỷ lệ 1/50.000, 1987. Lưu trữ Liên đoàn bản đồ địa chất miền Nam.
- TCVN 10380:2014: Đường giao thông nông thôn - Yêu cầu thiết kế.
- TCVN 7570:2006: Cốt liệu cho bê tông và vữa - Yêu cầu kỹ thuật.
- ASTM C125-07, 2007. Standard Terminology Relating to Concrete and Concrete Aggregates.

ABSTRACT

Research on using coastal sand dunes in Ho Chi Minh City in roller compacted concrete

Nguyen Tuan Dat¹, Do Minh Toan², Bui Truong Son³

¹*Six Human Resources Training, Construction and Development Joint Stock Company*

²*Vietnam Association of Engineering Geology and Environment*

³*Hanoi University of Mining and Geology*

Under the national target program on new rural construction, the hardening of concrete rural roads has been strongly developed. However, fine aggregates of river-sand used in concrete is increasingly scarce. Therefore, researching sea-sand to replace river-sand in concrete has a scientific and practical meaning. This article presents the initial studies on the physico-mechanical properties of coastal sand dunes to make roller compacted concrete for rural roads in Ho Chi Minh City.

Keywords: Sea-sand; roller compacted concrete; rural roads.

Đặc điểm sức kháng cắt và cốt kết của đất loại sét yếu đoạn Km339+100 đến Km342+270, dự án cao tốc QL45 - Nghi Sơn

Nguyễn Minh Hiền^{1,*}, Bùi Trường Sơn², Nguyễn Thị Nụ², Chu Quốc Dũng¹

¹ Viện Khoa học và Công nghệ Giao thông Vận tải

² Trường Đại học Mỏ - Địa chất

TÓM TẮT

Báo cáo trình bày kết quả nghiên cứu sức kháng cắt bằng các thí nghiệm khác nhau và cốt kết của đất sét yếu phân bố tại Km339+100 đến Km342+270, dự án cao tốc QL45 - Nghi Sơn. Để xác định sức kháng cắt và cốt kết của đất yếu đã sử dụng nhiều phương pháp trong phòng và ngoài trời khác nhau. Kết quả cho thấy, chỉ số nén lún có mối tương quan rất chặt với độ ẩm tự nhiên, hệ số rỗng và tỷ số (γ_w/γ_d) và tương quan chặt với giới hạn chảy của đất, áp lực tiền cốt kết nhỏ đất thuộc loại cốt kết thông thường, hệ số cốt kết nhỏ. Sức kháng cắt không thoát nước của đất loại sét yếu đều nhỏ hơn 20 kPa và thuộc loại rất yếu. Giá trị sức kháng cắt theo thí nghiệm cắt cánh ngoài hiện trường bằng 1.63 lần thí nghiệm ba trục UU. Trong thí nghiệm ba trục sơ đồ CU, góc ma sát trong hữu hiệu tăng 64% so với góc ma sát từ $11^\circ 05'$ lên $18^\circ 12'$, nhưng giá trị lực dính hữu hiệu giảm từ 11.77 kPa về 7.76 kPa.

Từ khóa: QL 45 - Nghi Sơn; chỉ số nén lún; sức kháng cắt; hàm tương quan.

1. Đặt vấn đề

Việt Nam là một nước đang phát triển nên nhu cầu về đầu tư hạ tầng giao thông là rất lớn. Hiện nay, cao tốc Bắc-Nam phía Đông đang được Nhà nước đầu tư xây dựng, việc hoàn thành sớm công trình sẽ nâng cao năng lực vận tải của Việt Nam. Tuy nhiên, phần lớn các đoạn tuyến cao tốc đều đi qua các vùng ven biển và nơi có chiều dày tầng đất yếu lớn và gây khó khăn cho công tác xây dựng. Để công trình đảm bảo ổn định, cần tiến hành xử lý bằng các giải pháp xử lý nền đất yếu khác nhau. Các phương pháp xử lý nền bằng biện pháp thoát nước thẳng đứng như giếng cát, bấc thấm kết hợp với gia tải trước hoặc công nghệ hút chân không đã, đang và sẽ được áp dụng phổ biến tại Việt Nam. Để thiết kế, lựa chọn các giải pháp xử lý nền đất yếu, việc nghiên cứu đặc điểm sức chống cắt và cốt kết của đất là hết sức cần thiết. Ngoài ra, trong công tác thí nghiệm thì thí nghiệm cốt kết thường mất nhiều thời gian, thông thường là hơn 1 tuần đối với đất yếu và tốn chi phí. Do đó, nội dung báo cáo sẽ đề cập đến hai mục tiêu: so sánh sức kháng cắt của đất từ các thí nghiệm khác nhau để đề xuất lựa chọn các thông số phù hợp; đề xuất hàm tương quan giữa chỉ số nén lún và các chỉ tiêu cơ bản trên cơ sở số liệu thí nghiệm trong phòng và hiện trường đoạn Km339+100 đến Km342+270 dự án xây dựng tuyến QL45- Nghi Sơn.

2. Đặc điểm địa tầng của đoạn tuyến nghiên cứu

Đoạn tuyến nghiên cứu thuộc địa bàn huyện Nông Cống, tỉnh Thanh Hóa. Để xác định các đặc điểm địa tầng và lựa chọn mẫu nghiên cứu, nhóm tác giả đã tiến hành khoan khảo sát địa chất công trình và thực hiện các thí nghiệm ngoài hiện trường. Đặc điểm địa tầng của đoạn tuyến nghiên cứu được trình bày ở Hình 1, gồm các lớp như sau:

Lớp KQ: Đất trồng trọt, đất san lấp, đất đắp nền đường, bờ mương, phân bố ngay trên bề mặt địa hình với bề dày thay đổi từ 0.48m đến 2.54m.

Lớp 1: Sét ít dẻo, rất dẻo (CL, CH), dẻo mềm, đôi chỗ có trạng thái dẻo cứng, với bề dày thay đổi từ 1.10m đến 1.51m.

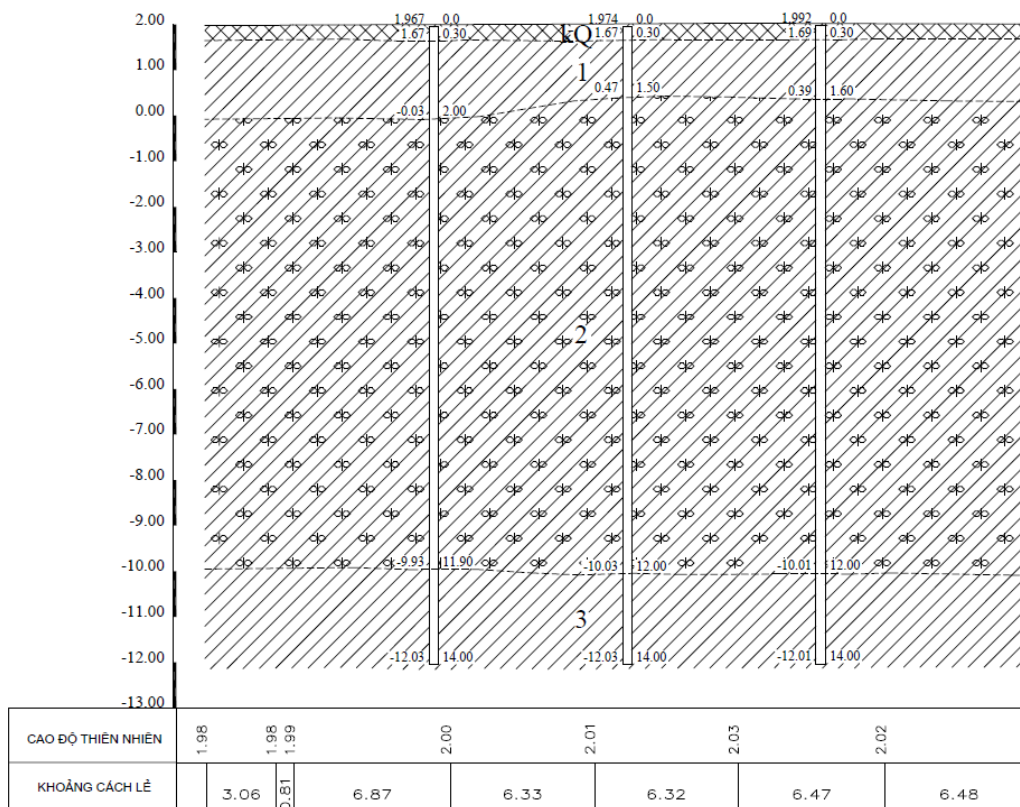
Lớp 2: Sét rất dẻo (CH), lẫn hữu cơ, dẻo chảy, với bề dày thay đổi từ 10.76m đến 14.76m.

Lớp 3: Sét ít dẻo, rất dẻo (CL, CH), dẻo cứng đến nửa cứng, với bề dày đã khoan được từ 6.75m đến 9.41m.

Qua kết quả khảo sát cho thấy, lớp số 2 là lớp đất yếu và gây bất lợi cho việc xây dựng công trình.

* Tác giả liên hệ

Email: nguyeminhhienhien@gmail.com



Hình 1. Mặt cắt địa chất điển hình tại Km 340+000

3. Nghiên cứu đặc điểm sức kháng cắt và cốt kết của đất

3.1. Các phương pháp nghiên cứu

- Để xác định sức chống cắt không thoát nước của đất yếu (lớp số 2) sử dụng ba phương pháp khác nhau: Nén ba trục không thoát nước (sơ số UU) theo tiêu chuẩn TCVN8868:2011, nén ba trục theo sơ đồ cốt kết không thoát nước theo tiêu chuẩn TCVN8868:2011, thí nghiệm cắt cánh ngoài hiện trường theo tiêu chuẩn 22TCN 355-2006.

- Trong thí nghiệm nén ba trục sơ đồ UU, mẫu đất thí nghiệm chịu tác dụng áp lực hông không đổi, đồng thời chịu tác dụng một tải trọng dọc trục, khi không cho phép thay đổi tổng độ ẩm của mẫu. Kết quả xác định được sức không thoát nước. Tiến hành thí nghiệm 09 mẫu tại các độ sâu khác nhau từ 2.4 m đến 5.0m.

- Nén ba trục theo sơ đồ cốt kết - không thoát nước, đo áp lực nước lỗ rỗng (CU) là phương pháp đang được áp dụng rộng rãi trong các tuyến đường đi qua nền đất yếu để mô phỏng lại trạng thái ứng suất tự nhiên của mẫu đất. Mẫu trước hết được cốt kết trong điều kiện ứng suất đẳng hướng không đổi, thoát nước hoàn toàn (giai đoạn cốt kết); sau giai đoạn cốt kết tăng tải trọng dọc trục và không cho thoát nước (giai đoạn nén). Trong giai đoạn nén đo sự thay đổi của áp lực nước lỗ rỗng. Thí nghiệm này được dùng để xác định các thông số của ứng suất tổng c , ϕ và ứng suất hiệu quả c' , ϕ' ; sự thay đổi áp lực nước lỗ rỗng. Tiến hành thí nghiệm 10 mẫu tại các độ sâu khác nhau từ 2.4 m đến 4.0m.

- Thí nghiệm cắt cánh hiện trường xác định sức kháng cắt không thoát nước của đất, được sử dụng cho các loại đất dính mềm yếu, bão hoà nước. Thí nghiệm thực hiện trong điều kiện tự nhiên, nên đảm bảo tính nguyên trạng của đất. Thí nghiệm này được tiến hành tại 60 lỗ khoan (201 điểm) và tại các độ sâu khác nhau trong lớp 2 (1.2m đến 14.4m). Thí nghiệm xác định cường độ kháng cắt không thoát nước của đất nguyên trạng S_u và cường độ kháng cắt không thoát nước của đất phá hủy S'_u .

- Để xác định các đặc trưng cốt kết sử dụng thí nghiệm nén cốt kết theo tiêu chuẩn ASTM D2435 được thực hiện đối với 15 mẫu đất của lớp 2 tại các độ sâu khác nhau từ 2.0m đến 10.0m. Thí nghiệm xác định các chỉ tiêu như hệ số cốt kết (C_v), chỉ số nén (C_c), chỉ số nở (C_r), áp tiền cốt kết (P_c).

3.2. Kết quả nghiên cứu và nhận xét

3.2.1. Các đặc trưng về sức chống cắt của đất

Bảng 1 trình bày các đặc trưng sức kháng cắt của lớp 2. Các kết quả thí nghiệm cũng cho thấy, giá trị

sức kháng cắt theo thí nghiệm cắt cánh ngoài hiện trường bằng 1,63 lần thí nghiệm UU.

Bảng 1. Các đặc trưng sức kháng cắt của đất

Thí nghiệm UU	Số lượng mẫu	9
	ϕ_u (độ)	1°02'
	C_u (kPa)	9.3
Thí nghiệm cắt cánh	Số lượng mẫu	201
	S_u (kPa)	15.2
Thí nghiệm CU	Số lượng mẫu	10
	ϕ_{CU}	11°05'
	C_u (kPa)	11.77
	S_u (kPa)	19.9
	ϕ'_{CU}	18°12'
	C'_u (kPa)	7.76

Giá trị sức kháng cắt không thoát nước của đất sét yếu theo cả ba phương pháp thí nghiệm đều nhỏ hơn 20kPa và thuộc loại đất rất yếu.

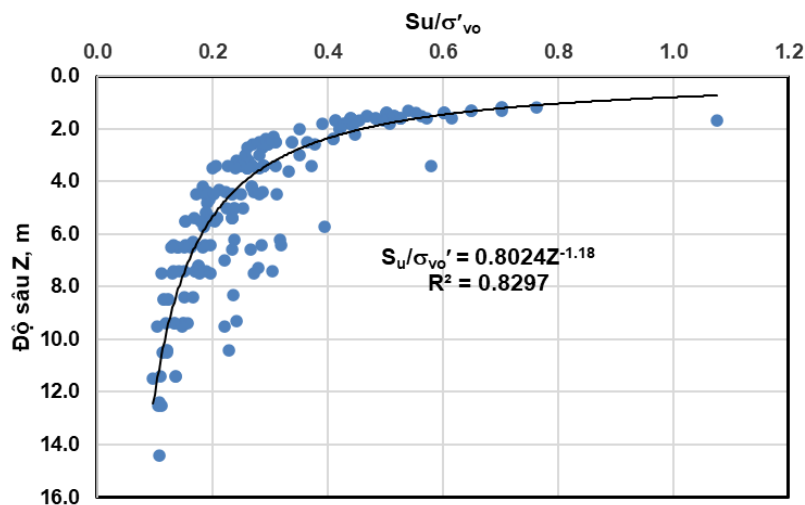
Bảng 2. Các đặc tính theo cường độ chịu nén của đất loại sét theo Tezaghi

Đặc tính	Giá trị q_u (kPa)
Chảy	<25
Dẻo mềm	25-50
Mềm	50-100
Dẻo cứng	100-200
Nửa cứng	200-400
Cứng	>400

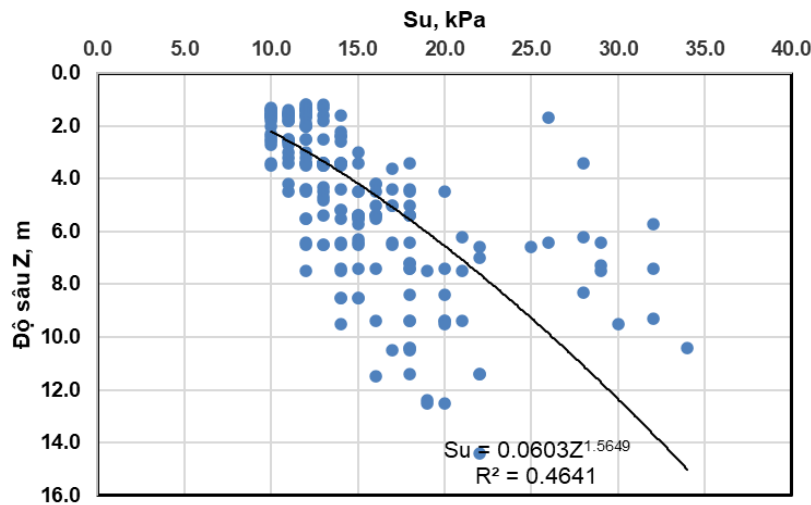
Khi đất được cô kết để đưa về điều kiện tự nhiên (nén ba trục theo sơ đồ CU), giá trị sức kháng cắt tăng 113% so với thí nghiệm nén ba trục UU từ 9.30 kPa lên 19.9 kPa.

Kết quả nghiên cứu sức kháng cắt hữu hiệu bằng phương pháp nén ba trục theo sơ đồ CU cho thấy, góc ma sát trong hữu hiệu tăng 64% so với góc ma sát từ 11°05' lên 18°12', nhưng giá trị lực dính hữu hiệu giảm từ 11.77 kPa về 7.76 kPa.

Hình 2 biểu thị sự thay đổi của tỷ số S_u/σ'_{vo} theo độ sâu. Kết quả cho thấy, khi độ sâu tăng lên thì tỷ số S_u/σ'_{vo} giảm. Hệ số $R^2 = 0.8297$, chứng tỏ tỷ số S_u/σ'_{vo} và độ sâu có mối tương quan chặt. Tỷ số S_u/σ'_{vo} dao động trong khoảng 0.09 đến 1.07. Ngược lại với mối tương quan ở Hình 2, mối tương quan ở Hình 3 giữa sức kháng cắt không thoát nước và độ sâu là mối tương quan rất yếu khi hệ số $R^2 = 0.4641$. Kết quả cho thấy sức kháng cắt không thoát nước tỷ lệ thuận với chiều sâu và thay đổi từ 10 kPa đến 34 kPa. Trên cơ sở mối tương quan chặt của sức kháng cắt không thoát nước, cho phép tính toán sức kháng cắt tại các điểm không có kết quả thí nghiệm khi tính toán thiết kế xử lý nền đất yếu.



Hình 2. Đồ thị quan hệ giữa tỷ số S_u/σ'_{vo} và độ sâu Z (thí nghiệm cắt cánh)



Hình 3. Đồ thị quan hệ giữa sức kháng cắt không thoát nước S_u và độ sâu Z (thí nghiệm cắt cánh)

3.2.2. Các đặc trưng về cấu trúc của đất

Chỉ số nén C_c là một trong những chỉ số quan trọng tính toán lún của đất. Đất có chỉ số nén lún càng cao thì biến dạng càng lớn. Trên thế giới đã có nhiều nghiên cứu mối tương quan giữa chỉ số nén lún với đặc trưng và cấu trúc và loại đất. Từ các công thức trong Bảng 3, đối với đất sét, độ ẩm tự nhiên (W) và hệ số rỗng (e), giới hạn chảy, khối lượng thể tích tự nhiên (γ_w) và khô (γ_d) có ảnh hưởng lớn đến chỉ số nén lún C_c . Dựa trên những nghiên cứu trên, nhóm nghiên cứu xây dựng các hàm dùng để dự báo chỉ số nén lún từ các chỉ tiêu cơ lý cơ bản (Hình 4). Từ kết quả nghiên cứu cho thấy, chỉ số nén lún lớn, dao động trong khoảng 0.487 đến 0.925 và có mối tương quan rất chặt ($R^2 > 0.9$) với độ ẩm tự nhiên, hệ số rỗng và tỷ số (γ_w/γ_d) và tương quan chặt với giới hạn chảy. Khi hệ số rỗng, độ ẩm tự nhiên, giới hạn chảy và tỷ số (γ_w/γ_d) càng lớn thì chỉ số nén lún càng lớn.

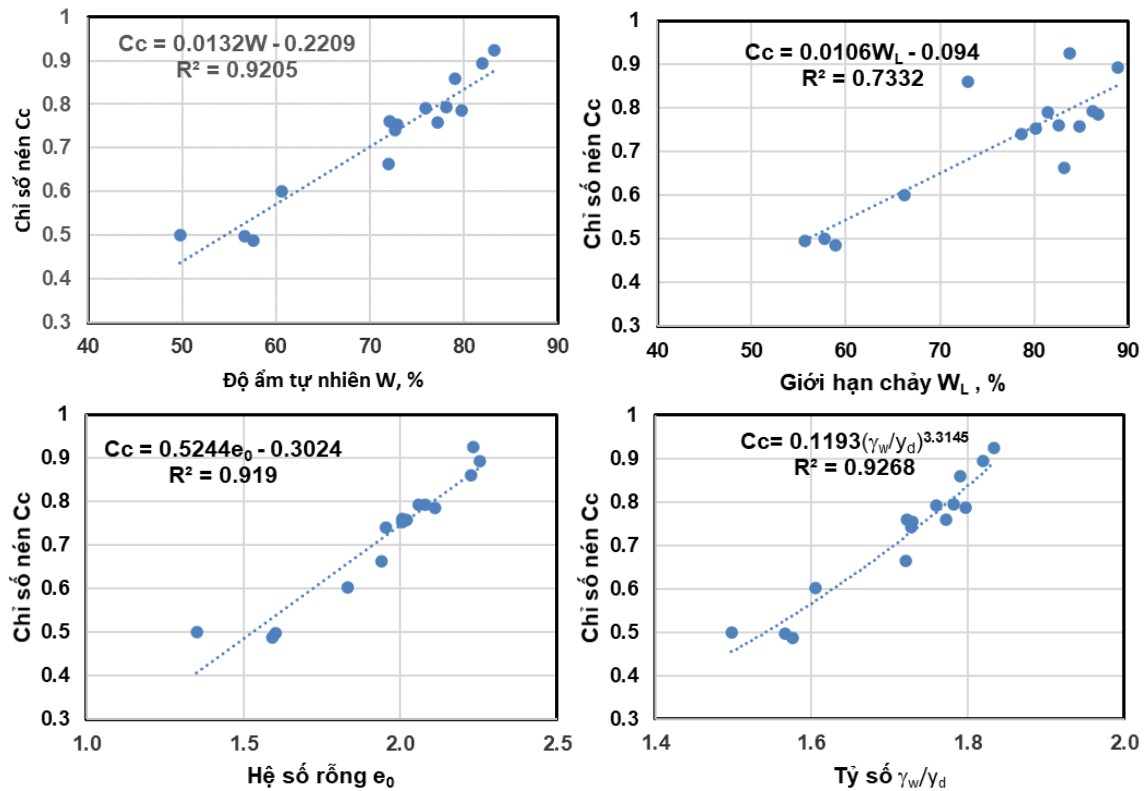
- Áp lực tiền cố kết P_c tương đối nhỏ và dao động trong khoảng 61 kPa đến 83 kPa, hệ số OCR xấp xỉ 1 chứng tỏ đất ở trạng thái cố kết bình thường. Do đó các biện pháp xử lý nền đất yếu bằng các biện pháp thoát nước thẳng đứng có thể áp dụng cho loại đất này.

- Chỉ số nở thay đổi từ 0.123 đến 0.232 và tỷ số C_c/C_s dao động trong khoảng 3.63 đến 5.34, trung bình $C_c = 4.36C_s$.

- Hệ số cố kết C_{v1-2} tương đối lớn và biến đổi từ 2.6×10^{-4} cm/s đến 4.4×10^{-4} cm/s.

Bảng 3. Mối tương quan giữa chỉ số nén lún và các chỉ tiêu khác (Bowles, 1984)

Công thức	Tác giả	Ghi chú
$C_c = 0.01 W$	Bowles	Đất sét Chicago
$C_c = 0.00115 W$	Bowles	Đất hữu cơ, bùn, bụi hữu cơ
$C_c = 0.0046 (W_L - 9)$	Bowles	Đất sét Brazil
$C_c = 0.009 (W_L - 10)$	Terzaghi	Đất cố kết thông thường
$C_c = 1.15 (e_0 - 0.35)$	Nishida	Đất sét
$C_c = 0.30 (e_0 - 0.27)$	Hough	Đất dính không hữu cơ: sét, bụi
$C_c = 0.75 (e_0 - 0.5)$	Bowles	Đất ít dẻo
$C_c = 0.208 e_0 + 0.0083$	Bowles	Đất sét Chicago
$C_c = 0.156 e_0 + 0.0107$	Bowles	Đất sét
$C_c = 0.5(\gamma_w/\gamma_d)^{12/5}$	Herrero	Đất sét
Trong đó: C_c là chỉ số nén lún, W là độ ẩm tự nhiên, W_L là giới hạn chảy, e_0 là hệ số rỗng, γ_w là khối lượng thể tích, γ_d là khối lượng thể tích khô		



Hình 4. Đồ thị quan hệ giữa chỉ số nén lún và các chỉ tiêu cơ lý cơ bản

4. Kết luận

Qua kết quả nghiên cứu đặc điểm sức chống cắt và cốt kết của đất yếu phân bố tại đoạn tuyến Km339+100 đến Km342+270, dự án cao tốc QL45 - Nghi Sơn, rút ra một số kết luận sau:

- Sức kháng cắt không thoát nước từ các thí nghiệm khác nhau đều cho thấy $S_u < 20$ kPa chứng tỏ lớp đất sét phân bố ở đoạn tuyến thuộc loại đất rất yếu. Do đó khi tiến hành thi công nền đường cần tiến hành thay thế lớp đất trên nền chiều dày mỏng hoặc áp dụng các biện pháp xử lý nền đất yếu bằng các phương pháp thoát nước thẳng đứng.

- Góc ma sát trong hữu hiệu tăng lên đáng kể từ $11^{\circ}05'$ lên $18^{\circ}12'$, điều đó chứng tỏ độ ổn định của nền đường sẽ tăng lên đáng kể nếu sử dụng các biện pháp thoát nước thẳng đứng để thúc đẩy quá trình cốt kết.

- Giá trị sức kháng cắt theo thí nghiệm cắt cánh ngoài hiện trường bằng 1.63 lần thí nghiệm UU. Sức kháng cắt này tỷ lệ thuận với chiều sâu và thay đổi từ 10 kPa đến 34 kPa. Tỷ số S_u/σ'_{vo} và độ sâu có mối tương quan chặt.

- Đất ở trạng thái chưa cốt kết xong và có áp lực tiền cốt kết tương đối nhỏ, thay đổi từ 61 kPa đến 83 kPa.

- Chỉ số nén lún lớn, biến đổi trong khoảng 0.487 đến 0.925 và có mối tương quan rất chặt với độ ẩm tự nhiên, hệ số rỗng và tỷ số (γ_w/γ_d) . Tỷ số C_c/C_s dao động trong khoảng 3.63 đến 5.34, trung bình $C_c = 4.36C_s$. Với kết quả như vậy nhóm tác giả đề xuất nên dùng các hàm tương quan để dự báo chỉ số nén cho đất ở đoạn tuyến trên cho các giai đoạn thiết kế thi công và các công trình lân cận khác.

Lời cảm ơn

Chúng tôi xin gửi lời cảm ơn đến nhóm tác giả đề tài “Nghiên cứu đánh giá các dạng cấu trúc nền đất yếu vùng ven biển Bắc Trung Bộ làm cơ sở khoa học đề xuất công nghệ xử lý nền phù hợp phục vụ xây dựng công trình” thực hiện 1/2020-12/2021. Mã số CT2020.04.MDA.02. Chủ trì đề tài Nguyễn Thị Nụ đã giúp đỡ tôi hoàn thành bài báo này.

Tài liệu tham khảo

Liên danh TEDI-HECO-VNC (2019), Báo cáo ĐCCT nền đường và cống đoạn tuyến Km339+100 đến Km342+270, dự án cao tốc QL45 - Nghi Sơn (Giai đoạn thiết kế kỹ thuật).

Bowles, J.E. (1984). Physical and Geotechnical properties of Soils, 2nd Ed., McGraw-Hill Book Co.

Karl Terzaghi, Ralph B. Peck, Gholamreza Mesri, (1996). Soil mechanics in engineering practice. Third

edition, John Wiley & Sons.

TCN 355-06. Phương pháp thí nghiệm cắt cánh hiện trường.

TCVN 8868:2011. Thí nghiệm xác định sức kháng cắt không cố kết - không thoát nước và cố kết - thoát nước của đất dính trên thiết bị nén 3 trục

TCVN 4200:2012. Đất xây dựng - Phương pháp xác định tính nén lún trong phòng thí nghiệm.

ABSTRACT

Shear strength and consolidation properties of very soft soils at section (Km339 + 100 - Km342 + 270) of national highway 45 - Nghi Son construction project

Nguyen Minh Hien¹, Bui Truong Son², Nguyen Thi Nu², Chu Quoc Dung¹

¹*Institute of Transport Science and Technology*

²*Faculty of Geosciences and Geoengineering, Hanoi University of Mining and Geology*

The report presents research results of shear resistance by various testing and consolidated testing on soft clay distributed at Km339 + 100 to Km342 + 270, NH45 - Nghi Son expressway project. To determine the shearing resistance and consolidation of soft soils, various in-situ testing and laboratory testing have been used. The results show that the compressibility coefficient has a very strictly related to natural humidity, void ratio, and ratio (γ_w/γ_d) and strictly related to a liquid limit of soil, pre-consolidated pressure of soil with ordinary consolidated soil, small consolidated coefficient soil. The undrained shear strength of soft soil is both less than 20 kPa and of the very soft type. The shear resistance value according to the field vane shear test in cohesive soil is 1.63 times of UU test. In the triaxial compression test of the CU diagram, the effective internal friction angle increased 64% compared with the friction angle from $11^{\circ}05'$ to $18^{\circ}12'$, but the effective consolidated value decreased from 11.77 kPa to 7.76 kPa.

Keywords: National Road No.45; compression coefficient, shear strength; correlation function.

Nghiên cứu cường độ kháng kéo, kháng uốn của vữa xây dựng khi sử dụng xỉ đáy lò nhà máy nhiệt điện thay thế cát tự nhiên

Nguyễn Văn Hùng^{1,*}

¹Trường Đại học Mở - Địa chất

TÓM TẮT

Nước ta đang ngày càng phát triển, các công trình xây dựng mọc lên càng nhiều. Kéo theo đó, nhu cầu vật liệu xây dựng ngày càng tăng cao. Trong thành phần của vữa, cát tự nhiên đóng vai trò là cốt liệu mịn. Tuy nhiên, nguồn cát tự nhiên ngày càng không đáp ứng được nhu cầu. Mặt khác, các nhà máy nhiệt điện ở nước ta ngày càng tăng, điều đó đồng nghĩa với việc xỉ đáy lò từ các nhà máy nhiệt điện thải ra ngày càng nhiều. Nó gây áp lực lớn về nơi đổ thải cũng như tác động của xỉ thải với môi trường. Để giải quyết nhu cầu vật liệu xây dựng cũng như giảm thiểu tác động môi trường, xỉ đáy lò các nhà máy nhiệt điện sẽ tham gia thay thế cát tự nhiên trong vữa. Bài báo trình bày kết quả nghiên cứu thực nghiệm trong phòng cường độ kháng kéo, kháng uốn của mẫu vữa khi sử dụng xỉ đáy lò thay thế cát tự nhiên. Nghiên cứu đã chỉ ra rằng, ở 300 ngày tuổi, khi hàm lượng xỉ đáy lò tăng, cường độ kháng uốn, kháng kéo giảm. Mặt khác, khi hàm lượng xỉ măng tăng, cường độ kháng uốn, kháng kéo của mẫu tăng. Khi lượng xỉ măng tăng lên 15%, cường độ kháng uốn, kháng kéo với vữa xây tăng từ 10-20%, vữa trát tăng từ 13-16%.

Từ khóa: Xỉ đáy lò; vữa; nhà máy nhiệt điện; cường độ kháng uốn; cường độ kháng kéo.

1. Đặt vấn đề

Ở Việt Nam, nghiên cứu sử dụng xỉ đáy lò nhà máy nhiệt điện vẫn còn nghiên cứu một cách hạn chế. Việc nghiên cứu sử dụng tro xỉ chỉ tập trung vào mục đích làm gạch không nung, vật liệu san lấp hoặc làm nền móng và áo đường giao thông.

Những nghiên cứu đầu tiên phải kể đến là nghiên cứu của Liên hiệp các Xí nghiệp xi măng đã áp dụng kết quả nghiên cứu của đề tài 26A-07-01 về “Nghiên cứu sử dụng tro xỉ nhiệt điện Phả Lại làm phụ gia sản xuất xi măng” vào đầu những năm 90. Tiếp đó là những nghiên cứu của Viện khoa học Vật liệu, Viện KHCN Việt Nam (những năm 1995-1997), Vũ Thị Chiêu Dương (2011), Ngô Văn Toàn (2014), Nguyễn Thị Nhiên (2016). Nghiên cứu mới nhất phải kể đến là nghiên cứu của Bùi Trường Sơn (2019) trong đề tài nghiên cứu sử dụng tro xỉ nhà máy nhiệt điện tỉnh Thái Nguyên trong xây dựng đường giao thông phục vụ phát triển bền vững và bảo vệ môi trường.

Như vậy, tình hình nghiên cứu sử dụng xỉ đáy lò thay thế cát tự nhiên trong chế tạo vữa xây dựng ở Việt Nam vẫn còn hạn chế, hầu như chưa được đề cập đến.

Trên thế giới, từ lâu người ta đã tuyển tro bay để lấy than tuyển đưa dùng lại, lấy tro tuyển dùng làm vật liệu xây dựng (năm 1914) đã dùng tro bay để thay thế một phần xi măng Poóc lăng của bê tông. D. Suresh và K. Nagaraju (2015) đã nghiên cứu tổng quan về sử dụng xỉ đáy lò trong chế tạo bê tông, Br Phanikumar (2017) nghiên cứu đặc tính đầm nén và cường độ của tro bay trộn vôi: trong nghiên cứu này, tác giả đã thêm vôi với hàm lượng khác nhau vào trong tro bay để nghiên cứu ảnh hưởng của một số tính chất kỹ thuật của tro bay.

Như vậy, có thể nói tro xỉ là đối tượng thu hút rất nhiều nghiên cứu để áp dụng chúng vào các ứng dụng khác nhau trong lĩnh vực xây dựng. Tuy nhiên, các công trình nghiên cứu thay thế cát tự nhiên bằng xỉ đáy lò chưa được nghiên cứu nhiều.

Cường độ kháng kéo, kháng uốn là các chỉ tiêu quan trọng quyết định đến khả năng sử dụng của vữa. Chúng là những chỉ tiêu quan trọng quyết định đến độ bền, độ ổn định của lớp vữa xây và trát, qua đó quyết định đến độ bền, độ ổn định của công trình xây dựng. Nghiên cứu được tiến hành trên những mẫu vữa được đúc và bảo dưỡng theo các ngày tuổi. Sau đó, các mẫu vữa được nén bằng gá nén theo quy định để xác định cường độ kháng uốn.

* Tác giả liên hệ:

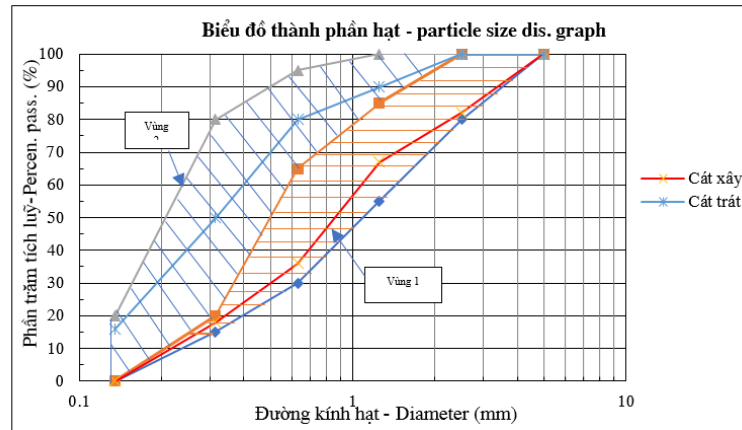
Email: nguyenvanhung.dcct@humg.edu.vn

2. Vật liệu trong nghiên cứu và phương pháp nghiên cứu

2.1. Vật liệu sử dụng trong nghiên cứu

Vật liệu xi đáy lò sử dụng trong nghiên cứu được lấy tại hai nhà máy nhiệt điện An Khánh và Cao Ngạn trên địa bàn tỉnh Thái Nguyên. Hiện trạng bãi xỉ nhà máy nhiệt điện An Khánh và Cao Ngạn cũng như vật liệu xử dụng trong nghiên cứu được trình bày trong nghiên cứu của Nguyễn Văn Hùng, Bùi Trường sơn, Phạm Thị Ngọc Hà và Phùng Hữu Hải, 2020.

Thành phần hạt của xỉ đáy lò nhà máy nhiệt điện An Khánh và Cao Ngạn sau khi thay đổi cấp phối được thể hiện ở Hình 1.



Hình 1. Biểu đồ hàm lượng phần trăm tích lũy của xỉ làm vữa xây và trát

Ghi chú:

- Vùng 1: thành phần hạt của xỉ đáy lò dùng trong vữa xây;
- Vùng 2: thành phần hạt của xỉ đáy lò dùng trong vữa trát.

2.2. Phương pháp nghiên cứu

Phương pháp thu thập, tổng hợp, phân tích các tài liệu đã có liên quan đến lĩnh vực nghiên cứu, thực nghiệm trong phòng kết hợp với sử dụng các phần mềm tính toán được sử dụng trong nghiên cứu này.

Chuẩn bị mẫu thí nghiệm

Thiết kế cấp phối mẫu vữa

Các mẫu xỉ đáy lò lấy sau khi thay đổi cấp phối hạt cho phù hợp được chế bị và thí nghiệm tại Phòng thí nghiệm Địa kỹ thuật công trình, LAS-XD 928 thuộc Bộ môn Địa chất công trình, Trường Đại học Mỏ - Địa chất.

Nghiên cứu sử dụng phương pháp tính toán kết hợp với thực nghiệm của Bolomey - Scramtaev đến khi mẫu đạt độ lưu động yêu cầu. Độ lưu động, khối lượng thể tích của vữa tươi, vữa đóng rắn được thể hiện ở nghiên cứu Nguyễn Văn Hùng và nnk, 2020. 90 thời mẫu (30 tổ hợp mẫu x 3 mẫu) được đúc trong nghiên cứu.

Cấp phối của hỗn hợp vữa được thể hiện trong Bảng 2 và 3.

Bảng 2. Cấp phối cho 1m³ vữa xây sử dụng xỉ đáy lò

STT	Ký hiệu mẫu	Xi đáy lò (kg)	Cát hạt to (kg)	Nước (l)	Xi măng (kg)	Địa điểm (NMNĐ)
1	AK1-15%	1319	0	269	292	An Khánh
2	AK1	1267	0	304	329	An Khánh
3	AK2	1240	0	298	371	An Khánh
4	AK3	1219	0	351	382	An Khánh
5	AK4	1029	329	303	329	An Khánh
6	AK5	792	639	307	332	An Khánh
7	AK6	514	953	299	324	An Khánh
8	CN1-15%	1288	0	279	303	Cao Ngạn
9	CN1	1262	0	349	349	Cao Ngạn
10	CN2	1209	0	386	385	Cao Ngạn
11	CN3	1184	0	403	395	Cao Ngạn
12	CN4	1002	336	341	341	Cao Ngạn
13	CN5	715	641	372	333	Cao Ngạn

14	CN6	483	965	303	329	Cao Ngan
15	CV	0	1555	295	320	Cát hạt to

Bảng 3. Cấp phối cho 1m³ vữa trát sử dụng xỉ đáy lò

STT	Ký hiệu mẫu	Xi đáy lò (kg)	Cát hạt nhỏ (kg)	Nước (l)	Xi măng (kg)	Địa điểm (NMNĐ)
1	AK7-15%	1221	0	321	278	An Khánh
2	AK7	1160	0	359	311	An Khánh
3	AK8	1123	0	371	346	An Khánh
4	AK9	1099	0	408	353	An Khánh
5	AK10	923	271	362	314	An Khánh
6	AK11	699	535	357	309	An Khánh
7	AK12	460	815	362	313	An Khánh
8	CN7-15%	1295	0	340	295	Cao Ngan
9	CN7	1160	0	359	311	Cao Ngan
10	CN8	1123	0	371	346	Cao Ngan
11	CN9	1126	0	372	362	Cao Ngan
12	CN10	941	265	356	308	Cao Ngan
13	CN11	699	535	357	309	Cao Ngan
14	CN12	478	846	300	325	Cao Ngan
15	CM	0	1389	298	323	Cát hạt nhỏ

Ghi chú:

- Các mẫu: AK1-15%, AK7-15%, CN1-15%, CN7-15%, AK1, AK7, CN1, CN7 là các mẫu thay thế 100% cát tự nhiên bằng xỉ đáy lò các NMNĐ An Khánh và Cao Ngan;
- Các mẫu AK2, AK8, CN2, CN8 là các mẫu thay thế 100% cát tự nhiên bằng xỉ đáy lò NMNĐ An Khánh và Cao Ngan nhưng lượng xi măng tăng thêm 15%;
- Các mẫu AK3, AK9, CN3, CN9 là các mẫu thay thế 100% cát tự nhiên bằng xỉ đáy lò NMNĐ An Khánh và Cao Ngan nhưng lượng xi măng tăng thêm 20%;
- Các mẫu AK4, AK10, CN4, CN10 dùng xỉ đáy lò thay thế 80% cát tự nhiên;
- Các mẫu AK5, AK11, CN2, CN11 dùng xỉ đáy lò thay thế 60% cát tự nhiên;
- Các mẫu AK6, AK12, CN6, CN12 dùng xỉ đáy lò thay thế 40% cát tự nhiên;
- Các mẫu CV và CM là các mẫu sử dụng 100% cát vàng hoặc cát mịn.

Chế bị mẫu

Trước khi tiến hành nén mẫu, mẫu được đúc và bảo dưỡng theo quy định tại TCVN 3121 - 2003.

Tiến hành thí nghiệm

Cường độ kháng uốn của mẫu vữa được xác định bằng cách lần lượt chất tải lên 3 khối vữa đã đóng rắn được bảo dưỡng theo các ngày tuổi ở điều kiện tiêu chuẩn cho đến khi mẫu bị phá hủy.

Cường độ kháng kéo của mẫu vữa đã đóng rắn được xác định từ giá trị cường độ kháng uốn của mẫu vữa thông qua công thức 1 được đề xuất bởi Model Code 90 (Catarina Neno và nnk, 2014):

$$R_k = 0.06h0.7. R_u / (1+0.06h0.7) \quad (1)$$

Trong đó:

R_k là cường độ kháng kéo của mẫu, MPa;

R_u là cường độ kháng uốn của mẫu, MPa;

h là chiều cao của mẫu, (h=40mm).

3. Kết quả nghiên cứu và thảo luận

3.1. Kết quả nghiên cứu

Kết quả thí nghiệm xác định cường độ kháng uốn của mẫu vữa xây và trát được thể hiện trong Bảng 4 và 5.

Bảng 4. Cường độ kháng uốn của mẫu vữa xây ở các ngày tuổi

STT	Mẫu	Cường độ kháng uốn theo ngày tuổi, MPa			
		7 ngày	14 ngày	28 ngày	300 ngày
1	AK1-15%	0.5	0.62	0.81	0.98
2	AK1	0.53	0.88	1.01	1.22
3	AK2	0.83	0.86	0.88	1.25
4	AK3	0.7	0.88	0.96	1.47
5	AK4	0.84	0.88	0.91	1.24

6	AK5	0.62	0.8	0.81	1.31
7	AK6	0.54	0.82	0.83	1.35
8	CN1-15%	0.31	0.56	0.68	0.62
9	CN1	0.35	0.67	0.72	0.87
10	CN2	0.35	0.7	0.74	0.89
11	CN3	0.4	0.7	0.87	0.95
12	CN4	0.33	0.67	0.75	0.88
13	CN5	0.29	0.32	0.75	0.92
14	CN6	0.35	0.63	0.76	0.98
15	CV	0.56	0.66	0.93	1.28

Bảng 5. Cường độ kháng uốn của mẫu vữa trát ở các ngày tuổi

STT	Mẫu	Cường độ kháng uốn theo ngày tuổi, MPa			
		7 ngày	14 ngày	28 ngày	300 ngày
1	AK7-15%	0.32	0.63	0.72	0.92
2	AK7	0.4	0.75	0.83	1.06
3	AK8	0.4	0.8	0.85	1.08
4	AK9	0.47	0.84	0.96	1.23
5	AK10	0.53	0.71	0.75	1.09
6	AK11	0.36	0.38	0.84	1.12
7	AK12	0.54	0.83	0.89	1.15
8	CN7-15%	0.3	0.59	0.67	0.72
9	CN7	0.39	0.66	0.8	0.84
10	CN8	0.53	0.66	0.8	0.89
11	CN9	0.41	0.68	0.85	0.95
12	CN10	0.5	0.56	0.75	0.83
13	CN11	0.33	0.69	0.74	0.86
14	CN12	0.5	0.67	0.76	0.92
15	CM	0.56	0.66	0.68	0.98

Tương tự, kết quả xác định cường độ kháng kéo của mẫu vữa xây và vữa trát các NMNĐ được thể hiện theo Bảng 6 và 7.

Bảng 6. Cường độ kháng kéo của mẫu vữa xây ở các ngày tuổi

STT	Mẫu	Cường độ kháng kéo theo ngày tuổi, MPa			
		7 ngày	14 ngày	28 ngày	300 ngày
1	AK1-15%	0.22	0.27	0.36	0.43
2	AK1	0.23	0.39	0.45	0.54
3	AK2	0.37	0.38	0.39	0.55
4	AK3	0.31	0.39	0.42	0.65
5	AK4	0.37	0.39	0.40	0.55
6	AK5	0.27	0.35	0.36	0.58
7	AK6	0.24	0.36	0.37	0.60
8	CN1-15%	0.14	0.25	0.30	0.27
9	CN1	0.15	0.30	0.32	0.38
10	CN2	0.15	0.31	0.33	0.39
11	CN3	0.18	0.31	0.38	0.42
12	CN4	0.15	0.30	0.33	0.39
13	CN5	0.13	0.14	0.33	0.41
14	CN6	0.15	0.28	0.34	0.43
15	CV	0.25	0.29	0.41	0.57

Bảng 7. Cường độ kháng kéo của mẫu vữa trát ở các ngày tuổi

STT	Mẫu	Cường độ kháng kéo theo ngày tuổi, MPa			
		7 ngày	14 ngày	28 ngày	300 ngày
1	AK7-15%	0.14	0.28	0.32	0.41
2	AK7	0.18	0.33	0.37	0.47
3	AK8	0.18	0.35	0.38	0.48
4	AK9	0.21	0.37	0.42	0.54
5	AK10	0.23	0.31	0.33	0.48
6	AK11	0.16	0.17	0.37	0.50
7	AK12	0.24	0.37	0.39	0.51
8	CN7-15%	0.13	0.26	0.30	0.32
9	CN7	0.17	0.29	0.35	0.37
10	CN8	0.23	0.29	0.35	0.39
11	CN9	0.18	0.30	0.38	0.42
12	CN10	0.22	0.25	0.33	0.37
13	CN11	0.15	0.31	0.33	0.38
14	CN12	0.22	0.30	0.34	0.41
15	CM	0.25	0.29	0.30	0.43

3.2. Thảo luận

Cường độ kháng uốn của vữa gián tiếp ảnh hưởng đến hiệu suất của khối xây dưới tác dụng của tải trọng. Do đó, việc xác định cường độ kháng uốn và độ bền kéo sẽ hữu ích cho việc lựa chọn loại vữa phù hợp. Đối với vữa xây NMNĐ An Khánh, cường độ kháng uốn thay đổi trong khoảng 0.98MPa đến 1.47MPa. Giá trị cường độ kháng uốn của vữa xây NMNĐ An Khánh nhỏ nhất tại mẫu AK1-15% (mẫu giảm 15% lượng xi măng so với mẫu AK1) (0.98Mpa) và lớn nhất tại mẫu AK3 (mẫu có hàm lượng xi măng tăng 20% so với mẫu AK1)(1.47Mpa). Với cát hạt to, cường độ kháng uốn này đạt 1.08 Mpa. Việc này chứng tỏ rằng với các mẫu, khi cường độ xi măng tăng thì cường độ kháng uốn tăng. Mặt khác, khi lượng xi tăng, cường độ kháng uốn của vữa giảm.

Còn đối với vữa trát NMNĐ An Khánh, cường độ kháng uốn lớn nhất tại mẫu AK9 (1.23Mpa) và nhỏ nhất tại mẫu AK7-15% (0.92Mpa). Với cát hạt mịn, cường độ này đạt 0.98Mpa. Quy luật cường độ kháng uốn của mẫu trát ứng với hàm lượng xi măng và hàm lượng xi đầy lò tương tự như vữa xây.

Với tro xi NMNĐ Cao Ngạn, cường độ kháng uốn đạt giá trị nhỏ hơn cả ở vữa xây và vữa trát. Cụ thể với mục đích làm vữa xây, cường độ kháng uốn của mẫu đạt giá trị nhỏ nhất tại mẫu CN1-15% (0.62Mpa) và lớn nhất tại mẫu CN6 (0.98%). Đối mục đích làm vữa trát, cường độ nhỏ nhất tại mẫu CN7-15% (0.72 Mpa) và lớn nhất tại mẫu CN9 (0.95Mpa).

Hiện nay tại Việt Nam chưa có quy chuẩn nào về cường độ kháng uốn nhỏ nhất. Tuy nhiên, qua biểu đồ ta có thể thấy, giá trị cường độ kháng uốn của mẫu vữa so với cát tự nhiên cũng gần tương tự thậm chí có mẫu có giá trị lớn hơn.

Cường độ kháng kéo của mẫu là kết quả tính toán theo công thức (2) từ cường độ kháng uốn. Do đó, quy luật thay đổi của cường độ kháng kéo tương tự như cường độ kháng uốn của mẫu.

4. Kết luận

Từ các kết quả nghiên cứu, có thể rút ra một số kết luận như sau:

- Ưu điểm của sử dụng xi đầy lò thay thế cát trong vữa xây dựng là giải quyết vấn đề xây dựng phát triển bền vững bảo vệ môi trường. Nếu được ứng dụng vào vữa xây dựng thì đó là giải pháp rất tốt để giảm tải áp lực bãi thải và môi trường. Mặt khác, khi lượng cát tự nhiên giảm đi thì vấn đề mất ổn định bờ sông, lòng sông do khai thác cát được giải quyết. Đồng thời, khi áp dụng vào xây dựng, sử dụng xi đầy lò có thể có hiệu quả kinh tế hơn so với cát tự nhiên. Mặt khác, độ lỗ rỗng của mẫu vữa có xi đầy giảm so với vữa xây dựng bình thường, có khả năng hấp phụ nhiều nước hơn nên có thể chống cháy tốt hơn. Tuy nhiên, một nhược điểm lớn nhất của vữa sử dụng tro xi là nó là vật liệu tái sử dụng nên vẫn có những vấn đề về thẩm mỹ và độ an toàn. Tuy nhiên, tro bay của các nhà máy nhiệt điện đã sử dụng trong các công trình với vai trò làm cốt liệu trong gạch không nung cũng như xi măng nên vật liệu xi đầy lò cũng có thể có tiềm năng cao khi sử dụng trong vữa.

- Theo kết quả nghiên cứu trong phòng về cường độ kháng uốn, kháng kéo của mẫu vữa cho phép kết luận: Các mẫu có lượng xi măng ít hơn 15% so với lượng xi măng thông thường có cường độ kháng kéo, uốn không đạt yêu cầu. Ngược lại, các mẫu có xi đầy lò thay thế cát tự nhiên đều đạt yêu cầu về các chỉ tiêu trên.

- Cường độ kháng uốn, kháng kéo của mẫu có xi đầy lò các NMNĐ có giá trị xấp xỉ hoặc cao hơn so với

mẫu sử dụng cát tự nhiên. Do đó, khi sử dụng xỉ đáy lò các NMNĐ trong vữa xây dựng cho kết quả về cường độ kháng uốn, kháng kéo khả quan. Đối với vữa sử dụng xỉ đáy lò NMNĐ An Khánh, kiến nghị lấy cấp phối của mẫu AK1 cho vữa xây và AK7 cho vữa trát. Còn với vữa sử dụng xỉ đáy lò NMNĐ Cao Ngạn, kiến nghị sử dụng cấp phối của mẫu CN3 cho vữa xây và CN9 cho vữa trát.

Lời cảm ơn

Bài báo là kết quả của đề tài cấp Trường Đại học Mỏ - Địa chất, mã số T19-25. Qua đây, tác giả gửi lời cảm ơn tới Trường Đại học Mỏ - Địa chất đã tài trợ kinh phí cho nghiên cứu. Tác giả gửi lời cảm ơn chân thành tới phòng thí nghiệm Địa kỹ thuật công trình, nơi tác giả thực hiện các thí nghiệm nghiên cứu. Ngoài ra, tác giả cảm gửi lời cảm ơn chân thành tới TS Bùi Trường Sơn, TS Nguyễn Thị Nụ, ThS Phùng Hữu Hải đã giúp đỡ, đóng góp trong quá trình nghiên cứu.

Tài liệu tham khảo

- Br Phanikumar, 2017. Compaction and Strength Characteristics of Lime-Blended Fly Ash. *International Journal of Waste Resources* 7: 272. doi: 10.4172/2252-5211.1000272. ISSN: 2252-5211.
- Bùi Trường Sơn, 2017. Nghiên cứu sử dụng tro xỉ nhà máy nhiệt điện tỉnh Thái Nguyên trong xây dựng đường giao thông phục vụ phát triển bền vững và bảo vệ môi trường. Đề tài NCKH cấp tỉnh năm 2017.
- Catarina Neno, Jorge de Brito, Rosário Veiga (2014). Using fine recycled concrete aggregate for mortar production. *Material research* 2014; 17 (1): 168-177.
- D. Suresh, K. Nagaraju, 2015. Ground Granulated Blast (GGBS) In concrete - A review. *IOSR Journal of Mechanical and Civil Engineering (IOSR-JMCE)* e-ISSN” 2278-1684, p-ISSN:2320-334X, Volume 12, Issue 4 Ver. VI, pp76-82.
- Ngô Văn Toàn, 2014 Nghiên cứu chế tạo bê tông cường độ cao sử dụng cát mịn và phụ gia khoáng hỗn hợp từ xỉ lò cao hoạt hoá và tro trấu. *Tạp chí KHCN Xây dựng* - số 4/2014.
- Nguyen Van Hung, Bui Truong Son, Pham Thi Ngoc Ha, Phung Huu Hai, 2020. The initial research on the compressive strength of mortar when using bottom ash from thermal power plants to replace natural sand in construction. *Tạp chí Khoa học Kỹ thuật Mỏ - Địa chất*.
- TCVN 3121:2003 - Vữa xây dựng - phương pháp thử
- Vũ Thị Chiêu Dương, 2011. Nghiên cứu tận dụng tro xỉ từ nhà máy nhiệt điện Đình Hải (KCN Trà Nóc - Cần Thơ) làm vật liệu xây dựng. Luận văn tốt nghiệp Đại học.

ABSTRACT

Research on flexural and tensile strength of mortar when using bottom ash from thermal power plants to replace natural sand in construction

Nguyen Van Hung¹

¹*Hanoi University of Mining and Geology*

Vietnam is growing day by day, the buildings are growing more and more. As a result, the demand for building materials is increasing. In the composition of the mortar, natural sand acts as a fine aggregate. However, the natural sand source is decreasing. On the other hand, thermal power plants in Vietnam are increasing day by day, which means more and more bottom ash. It puts great pressure on the dumping site as well as the impact of the waste ash on the environment. To solve the need for construction materials as well as minimize the environmental impact, the bottom ash from thermal power plants will participate in replacing natural sand in the mortar. This paper presents flexural and tensile strength of mortar sample when using bottom ash to replace natural sand. Research has shown that, at 300 days of age, when the content of bottom ash increases, the strength of flexural resistance and tensile resistance decreases. On the other hand, when the cement content increases, flexural strength and tensile strength of the sample decrease. When the amount of cement increases to 15%, the strength of flexural resistance, tensile resistance to masonry increases from 10-20%, plaster increases from 13-16%.

Keywords: Bottom ash; mortar; thermal power plant; flexural strength; tensile strength.

Đặc điểm thành phần vật chất và tính chất cơ lý của đất loại sét yếu Holocen phân bố ở vùng đồng bằng Quảng Trị - Thừa Thiên Huế

Hoàng Thị Sinh Hương^{1,2,*}, Trần Thanh Nhân¹, Trần Hữu Tuyên¹, Nguyễn Hải Đăng²

¹ Trường Đại học Khoa học - Đại học Huế

² Phân hiệu Đại học Huế tại Quảng Trị - Đại học Huế

TÓM TẮT

Bài báo trình bày kết quả nghiên cứu đặc điểm thành phần vật chất và tính chất cơ lý của đất loại sét yếu Holocen phân bố ở vùng đồng bằng Quảng Trị - Thừa Thiên Huế. Đất loại sét yếu Holocen khu vực nghiên cứu chủ yếu là bùn sét, bùn sét pha đa nguồn gốc ($ambQ_2^{2-3}pv$; $ambQ_2^{1-2}pb$) mới được thành tạo, diện phân bố không đều, bề dày có sự thay đổi lớn và ít lộ ra trên mặt. Đất có thành phần hạt mịn chiếm ưu thế, thành phần khoáng trong phần phân tán mịn chủ yếu là các khoáng vật sét, phổ biến là Illit, kaolinit và clorit; phần phân tán thô chủ yếu là các khoáng vật thạch anh. Đất hầu hết có áp lực tiền cố kết bé ($P_c = 20,5 \text{ kPa} \div 88,9 \text{ kPa}$ đối với bùn sét pha và $P_c = 38,9 \text{ kPa} \div 78,05 \text{ kPa}$ đối với bùn sét). Các thông số cố kết C_c , C_s của bùn sét pha biến đổi trong phạm vi rộng: Bùn sét pha $C_c = 0,35 - 0,39$; chỉ số nở $C_s = 0,06 - 0,12$; $C_c / C_s = 3,51 - 7,32$. Bùn sét có $C_c = 0,365 - 0,42$; chỉ số nở $C_s = 0,06 - 0,10$; $C_c / C_s = 3,94 - 6,45$. Hệ số cố kết thấm C_v thấp, sức kháng cắt bé. Đây là những đối tượng có ảnh hưởng bất lợi đến công tác qui hoạch, thiết kế công trình.

Từ khóa: Đất loại sét yếu; bùn sét; bùn sét pha; thành phần vật chất; tính chất cơ lý.

1. Đặt vấn đề

Khi nghiên cứu đất loại sét yếu phục vụ tính toán, thiết kế công trình, ngoài các chỉ tiêu cơ lý thông thường của đất thì thành phần khoáng vật, hóa học, đặc tính biến dạng - cố kết thấm và sức kháng cắt của đất đóng vai trò rất quan trọng. Trên cơ sở đó, có thể lựa chọn giải pháp xử lý nền, đưa ra dự báo về thời gian cố kết, độ lún từ biến, chiều cao đắp ổn định của nền công trình. Trên thế giới, cùng với nghiên cứu thành phần vật chất thì các thông số cố kết - biến dạng và sức kháng cắt của đất loại sét được nhiều tác giả quan tâm nghiên cứu một cách chuyên sâu bằng nhiều thiết bị và trên các mô hình khác nhau (Terzaghi, 1924, 1940, 1941), Taylor (1940, 1942), Bjerrum (1967), Casagrande (1938), đã được công nhận và áp dụng trong các tiêu chuẩn xây dựng (ASTM 2435, JGS 2000, BS 1377,...). Vùng đồng bằng Quảng Trị - Thừa Thiên Huế, đất loại sét yếu Holocen đa nguồn gốc có sự phân bố không ổn định, chiều dày thay đổi lớn theo diện và theo chiều sâu, hầu như ít lộ ra trên bề mặt và là đối tượng chịu ảnh hưởng trực tiếp của công trình xây dựng. Tuy nhiên, nghiên cứu chuyên sâu về thành phần vật chất và đặc tính biến dạng - cố kết thấm các thành tạo đất loại sét yếu Holocen khu vực này còn hạn chế. Từ kết quả thí nghiệm, nhóm tác giả muốn chỉ ra các giá trị đặc trưng của thành phần vật chất, đặc tính biến dạng - cố kết thấm cũng như quy luật chung của sự biến đổi của chúng. Kết quả nghiên cứu là nguồn tài liệu đáng tin cậy, có thể tham khảo trong khảo sát, thiết kế xây dựng công trình và lựa chọn giải pháp xử lý nền đất yếu ở vùng đồng bằng Quảng Trị - Thừa Thiên Huế.

2. Mẫu thí nghiệm và phương pháp nghiên cứu

Dựa trên các tuyến khảo sát kết hợp với số liệu thu thập và các hồ khoan bổ sung thì khu vực nghiên cứu có 05 thành tạo đất loại sét yếu Holocen đa nguồn gốc (lbQ_2^3 , $mabQ_2^{2-3}pv$, $abQ_2^{2-3}pv$, $ambQ_2^{2-3}pv$, $ambQ_2^{1-2}pb$). Tuy nhiên, chỉ có hai thành tạo có diện phân bố lớn và ảnh hưởng lớn đến các công trình xây dựng. Đó là trầm tích sông - biển - đầm lầy hệ tầng Phú Vang ($ambQ_2^{2-3}pv$); trầm tích sông - biển - đầm lầy hệ tầng Bài ($ambQ_2^{1-2}pb$). Do đó, nhóm tác giả đã đi sâu nghiên cứu về thành phần vật chất và đặc tính tính chất cơ lý của 2 thành tạo trên, đó là:

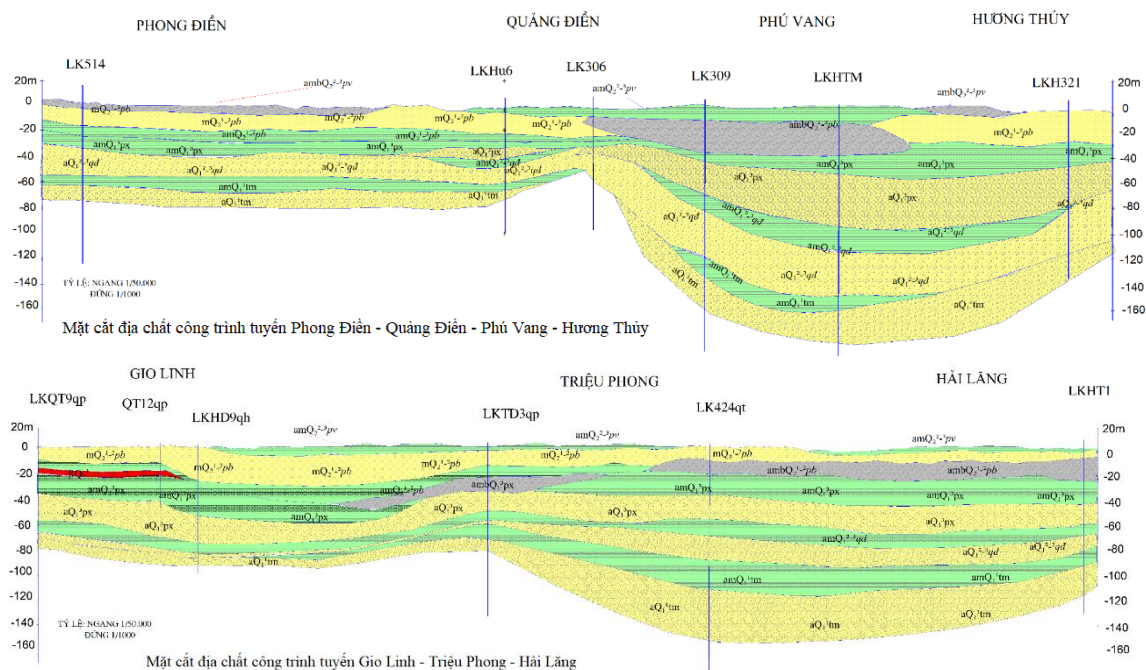
- Bùn sét, bùn sét pha màu xám xanh, xám đen, chứa nhiều chất hữu cơ, nguồn gốc sông - biển - đầm lầy thuộc hệ tầng Phú Vang ($ambQ_2^{2-3}pv$). Thành phần thạch học của trầm tích này chủ yếu bao gồm cát mịn đến nhỏ, bột và sét, thành tạo cùng với đầm lầy hoặc đầm phá hiện đại. Bề dày thay đổi từ $3,5 \div 8 \text{ m}$.

* Tác giả liên hệ

Email: htshuong@hueuni.edu.vn

- Bùn sét, bùn sét pha màu xám xanh, xám đen lẫn vỏ sò ốc thuộc hệ tầng Phú Bài có nguồn gốc sông - biển - lầy ($ambQ_2^{1-2}pb$). Chúng có nguồn gốc hỗn hợp đa dạng nên không đồng nhất về diện và độ sâu phân bố. Các lớp trầm tích có chiều dày thay đổi tương đối lớn, từ vài mét đến vài chục mét. Chiều dày các thành tạo thay đổi từ 1 ÷ 25 m.

Các thí nghiệm phân tích thành phần vật chất được nhóm tác giả thí nghiệm tại các phòng thí nghiệm sau: Phân tích thành phần hạt được tiến hành tại các phòng thí nghiệm của các đơn vị như Công ty cổ phần tư vấn xây dựng giao thông Huế, Viện thủy công, phòng thí nghiệm Địa kỹ thuật trường Đại học Khoa học - Đại học Huế, phòng thí nghiệm Địa kỹ thuật Khoa kỹ thuật Xây dựng - Phân hiệu Đại học Huế tại Quảng Trị. Thành phần khoáng vật được thực hiện tại Trung tâm phân tích thí nghiệm Địa chất - Tổng cục Địa chất và Khoáng sản Việt Nam bằng phương pháp Ronghen nhiễu xạ trên thiết bị phân tích Máy D8 - Advance và Viện Khoa học và Công nghệ Vật liệu gốm (ISTEC-CNR, Faenza, Ý). Phân tích thành phần hóa học tại Viện địa chất, Hà Nội và phòng thí nghiệm của Khoa Khoa học trái đất và vật lý - Trường đại học Bách khoa Ferrara (Ý).



Hình 1. Đặc điểm phân bố đất loại sét yếu Holocen khu vực nghiên cứu theo chiều sâu

Bảng 1. Vị trí lấy mẫu nghiên cứu

Nhóm đất	Loại đất	Vị trí lấy mẫu (số lượng mẫu)
$ambQ_2^{2-3}pv$	Bùn sét pha	Đường Chợ Mai đi Tân Mỹ, khách sạn Centurry (9), Đại Giang - Hương Thủy (9), Cửa Việt (5), Đông Nam Quảng Trị (25), Thị trấn Phú Lộc (6)
	Bùn sét	Đường An Vân Dương (10), Hải Thành - Hải Lăng (6), Đông Nam - Quảng Trị (15), Hải Thọ-Hải Lăng (10).
$ambQ_2^{1-2}pb$	Bùn sét pha	Đường Phú Mỹ đi Thuận An (8), Thanh Tiên - Phú Vang(10), Vĩnh Tu - Quảng Điền (10), Đường tránh lũ Quảng Điền (22), Phong Bình - Phong Điền(14), Phú Hội - Thành phố Huế(8), Khách sạn Presiden - Thành phố Huế (12), thị trấn Lăng Cô - Phú Lộc(11), An Mô - Triệu Phong(7), Cửa Việt (5), Hải Thiệu - Hải Lăng(8).
	Bùn sét	Bù Lu - Phú Lộc(9), Phú Bài - Hương Thủy(5), Quảng Thành - Quảng Điền(7), Đường Mong - Phú Vang(9), Nước khoáng nóng Tân Mỹ(15), đường Chợ Mai đi Tân Mỹ(8), Hải Thọ-Hải Lăng(5), đập sông Hiếu (35), Đông Lễ - Đông Lương(5)

3. Kết quả và thảo luận

3.1. Thành phần khoáng vật của đất

3.1.1. Thành phần hạt

Kết quả phân tích thành phần hạt của đất loại sét yếu cho thấy đất có hàm lượng hạt sét nhỏ, hàm lượng nhóm hạt cát và bụi chiếm ưu thế hơn phù hợp với quy luật trầm tích ở vùng đồng bằng hẹp, dốc ven biển

có điều kiện môi trường biến đổi nhanh theo phương từ rìa đồng bằng ra biển (Bảng 2).

Bảng 2. Giá trị trung bình thành phần hạt của đất

Thành phần hạt, %	Bùn sét		Bùn sét pha	
	$ambQ_2^{2-3}pv$	$ambQ_2^{1-2}pb$	$ambQ_2^{2-3}pv$	$ambQ_2^{1-2}pb$
Hạt sét (<0,005mm)	31,24÷34,45 32,89	32,06÷43,50 37,78	20,5÷27,7 24,1	16,60÷25,10 20,85
Hạt bụi (0,05- 0,005mm)	19,85÷52,5 36,18	16,15÷45,5 30,83	16,13÷60,0 38,065	22,99÷43,87 33,43
Hạt cát (2-0,05mm)	21,97÷48,91 35,44	21,97÷47,42 34,69	12,3÷58,92 35,61	34,81÷53,77 44,29
Hạt sạn sỏi (>2mm)	0	0 ÷0,08	0-0,75	0÷3,50

3.1.2. Thành phần khoáng vật và hàm lượng hữu cơ

Số liệu phân tích ở Bảng 3 cho thấy, trong phần phân tán mịn chủ yếu là các khoáng vật sét, phổ biến là Illit, Kaolinit và Clorit, phần phân tán thô chủ yếu là Thạch anh. Hàm lượng Clorit chiếm không cao chỉ từ 4-8%. Hàm lượng Montmorillonit chiếm rất thấp chỉ từ 2-3% trong bùn sét pha và 3-4% trong bùn sét.

Bảng 3. Kết quả giá trị trung bình thành phần khoáng vật

Bảng 3: Kết quả phân tích thành phần khoáng vật						
STT	Khoáng vật	Đơn vị	Loại đất			
			Bùn sét		Bùn sét pha	
			$ambQ_2^{2-3}pv$	$ambQ_2^{1-2}pb$	$ambQ_2^{2-3}pv$	$ambQ_2^{1-2}pb$
1	Illit	%	29-31	22-24	12 - 14	17 - 19
2	Kaolinit		17-19	18-20	4 - 6	7 - 9
3	Clorit		6-8	5-7	5 - 7	4 - 6
4	Thạch anh		24-26	29-31	59 - 61	46 - 49
5	Feldspat		2-4	3-5	1 - 3	3 - 5
6	Goethit		3-5	3-5	2 - 4	4 - 6
7	Pyrit		7-9	2-4	5 - 7	7-9
8	Montmorillonit		2-4	3-5	1-3	2-4
9	Khoáng vật khác		T-cao; Gip	4%Sid	Canxit	Canxit
(Ghi chú: Hàm lượng từ thấp - cao)						

Bảng 4. Hàm lượng hữu cơ của đất

Loại đất	Bùn sét		Bùn sét pha	
	$ambQ_2^{2-3}pv$	$ambQ_2^{1-2}pb$	$ambQ_2^{2-3}pv$	$ambQ_2^{1-2}pb$
Hàm lượng, %	4,20-10,32	3,29-11,40	3,9-6,28	2,26-8,57
Ghi chú: nhỏ nhất - lớn nhất				

Đất yếu khu vực nghiên cứu có chứa vật chất hữu cơ với hàm lượng phân tích các mẫu thay đổi từ 2,26 - 11,4%. Sự có mặt của các hạt keo mùn hữu cơ trên bề mặt hạt đất, làm tăng bề dày màng nước liên kết xung quanh hạt sét.

3.1.3. Thành phần hóa học

Bảng 5. Kết quả giá trị trung bình thành phần hóa học của mẫu đất

STT	Khoáng vật	Đơn vị	Bùn sét		Bùn sét pha	
			$ambQ_2^{2-3}pv$	$ambQ_2^{1-2}pb$	$ambQ_2^{2-3}pv$	$ambQ_2^{1-2}pb$
1	SiO ₂	%	52,63-53,22	51,15-54,09	66,94-67,81	57,96-58,25
2	TiO ₂		0,76-0,80	0,87-1,0	0,88-0,94	0,85-1,0
3	Al ₂ O ₃		20,73-20,93	20,97-21,26	13,99-16,11	17,39-19,07
4	T-Fe ₂ O ₃		6,37-6,77	7,38-7,91	4,52-5,17	5,33-5,86
5	MnO		0,08-0,09	0,17-0,19	0,04-0,05	0,06-0,08
6	MgO		1,36-1,73	2,12-3,25	1,74-2,25	2,17-2,76
7	CaO		0,44-0,62	0,69-0,7	0,49-0,69	0,44-1,93
8	Na ₂ O		0,65-0,71	0,26-0,31	0,31-0,42	0,37-0,9
9	K ₂ O		2,72-2,74	2,75-2,78	2,25-2,27	2,47-2,74
10	P ₂ O ₅		0,07-0,08	0,12-0,13	0,05	0,08-0,10

11	SO ₃		6,19	1,07	5.10	4,71-6,46
12	MKN		12,32-14,17	10,23-11,03	6.08-6,46	8,97-10,65

Kết quả nghiên cứu ở Bảng 5 cho thấy hàm lượng các oxit SiO₂, Al₂O₃ trong đất chiếm tỉ lệ cao. Ở điều kiện bình thường sự hoà tan của SiO₂ và Al₂O₃ rất kém, khi môi trường kiềm có độ pH cao thì các oxit trên dễ bị hòa tan dẫn đến sự phá hủy các khoáng vật thứ sinh trong đất, đặc biệt là các khoáng vật sét (Illit, Kaolinit và Clorit), điều này sẽ cải thiện được đặc tính biến dạng - cố kết thấm và sức kháng cắt của đất.

3.2 Tính chất cơ lý của đất

3.2.1 Tính chất cơ lý chung

Giá trị trung bình các tính chất cơ lý của đất loại sét yếu Holocen vùng đồng bằng Quảng Trị - Thừa Thiên Huế được nhóm tác giả thu thập và nghiên cứu bổ sung từ hàng loạt hố khoan khảo sát địa chất công trình trên địa bàn. Kết quả nghiên cứu được trình bày ở Bảng 6 cho thấy đất thuộc nhóm đất rất yếu nên khi thiết kế thi công công trình trên nền có phân bố các thành tạo này cần lựa chọn giải pháp xử lý nền phù hợp để gia tăng cường độ chịu tải cho nền đất.

Bảng 6. Giá trị trung bình các chỉ tiêu cơ lý nhóm đất loại sét yếu (1012 mẫu)

Thành tạo	Loại đất	Thuộc tính cơ lý						Thủy tính của đất				Biến dạng cắt		N ₃₀
		W, %	γ _w , g/cm ³	γ _c , g/cm ³	ρ _s , g/cm ³	e ₀	S _r , %	W _L , %	W _P , %	I _p , %	B	φ, độ	C, kPa	
ambQ ₂₋₃ ^{pv}	Bùn sét	51,22	15,95	14,95	26,22	1,49	91,96	47,38	32,81	13,74	1,27	4°52'	6,95	2-3
	Bùn sét pha	64,82	1,56	1,42	26,21	1,75	97,15	58,91	36,91	22,01	1,27	4°25'	5,5	1-3
ambQ ₂₋₃ ^{pb}	Bùn sét	56,99	1,57	1,52	2,62	1,62	94,91	53,52	33,46	20,06	1,17	5°25'	7,48	2-4
	Bùn sét pha	46,37	1,60	1,52	2,6	1,31	90,27	43,42	28,12	14,66	1,18	6°25'	8,13	1-3

Ghi chú: W - Độ ẩm tự nhiên (%); γ_w - Khối lượng riêng tự nhiên (g/cm³); γ_c - Khối lượng riêng khô (g/cm³); ρ_s - Khối lượng riêng của hạt đất (g/cm³); e₀ - Hệ số rỗng; S_r - Độ bão hòa (%); W_L - Giới hạn chảy (%); W_P - Giới hạn dẻo (%); I_p chỉ số dẻo (%); B- Độ sét; φ - Góc ma sát trong (độ); c - Lực dính kết (kPa); N₃₀ - Chỉ số xuyên tiêu chuẩn

3.2.2 Đặc tính biến dạng - cố kết thấm

Bảng 7. Tổng hợp kết quả thí nghiệm nén cố kết thấm của các thành tạo đất loại sét yếu Holocen

Chỉ tiêu	Đơn vị	Bùn sét pha		Bùn sét	
		ambQ ₂₋₃ ^{pv}	ambQ ₂₋₃ ^{pb}	ambQ ₂₋₃ ^{pv}	ambQ ₂₋₃ ^{pb}
Số lượng mẫu		24	60	20	52
Vật lý	Độ ẩm tự nhiên W, %	45,1 - 61,97/ 53,53	38,44 - 52,39/ 45,41	58,54/74,28	51,07- 61,50/ 56,28
	Hệ số rỗng e ₀	1,36-1,73/ 1,545	1,22 - 1,5/ 1,36	1,51 - 2,0/ 1,755	1,51 - 1,74/ 1,625
	Độ ẩm giới hạn chảy LL, %	40,31-57,80/ 49,05	37,17-50,61/ 43,89	53,2-67,45/ 60,32	48,75 - 57,5/ 53,12
	Chỉ số dẻo PI, %	14,2-16,5/ 15,35	11,35-16,36/ 13,85	18,19-25,36/ 21,77	17,36-24,5/ 20,93
	Độ sét IL	1,05-1,38/ 1,21	1,06-1,34/ 1,20	1,24-1,29/ 1,26	1,11-1,36/ 1,23
Nén cố kết tiêu chuẩn	P _c , kPa	42,00-88,20/ 65,1	20,50-88,90/ 54,7	61-78,05/ 69,525	38,90- 77,40/ 58,15
	C _c	0,32-0,40 0,36	0,38-0,55/ 0,46	0,32-0,41 0,36	0,31-0,42/ 0,37
	C _s	0,06-0,17 0,12	0,04-0,14 0,09	0,09-0,11 0,10	0,05 -0,07/ 0,06
	C _c /C _s	1,94-5,08/ 3,51	4,97-9,67/ 7,32	3,75-4,14 3,945	4,25-8,65/ 6,45
	C _v , 10 ⁻³ cm ² /s	0,21-0,35/ 0,28	0,21-0,46/ 0,335	0,20-0,24/ 0,22	0,22-0,35/ 0,2845

	k_v	10^{-7}cm/s	0,1-0,29/	0,09-0,37/	0,11 - 0,26/	0,09 - 0,31/
			0,19	0,23	0,18	0,20

Ghi chú: Giá trị từ thấp - cao và / trung bình

Các thông số biến dạng - cô kết thắm của đất được xác định bằng thí nghiệm nén cô kết tiêu chuẩn. Mẫu được gia tải theo từng cấp, cấp sau gấp đôi cấp trước, thời gian theo dõi độ lún là 24 giờ theo đúng qui trình nén cô kết tiêu chuẩn (TCVN 4200:2012). Giá trị cấp gia tải lần lượt 0,125; 0,25; 0,5; 1,0; 2,0 và 4,0 kG/cm² tùy thuộc vào trạng thái và độ sâu lấy mẫu.

Từ các kết quả nêu trên cho thấy đất nghiên cứu đều rất yếu, áp lực tiền cô kết bé. Do vậy, khi công trình đặt trên đất yếu sẽ không đảm bảo độ bền và ổn định của nền đường, cần phải tiến hành gia cố và xử lý.

- Áp lực tiền cô kết P_c đất bùn sét pha $P_c = 54,70-65,10$ kPa thấp hơn bùn sét $P_c = 58,15-69,52$ kPa.

- Các thông số cô kết C_c , C_s của bùn sét pha biến đổi trong phạm vi rộng; Bùn sét pha $C_c = 0,35 - 0,39$; chỉ số nở $C_s = 0,06 - 0,12$; $C_c / C_s = 3,51-7,32$. Bùn sét có $C_c = 0,365 - 0,42$; chỉ số nở $C_s = 0,06 - 0,10$; $C_c / C_s = 3,94 - 6,45$.

- Đất có hệ số thấm rất k_v bé: Bùn sét pha $k_v = (0,195 - 0,0,23) \cdot 10^{-7}$ cm/s, bùn sét $k_v = (0,185 - 0,203) \cdot 10^{-7}$ cm/s. Do đó, khả năng thoát nước của đất kém, kéo dài thời gian cô kết và thời gian xử lý nền lâu hơn. Hệ số cô kết thắm C_v thấp: bùn sét pha $C_v = (0,28-0,33)10^{-3}\text{cm}^2/\text{s}$; bùn sét $C_v = (0,22-0,28) \cdot 10^{-3}\text{cm}^2/\text{s}$.

3.2.3 Kết quả nghiên cứu sức kháng cắt

Các thông số sức kháng cắt được xác định bằng nhiều phương pháp thí nghiệm trên các thiết bị và tiêu chuẩn khác nhau: Nén ba trục theo sơ đồ UU (ASTM D2850), CU (ASTM D 4767 - 90); thí nghiệm cắt phẳng trực tiếp (TCVN 4199 : 1995; BS1377: 1990; ASTM D3080) và cắt cánh ngoài hiện trường (BS 1377: 1990, ASTM D2573, AASHTO T223 và 22TCN 355-2006) (ASTM, 2003; Monika & Whenham, 2000; Terzaghi và nnk). Từ các kết quả thí nghiệm nén ba trục sơ đồ UU, cắt phẳng trực tiếp không thoát nước và cắt cánh ngoài hiện trường VST, xác được các giá trị trung bình các đặc trưng sức kháng cắt không thoát nước của đất yếu nghiên cứu. Kết quả được trình bày Bảng 8.

Bảng 8. Tổng hợp trung bình sức kháng cắt không cô kết - không thoát nước

Phụ nhóm	Loại đất	B	e_0	Nén 3 trục theo sơ đồ UU			Cắt phẳng trực tiếp không thoát nước			Cắt cánh VST	
				Số mẫu	φ_{uu} , độ	c_{uu} , kPa	Số mẫu	φ_{uu} , độ	c_{uu} , kPa	Số mẫu	S_u , kPa
ambQ ₂ ¹⁻² pb	Bùn sét pha	1,15 -1,28	1,23 -1,50	36	0°46' -1°06'	7,5 -10,5	60	6°07' -7°26'	6,4 -10,3	18	9,4 -33,4
	Bùn sét	1,06 -1,34	1,51 -1,79	39	0°34' -1°02'	6,20 -9,41	11	4°01' -7°34'	5,0 -10,94	12	13,72 -22,5
ambQ ₂ ²⁻³ pv	Bùn sét pha	1,05 -1,38	1,41 -1,59	18	0°28' -0°33'	8,50 -13,4	41	2°25' -5°18'	5,1 -9,84	7	7,9
	Bùn sét	1,24 -1,27	1,69 -2,0	18	0°24' -0°31'	10,20 -12,90	31	3°50' -4°44'	4,80 -5,0	11	8,4

Ghi chú: Giá trị từ thấp - cao

Từ các kết quả thí nghiệm nén ba trục sơ đồ CU (ASTM D 4767) có đo áp lực nước lỗ rỗng, tiến hành xác định các giá trị trung bình các đặc trưng sức kháng cắt hữu hiệu của đất yếu. Kết quả được trình bày bảng 9.

Bảng 9. Tổng hợp giá trị trung bình sức kháng cắt cô kết không thoát nước

Thành tạo	Loại đất	Hàm lượng hạt sét, %	Độ sệt IL	Hệ số rỗng e ₀	Nén ba trục sơ đồ CU				
					Số mẫu	Thông số kháng cắt tổng		Thông số kháng cắt hữu hiệu	
						φ _{cu} , độ	c _{cu} , kPa	φ _{cu} ', độ	c _{cu} ', kPa
ambQ ₂ ¹⁻² pb	Bùn sét pha	25,1- 27,39	1,15- 1,36	1,27- 1,40	12	10 ⁰ 41'- 13 ⁰ 05'	5,1-13,2	13 ⁰ 02'- 19 ⁰ 22',	4,6-13,5
ambQ ₂ ²⁻³ pv		20,5- 25,8	1,15- 1,38	1,44- 1,59	9	11 ⁰ 54'- 13 ⁰ 41'	5,8-10,2	18 ⁰ 58'- 20 ⁰ 17',	5,5-8,2
ambQ ₂ ¹⁻² pb	Bùn sét	32,06- 42,6	1,18- 1,34	1,58- 1,64	6	10 ⁰ 51'- 11 ⁰ 08'	10,6- 11,0	16 ⁰ 20'- 19 ⁰ 39',	9,2-9,7

ambQ ₂ ²⁻³ pv		34,54	1,27	1,81	3	14°12'	3,9	21°12'	3,6
Ghi chú: Giá trị từ thấp - cao									

Sức kháng cắt hữu hiệu đạt giá trị cao: $c' = 4,6 - 13,5$; $\varphi' = 13^{\circ}02' - 20^{\circ}17'$ (bùn sét pha) và $16^{\circ}20' - 21^{\circ}12'$; $3,6 - 9,7$ (bùn sét). Khi đất đạt độ cố kết $U \geq 95\%$ thì sức kháng cắt của đất tăng lên đáng kể.

4. Kết luận

1. Đất loại sét yếu Holocen có thành phần hạt rất mịn, nhóm hạt sét và bụi chiếm ưu thế sẽ làm giảm tính thấm, kéo dài thời gian lún của nền đắp. Bên cạnh đó, sự phổ biến của khoáng vật illit và sự có mặt của montmorillonit ảnh hưởng tới tính dẻo, tính trương nở và tính biến dạng của đất cũng như ảnh hưởng xấu tới khả năng cải tạo đất bằng chất kết dính vô cơ.

2. Tính chất xây dựng của đất loại sét yếu Holocen rất thấp, đất chưa được cố kết, áp lực tiền cố kết bé: đất bùn sét pha $P_c = 54,7 - 65,1$ kPa thấp hơn bùn sét $P_c = 58,15 - 69,525$ kPa. Sức kháng cắt không thoát nước từ thí nghiệm cắt cánh hiện trường và thí nghiệm 3 trục UU, thí nghiệm cắt trực tiếp trong phòng bé cho thấy đất nghiên cứu không thuận lợi cho việc xây dựng công trình, cần phải có các giải pháp cải tạo hợp lý.

3. Các kết quả nghiên cứu về thành phần và tính chất cơ lý của đất, đặc biệt là các thông số biến dạng - cố kết thấm và sức kháng cắt của đất yếu có thể sử dụng trong quy hoạch, thiết kế các giải pháp xử lý nền công trình trên đất yếu ở vùng đồng bằng Quảng Trị - Thừa Thiên Huế.

Tài liệu tham khảo

- ASTM, Volume 04.08, March 2003 Soil and Rock (I): D420 - D5779.
- Monika De Vos & Valerie Whenham, 2000. "Innovative design methods in geotechnical engineering, Belgian Building Research Inst", European Geotechnical Thematic Network.
- Karl Terzaghi, Ralph B. Peck, Gholamreza Mesri. Soil mechanics in engineering practice. Third edition.
- Nguyen Thi Ngoc Yen Nguyen Hoang Giang, Nguyen Thanh, Do Quang Thien, Bui Van Truong, Nguyen Thi Phuong Khue, 2016. Geological Characteristics of Softsoils in Quangnam - Danang Coastal Plan for Planning and Designing Bridge and Road Engineering. Proceedings of the 3rd international conference Vietgeo 2016, Ha Long City. Geological and Geotechnical Engineering in Response to Climate Change and Sustainable Development of Infrastructure. ISBN:978-604-62-6726-3
- Nguyễn Thị Nụ, 2012. Đặc điểm sức kháng cắt của đất loại sét yếu amQ₂²⁻³ phân bố ở các tỉnh đồng bằng sông Cửu Long. Tạp chí KHKT Môi - Địa chất, số 42/4-2013, tr.36-43.
- TCVN 4200:2012: Đất xây dựng - Phương pháp xác định tính nền lún trong phòng thí nghiệm.

ABSTRACT

Physical composition and mechanical properties of Holocene clayey soils distributed in Quang Tri and Thua Thien Hue plain

Hoang Thi Sinh Huong^{1,2}, Tran Thanh Nhan¹, Tran Huu Tuyen¹, Nguyen Hai Dang²

¹ Hue University of Science - Hue University

² Hue University - Quang Tri Branch - Hue University

The paper presents the research results on physical composition characteristics and mechanical properties of Holocene clayey soils distributed in the plain of Quang Tri - Thua Thien Hue. The Holocene clayey soils in the study area is mainly clayey silt, multi-origin mixed clay mud (ambQ₂²⁻³pv; ambQ₂¹⁻²pb) has just been formed, the area is not evenly distributed, the thickness has big and little change exposed on the face. The clayey soils have the dominant composition of fine particles, the mineral composition in the fine dispersion is mainly clay minerals, most commonly Illite, kaolinite and chlorite; The coarse dispersion is mainly quartz minerals. Most soil has small pre-consolidation pressure ($P_c = 20.5$ kPa ÷ 88.9 kPa for mixed clay mud and $P_c = 38.9$ kPa ÷ 78.05 kPa for clay mud). The consolidation parameters of C_c , C_s of clay mud are varied in a wide range: C_c clay mud phase $C_c = 0.35 - 0.39$; hatching index $C_s = 0.06 - 0.12$; $C_c / C_s = 3.51 - 7.32$. Clay mud has $C_c = 0.365 - 0.42$; hatching index $C_s = 0.06 - 0.10$; $C_c / C_s = 3.94 - 6.45$. C_v low permeability coefficients, small shear resistance. These are the objects that have an adverse effect on the work planning and design.

Keywords: Clayey soil; clay mud; silty clay mud; material composition; physical properties.

Hiện trạng, định hướng phát triển hệ thống giao thông ngầm Thành phố Hồ Chí Minh và nhiệm vụ công tác nghiên cứu địa kỹ thuật

Võ Nhật Luân^{1,*}, Nguyễn Thị Nụ², Đỗ Minh Toàn³

¹Công ty cổ phần đào tạo, xây dựng và phát triển nguồn nhân lực sáu,

²Trường Đại học Mở - Địa chất,

³Hội ĐCCT và Môi trường Việt Nam

TÓM TẮT

Thành phố Hồ Chí Minh (TP.HCM) là đô thị thuộc vùng kinh tế trọng điểm phía Nam, diện tích 2.095,06 km², nằm sát biển, vùng có các cửa sông lớn thuộc hệ thống sông Đồng Nai, với 23 km bờ biển, nên bị ảnh hưởng của thủy triều. Vùng trung tâm với diện tích 108 km², có đến 40% diện tích cao độ $\leq +1.6$ m tại các quận 4, 8 và Bình Thạnh. Đây chính là những vùng trực tiếp hoặc gián tiếp chịu ảnh hưởng của thủy triều. Trên phạm vi Thành phố, chủ yếu gặp đất dính và rời Holocen, nhiều đất yếu có phạm vi phân bố phức tạp, bề dày lớn; nước dưới đất khá phong phú, mực nước nằm nông. Các yếu tố trên ảnh hưởng lớn tới việc thiết kế, thi công xây dựng các công trình ngầm, đặc biệt là giao thông ngầm.

TP.HCM bước đầu định hướng xây dựng hệ thống giao thông ngầm. Song, các tài liệu về điều kiện địa kỹ thuật đã có nhưng chưa đồng bộ, chưa thực sự hướng tới khai thác giao thông ngầm của Thành phố. Trên cơ sở đó, bài báo đề xuất nhiệm vụ công tác địa kỹ thuật là: nghiên cứu một cách hệ thống, toàn diện theo hướng phục vụ khai thác hợp lý môi trường địa chất phục vụ xây dựng hệ thống giao thông ngầm. Cụ thể: làm sáng tỏ điều kiện địa chất công trình, đặc điểm hiện trạng hệ thống công trình ngầm, phân vùng địa chất công trình phục vụ khai thác không gian ngầm phục vụ xây dựng giao thông.

Từ khóa: Công trình ngầm; giao thông ngầm; địa kỹ thuật.

1. Đặt vấn đề

TP.HCM là đô thị đặc thù, nằm sát biển, địa hình thấp, trùng hướng ra biển, hệ thống cơ sở hạ tầng giao thông không đáp ứng, trong khi chất lượng dịch vụ cung ứng của vận tải hành khách công cộng không đảm bảo, tình trạng ùn tắc, ngập lụt,... thường xảy ra. Không gian mặt đất và trên cao đã được khai thác, nhằm giải quyết các tình trạng trên, nhưng vẫn chưa hiệu quả. Vì vậy, chính quyền Thành phố định hướng phát triển giao thông ngầm đô thị là ưu tiên hàng đầu. Hiện tại, thành phố có hệ thống giao thông ngầm lớn nhất cả nước như hầm Thủ Thiêm, Tuyến metro số 1 Bến Thành - Suối Tiên và hàng loạt các công trình thuộc dạng ngầm khác. Trong tương lai, theo quy hoạch, thành phố sẽ phát triển các hệ thống giao thông ngầm khu vực trung tâm với diện tích 930 ha. Vì vậy, nghiên cứu đặc điểm địa kỹ thuật TP.HCM cần được hoàn chỉnh để phục vụ khai thác giao thông ngầm là rất cần thiết.

2. Đặc điểm điều kiện tự nhiên, kinh tế - xã hội Thành phố

2.1. Đặc điểm vị trí, địa hình



Hình 1. Vị trí địa lý của TP.HCM

TP.HCM là đô thị lớn nhất Việt Nam xét về quy mô dân số và mức độ đô thị hóa. Thành phố được xếp

* Tác giả liên hệ:

Email: luancienco6@gmail.com

loại đô thị đặc biệt, nằm trong vùng chuyển tiếp giữa Đông Nam Bộ và Tây Nam Bộ. Phía Bắc giáp tỉnh Bình Dương, phía Tây Bắc giáp tỉnh Tây Ninh, phía Đông và Đông Bắc giáp tỉnh Đồng Nai, phía Đông Nam giáp tỉnh Bà Rịa Vũng Tàu, phía Tây và Tây Nam giáp các tỉnh Long An và Tiền Giang. Nhờ điều kiện thuận lợi về vị trí và địa lý mà thành phố có ưu thế vượt trội về chính trị, kinh tế, văn hóa, xã hội,...

Địa hình thành phố tương đối thấp với một số gò triền phía Tây Bắc và Đông Bắc. Cao độ mặt đất có khuynh hướng giảm dần từ Tây Bắc về phía Nam và Đông Nam.

- Khu vực địa hình dạng gò triền lượn sóng phân bố phần lớn ở các huyện: Củ Chi, Hóc Môn, phía bắc quận Thủ Đức, quận 9, phía bắc huyện Bình Chánh. Cao độ mặt đất thay đổi từ +4m đến +32m. Trong đó: diện tích có cao độ từ +4m đến +10m chiếm khoảng 19% và diện tích có cao độ trên +10m chiếm 11% so với tổng diện tích thành phố.

- Khu vực có địa hình bằng phẳng, thấp: phân bố ở nội thành, huyện Hóc Môn và quận Thủ Đức, nằm dọc theo sông Sài Gòn và phía Nam huyện Bình Chánh. Cao độ mặt đất thay đổi từ +2m đến +4m, chiếm 15% diện tích thành phố.

- Khu vực địa hình dạng trũng thấp: tạo thành một vệt kéo dài từ phía Nam huyện Củ Chi (xã Thái Mỹ, Tam Tân) về phía Tây huyện Bình Chánh (dọc kênh An Hạ, Lê Minh Xuân, Tân Nhựt) đến phía Nam (huyện Nhà Bè và Cần Giờ) và Đông Nam (Bưng 6 xã thuộc quận 9), một số khu vực phía bắc rạch Tham Lương - Bến Cát, khu Hiệp Bình Phước, Hiệp Bình Chánh. Cao độ mặt đất thay đổi từ 0m đến +2m.

Dạng địa hình này chiếm diện tích lớn nhất của TP.HCM, khoảng 55% tổng diện tích thành phố.

2.2. Đặc điểm địa chất

Theo tờ Bản đồ địa chất đô thị tỷ lệ 1:50.000 của Liên đoàn bản đồ địa chất miền Nam (2010), địa tầng trầm tích Kainozoi được mô tả khái quát thứ tự từ già đến trẻ như sau:

- Trầm tích hệ tầng Nhà Bè - Bình Trưng (am N_1^3 - N_2^{1nb}): gặp ở độ sâu 80m (Nam Thủ Đức) đến 140m (ở trung tâm thành phố) và có thể trên 200m (ở Tây Nam Bình Chánh). Chiều dày thay đổi từ 0 - 120m, bao gồm các lớp cát lẫn sỏi sạn màu xám trắng.

- Trầm tích hệ tầng Bà Miêu (am N_2^{2bm}) gặp độ sâu 10-30m ở Thủ Đức, nội thành và chiều sâu đến 75m ở Bình Chánh. Chiều dày biến đổi từ 0-140m. Các trầm tích này có tướng châu thổ là chủ yếu, có cấu trúc dạng nhịp với chiều dày mỗi nhịp từ 50-70m. Phần dưới nhịp là cát lẫn sạn, sỏi màu xám trắng.

- Trầm tích hệ tầng Trảng Bòm (a Q_{1tb}): phân bố rộng khắp trên toàn diện tích thành phố, nhưng không xuất lộ trên bề mặt. Chiều dày trung bình từ 10 - 30m.

- Trầm tích hệ tầng Thủ Đức (am Q_1^{2-3td}): phía Bắc Thủ Đức, gồm đất sét xám trắng loang nâu đỏ; sét pha, cát pha xám trắng, nâu vàng và cát xám vàng loang trắng, trạng thái từ dẻo cứng đến chảy, có chiều dày từ 0,5 đến 7,5m.

- Trầm tích hệ tầng Củ Chi (am Q_1^{3cc}): phân bố ở các quận 3, 5, 10, Tân Bình và Gò Vấp, có thành phần đất rất đa dạng, nhiều màu sắc, bề dày từ 2,5-25m, trạng thái cứng - dẻo cứng, chiều dày từ 1,5-5m.

- Trầm tích hệ tầng Bình Chánh (Q_2^{1-2bc}) gồm: trầm tích nguồn gốc biển m Q_2^{1-2bc} , phân bố tại các huyện Nhà Bè, Bình Chánh và phần Duyên Hải; trầm tích nguồn gốc hỗn hợp sông - biển (am Q_2^{1-2bc}) phân bố ở các quận 4, 5, 6, 8, 11, Thủ Đức, Bình Chánh và Nhà Bè, thành phần chủ yếu là sét, bùn sét, bùn sét pha.

- Trầm tích hệ tầng Cần Giờ (Q_2^{2-3cg}) bao gồm:

Trầm tích nguồn gốc hỗn hợp sông - biển (am Q_2^{2-3cg}) phân bố tại các quận, huyện: Nhà Bè, Bình Chánh, Bình Thạnh, Nam Thủ Đức và diện tích nhỏ ở Cần Giờ. Bao gồm hai lớp: lớp dưới chủ yếu là bùn sét, bùn sét pha màu xám đen, lẫn ít thực vật có mức độ phân hủy kém. Lớp trên là cát lẫn bột màu nâu, nâu vàng, bề dày từ 2-10m.

Trầm tích nguồn gốc hỗn hợp đầm lầy- sông (ba Q_2^{2-3cg}) gặp chủ yếu ở huyện Nhà Bè, dọc trung Lê Minh Xuân, thung lũng sông Sài Gòn và Bắc huyện Hóc Môn. Thành phần có thể chia mặt cắt hệ tầng thành ba lớp: lớp dưới là bùn sét màu xám nâu chứa các di tích thực vật đã phân hủy, bề dày 1,5 - 3,5m. Lớp giữa là than bùn màu nâu đen, xốp nhẹ, dày 0,1 - 1,5m, có nơi vắng mặt. Lớp trên là bùn sét màu xám đen chứa mùn thực vật, chiều dày 0,1 - 0,3m.

- Trầm tích nguồn gốc đầm lầy biển (bm Q_2^{2-3cg}): Gặp ở các huyện Nhà Bè, Cần Giờ. Thành phần trầm tích gồm bùn sét, bùn sét pha màu xám đen, chứa 20 - 30% tạp chất hữu cơ và vụn thực vật phân hủy kém, bề mặt dày 2 - 10m và lớn hơn.

2.3. Đặc điểm kinh tế, văn hóa, xã hội

Thành phố bao gồm 19 quận, 05 huyện với diện tích tự nhiên là 2.095 km², trong đó diện tích đất xây dựng đô thị là 952,86 km² và diện tích đất nông nghiệp là 1.142,14 km². Thành phố là nơi tập trung các cơ quan chính trị của cả nước, trung tâm văn hóa với mạng lưới các trường đại học, bệnh viện, khu thương mại, vui chơi,... do vậy, lượng di dân cơ học ngày càng tăng, dẫn đến dân số hiện tại trên 13 triệu người, với mật độ là 3.888 người/km².

Thành phố là đầu tàu kinh tế của cả nước. Năm 2019, tổng sản phẩm trên địa bàn (GRDP) ước đạt 1.347.369 tỷ đồng, tăng 8,32%, cao hơn so với năm 2018 (8,3%), đóng góp 29,15% tổng sản phẩm quốc nội GDP, cao hơn năm 2018 (24,16%); 2017 (23,4%) và 2016 (21,3%), được Quốc Hội quyết định thí điểm cơ chế, chính sách đặc thù phát triển thông qua Nghị quyết số 54/2017/QH14 ngày 24/11/2017.

3. Đặc điểm hiện trạng hệ thống công trình ngầm

3.1. Hệ thống giao thông ngầm

Quy hoạch và phát triển không gian ngầm là xu hướng tất yếu trong phát triển đô thị của các nước trên thế giới. Một đô thị hiện đại thường có tỷ lệ công trình ngầm chiếm 20-25% tổng số các dạng công trình. Các yếu tố chủ yếu thúc đẩy phát triển và sử dụng không gian ngầm là áp lực về sự gia tăng dân số; quá tải không gian trên mặt đất và trên cao; sự khắc nghiệt về môi trường; nhu cầu lưu thông trong đô thị; tăng hiệu quả sử dụng đất; chống ngập đô thị,... Trong khi đó, với thực trạng ùn tắc, ứng ngập, ô nhiễm môi trường có chiều hướng gia tăng tại các đô thị lớn của Việt Nam nói chung, TP.HCM nói riêng, thì quy hoạch và phát triển không gian ngầm là yêu cầu cấp thiết.

Tại TP.HCM, quá trình sử dụng không gian ngầm được bắt đầu từ những đường ống cấp nước, thoát nước, đường ống dẫn điện, cáp quang dưới lòng đất, các tầng hầm gửi xe và một số công trình xây dựng thuộc bí mật quốc gia, đặc thù quân sự như Dinh Độc Lập, đường hầm bí mật nối các trụ sở cao cấp của chính quyền, quân sự,...

Hiện tại, hệ thống giao thông ngầm của thành phố có trên 2500m chiều dài hầm đường bộ (kể cả hầm dẫn), với 9028,96 m² diện tích hầm. Trong đó, đáng kể nhất là đường hầm vượt sông Sài Gòn (Hầm Thủ Thiêm) đã đưa vào khai thác và các nhà ga ngầm của tuyến Metro số 1 Bến Thành - Suối Tiên đang thi công xây dựng, dự kiến khai thác vào năm 2021.

Bảng 1. Một số công trình giao thông ngầm điển hình tại TP.HCM

STT	Địa điểm	Công trình giao thông ngầm	Chiều dài (m)	Tình trạng
1	Quận 1	Hầm Thủ Thiêm	1.490	Đang khai thác
		Tuyến metro số 1 (đoạn đi ngầm)	2.600	Đang thi công xây dựng
		Hầm chui Hoàng Sa	100	Đang khai thác
2	Quận 2	Hầm chui Mỹ Thủy	95.38	Đang khai thác
3	Quận 7	Hầm kín nút giao khu A	25	Đang khai thác
		Hầm hở nút giao khu A	300	Đang khai thác
		Hầm chui Nguyễn Văn Linh (quận 7)	280	Đang thi công xây dựng
4	Quận 12	Hầm chui An Sương	750	Đang khai thác
		Hầm chui Bến Cát	60	Đang khai thác
5	Quận Bình Thạnh	Hầm chui Văn Thánh 2	44.2	Đang khai thác
		Hầm chui Văn Thánh 2 (phía cầu Sài Gòn)	44.6	Đang khai thác
6	Quận Bình Tân	Hầm chui Tân Tạo	40.6	Đang khai thác
7	Quận Thủ Đức	Hầm chui Linh Trung	38	Đang khai thác

Tuy nhiên, hiện nay chưa có quy trình quản lý khai thác chính thống cho các công trình giao thông ngầm nói chung, hầm đường bộ nói riêng, thậm chí đối với hầm Thủ Thiêm thì công tác quản lý khai thác chỉ dựa theo sổ tay vận hành. Do vậy, tình trạng ngập nước, rác thải, tai nạn giao thông vẫn xảy ra trong hầm, gây ảnh hưởng đến an toàn và tuổi thọ công trình.

3.2. Hệ thống các dạng công trình ngầm khác

Hệ thống hạ tầng kỹ thuật trên địa bàn Thành phố khá đa dạng và nhiều chủng loại, do nhiều đơn vị, cơ quan quản lý khác nhau.

Sở Giao thông vận tải (GTVT): mạng lưới giao thông đường bộ là phần diện tích có nhiều công trình hạ tầng kỹ thuật ngầm bên dưới nhất, trong đó có cả các công trình đường sắt đô thị, hầm đường bộ,... Sở GTVT là cơ quan quản lý nhà nước (QLNN) chịu trách nhiệm quản lý, tham mưu cho Ủy ban nhân dân Thành phố về lĩnh vực này.

- Tàu điện ngầm: dự án tuyến đường sắt đô thị đầu tiên, tuyến Bến Thành - Suối Tiên đang được thực hiện với chiều sâu đoạn ngầm từ ga Ba Son đến ga nhà hát Thành phố không quá 27,4m.

- Hầm đường bộ: hiện các hầm đường bộ thường có chiều dài không lớn, chủ yếu phục vụ cho người đi bộ băng qua đường, chiều sâu không quá 8m.

- Thoát nước mưa: hệ thống cống thoát mưa đóng vai trò rất quan trọng trong việc thoát nước đô thị, có chiều sâu chủ yếu từ 0,5m đến 3,5m.

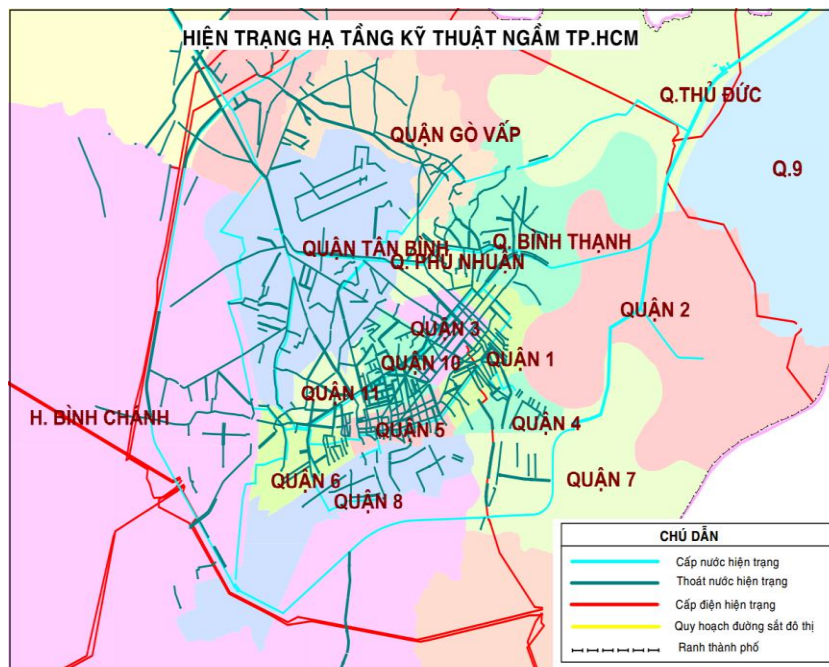
- Thoát nước thải: hệ thống cống thoát thải đã được xây dựng riêng với hệ thống thoát nước mưa tại một số khu vực để đảm bảo chất lượng nguồn nước thải ra môi trường, có chiều sâu từ 0,5m đến 2,7m.

- Mạng lưới cấp nước: phục vụ cấp nước sinh hoạt cho toàn đô thị, có chiều sâu từ 0,5m đến 2m.

Sở Công thương là cơ quan QLNN đối với hệ thống năng lượng và cấp điện, gồm mạng lưới điện cao thế (110KV, 220KV, 500KV), trung thế (22KV, 15KV), hạ thế (0,4KV) có chiều sâu chôn ngầm phổ biến từ 0,5m đến 1,8m.

Sở Thông tin và Truyền thông: là cơ quan QLNN đối với hệ thống thông tin liên lạc, cáp viễn thông, có chiều sâu chôn ngầm từ 0,5m đến 1,8m.

Việc ngầm hóa lưới điện, thông tin liên lạc đã được Tổng Công ty Điện lực TP.HCM triển khai phần lớn các khu vực trung tâm Thành phố, chủ yếu thực hiện tập trung tại khu vực Quận 1 và một số trục đường quan trọng trên cơ sở kết hợp bố trí đảm bảo khoảng cách an toàn công trình ngầm giữa các đường ống đường dây hạ tầng kỹ thuật (ống cấp nước, thoát nước, đường dây cấp điện, thông tin liên lạc...). Hiện nay, Tổng Công ty Điện lực Thành phố đang tiếp tục triển khai đề án ngầm hóa lưới điện, thông tin liên lạc đến các khu vực nội thành và phối hợp chặt chẽ với các ngành, đơn vị có liên quan để đảm bảo chặt chẽ, thống nhất trong công tác xây dựng, quản lý và khai thác công trình hạ tầng kỹ thuật ngầm, đảm bảo khai thác an toàn và giữ gìn mỹ quan đô thị.



Hình 2. Hiện trạng hạ tầng kỹ thuật ngầm Thành phố Hồ Chí Minh

4. Định hướng phát triển hệ thống giao thông ngầm

4.1. Hệ thống Metro

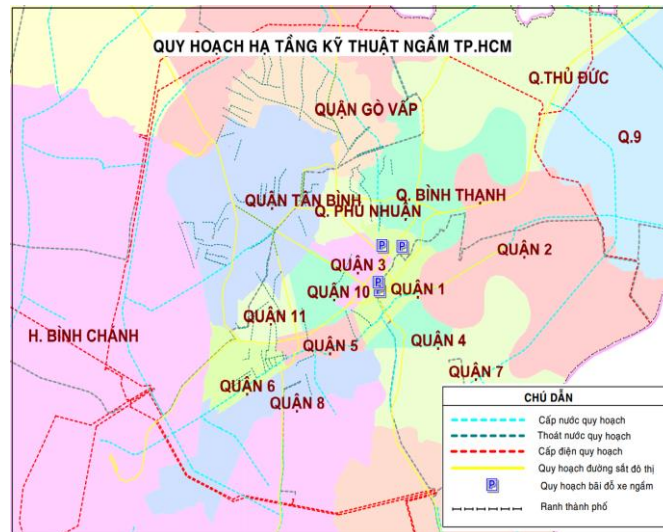
Theo quy hoạch được duyệt, hệ thống đường sắt đô thị TP.HCM gồm 8 tuyến metro có đến hơn 73km đoạn tuyến đi ngầm và hơn 72 nhà ga ngầm, trong đó nhà ga Trung tâm Bến Thành được quy hoạch là một tổ hợp không gian ngầm lớn giao thoa giữa 4 tuyến đường sắt đô thị (tuyến số 1, số 2, số 3a, số 4) và Khu trung tâm thương mại ngầm. Tuy nhiên, hiện nay chỉ có các công trình ngầm của tuyến đường sắt đô thị số 1 đang được xây dựng, chưa đưa vào khai thác.

4.2. Quy hoạch các công trình ngầm khác

Khu vực trung tâm hiện hữu Thành phố 930ha là khu vực có nhiều công trình cao ốc, nhà cao tầng và là khu vực có giá trị sử dụng đất rất cao, nhiều công trình xây dựng tầng hầm với tổng diện tích xây dựng hầm lớn hơn 11ha, hầu hết sử dụng chủ yếu vào mục đích đậu xe và một số dự án có tầng hầm sử dụng cho cả mục đích thương mại. Nhu cầu sử dụng không gian xây dựng ngầm đang ngày càng gia tăng tỷ lệ thuận với sự gia tăng giá trị sử dụng đất và sự khan hiếm diện tích mặt đất để bố trí xây dựng công trình.

Ngoài ra, khu trung tâm hiện hữu (khu vực hiện đang có nhu cầu đỗ xe công cộng rất lớn) cũng đã có quy hoạch bãi đậu xe ngầm công cộng và hiện đang triển khai đầu tư 04 dự án bãi đậu xe ngầm với nhiều

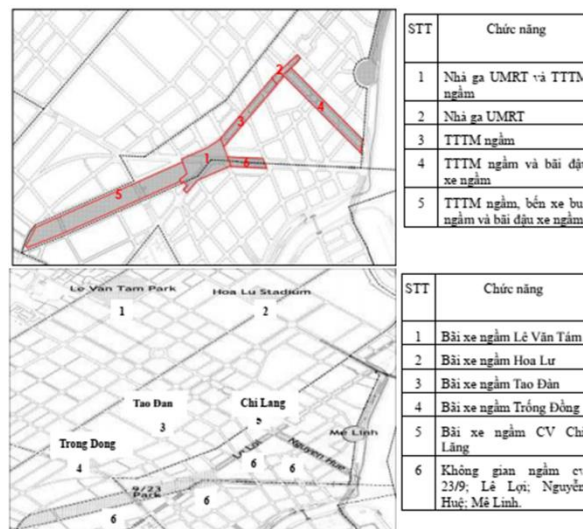
hình thức khác nhau gồm công viên Lê Văn Tám, sân khấu Trống Đồng, sân vận động Hoa Lư, khu vực sân bóng đá thuộc công viên văn hóa Tao Đàn. Tuy nhiên, các dự án này đều triển khai rất chậm do vướng nhiều thủ tục pháp lý và nhiều vấn đề phát sinh, trong đó có cả vấn đề về kinh phí.



Hình 3. Quy hoạch hạ tầng kỹ thuật ngầm Thành phố Hồ Chí Minh

Đồ án quy hoạch chi tiết xây dựng đô thị (quy hoạch phân khu) tỉ lệ 1/2000 và Quy chế quản lý không gian, kiến trúc cảnh quan đô thị khu trung tâm hiện hữu TP.HCM (diện tích 930ha) đã được UBND Thành phố phê duyệt. Theo đó, không gian ngầm của 930ha được quy hoạch tại các khu vực:

- Bên dưới đường Lê Lợi, giữa ga Bến Thành và ga Nhà hát Thành phố (không gian bên trên tuyến UMRT 1) / đường bộ ngầm và trung tâm mua sắm ngầm;
- Bên dưới đường Nguyễn Huệ, giữa ga Nhà hát Thành phố và đường Tôn Đức Thắng sẽ xây dựng tuyến đường bộ, bãi đậu xe và trung tâm mua sắm;
- Không gian ngầm bên dưới ga Bến Thành sẽ xây dựng quảng trường ga và trung tâm mua sắm;
- Không gian bên dưới Công viên 23/9 sẽ xây dựng đường bộ ngầm, bãi đậu xe, bến xe buýt và trung tâm mua sắm;
- Không gian bên dưới công viên dọc bờ sông Sài Gòn (dọc đường Tôn Đức Thắng) và Công trường Mê Linh sẽ xây dựng bãi đậu xe và trung tâm mua sắm.
- Ngoài ra, còn các dự án đang được lập và triển khai: bãi xe ngầm và trung tâm thương mại dưới công viên Lê Văn Tám; công viên Tao Đàn, sân khấu Trống Đồng, sân thể thao Hoa Lư và công viên Chi Lăng (đã đầu tư xây dựng trước Trung tâm Vincom).



Hình 4. Sơ đồ quy hoạch các công trình ngầm

Tổng diện tích quy hoạch không gian ngầm khu vực 930ha khoảng 22,7ha tương đương với 2,44%.

5. Định hướng công tác nghiên cứu địa kỹ thuật phục vụ phát triển hệ thống giao thông ngầm Thành phố Hồ Chí Minh

Thông qua phân tích, đánh giá hiện trạng và quy hoạch hệ thống các công trình ngầm trên địa bàn TP.HCM cho thấy: hiện nay, việc phát triển công trình ngầm Thành phố còn hạn chế, các nghiên cứu chuyên sâu phục vụ khai thác không gian ngầm đô thị chưa có. Do vậy, bài báo đề xuất các nhiệm vụ nghiên cứu địa kỹ thuật phục vụ phát triển hệ thống giao thông ngầm Thành phố như sau:

- Đặc điểm địa chất công trình (địa hình địa mạo, địa tầng trầm tích đệ tứ, tân kiến tạo, thủy văn và địa chất thủy văn, tính chất xây dựng của đất đá, các hiện tượng địa chất động lực khác) khu vực Thành phố Hồ Chí Minh;

- Đặc điểm hệ thống các công trình ngầm hiện tại (các công trình giao thông ngầm, hệ thống thoát nước ngầm, các hạng mục ngầm liên quan đến xây dựng các công trình nhà cao tầng,...);

- Đặc điểm về quy hoạch phát triển mở rộng các công trình ngầm của thành phố, đặc biệt chú ý đến quy hoạch xây dựng các công trình giao thông ngầm trong những năm tới;

- Phân khu địa chất công trình phục vụ khai thác không gian ngầm trong quy hoạch và xây dựng các công trình giao thông ngầm (theo mức độ thuận lợi hay không thuận lợi cho quy hoạch, thiết kế và giải pháp thi công,...);

- Từ các kết quả: phân khu địa chất công trình; quy hoạch phát triển hệ thống giao thông ngầm thành phố, kiến nghị khai thác hợp lý không gian ngầm thành phố (vị trí, hướng tuyến, chiều sâu,...);

- Các giải pháp thi công công trình giao thông ngầm hiện đại đang được áp dụng trên thế giới và ở Việt Nam (chủ yếu hai thành phố lớn là Hồ Chí Minh và Hà Nội); các vấn đề địa chất đã phát sinh và các biện pháp đã khắc phục;

- Tính toán dự báo (định tính và định lượng) các hiện tượng địa chất phát sinh khi khai thác không gian ngầm phục vụ xây dựng giao thông ngầm. Chú ý ảnh hưởng của nước dưới đất, các vị trí gặp đất yếu, dịch chuyển mặt đất và gây hư hỏng các công trình trên mặt đất và lân cận,... Tính toán ổn định công trình ngầm sau khi công.

6. Kết luận

Từ những phân tích trên, cho phép rút ra một số kết luận:

- TP.HCM là Thành phố nằm sát biển có đặc điểm địa hình khá bằng phẳng, chủ yếu là đồng bằng thấp và trũng thấp, một phần là địa hình đồi thấp, đó là các thềm sông cổ của hệ thống sông Cửu Long phân bố ở huyện Củ Chi, một phần quận Thủ Đức và Hóc Môn. Do nằm sát biển, địa hình lại trũng thấp mà TP.HCM thường bị ngập lụt, gây nhiều khó khăn cho hệ thống giao thông và các hoạt động khác.

- Địa tầng địa chất Đệ tứ của TP.HCM khá phức tạp, gồm 08 hệ tầng, với tổng bề dày gần 80m, trong đó gặp nhiều loại đất yếu, gây khó khăn cho việc khai thác không gian ngầm đô thị.

- TP.HCM là thành phố có diện tích và quy mô dân số lớn nhất cả nước. Giao thông ngầm mặc dù đứng đầu cả nước song vẫn ở mức độ rất khiêm tốn so với các nước trong khu vực. Chính vì vậy mà đã được Lãnh đạo thành phố định hướng phát triển khá rõ ràng.

- Trước tình hình đó, nghiên cứu đặc điểm địa kỹ thuật TP.HCM cần được hoàn chỉnh để phục vụ khai thác không gian ngầm trong xây dựng giao thông là rất cần thiết.

Tài liệu tham khảo

Chính phủ, 2013, “Quyết định số 568/QĐ-TTg phê duyệt Điều chỉnh Quy hoạch phát triển GTVT Thành phố Hồ Chí Minh đến năm 2020 và tầm nhìn sau năm 2020”.

Cục thống kê TP.HCM, 2019, “Niên giám thống kê Thành phố Hồ Chí Minh năm 2019”.

Nguyễn Khánh Lâm, Nguyễn Trọng Tâm, 2018, “Cơ sở dữ liệu về ĐCCT, ĐCTV phục vụ công tác quy hoạch xây dựng không gian ngầm tại TP.HCM”, Hội thảo “Quy hoạch không gian xây dựng ngầm đô thị TP.HCM”.

Liên đoàn bản đồ địa chất miền Nam 2010, “Bản đồ địa chất đô thị tỷ lệ 1:50.000”.

Liên đoàn Quy hoạch và Điều tra tài nguyên nước miền Nam, 2010, “Bản đồ ĐCCT và ĐCTV tỷ lệ 1:50.000”.

Lê Nguyễn Minh Quang, 2018, “Giới thiệu quy hoạch hệ thống Metro và các ga tàu điện ngầm Thành phố Hồ Chí Minh”, Hội thảo “Quy hoạch không gian xây dựng ngầm đô thị TP.HCM”.

Võ Ngọc Quân, 2009, “Nghiên cứu ứng dụng phương pháp gia cố nền đất yếu bằng cọc đất - xi măng để phòng chống trượt lở bờ sông khu vực Thành phố Hồ Chí Minh”, luận văn thạc sỹ kỹ thuật, Trường Đại học Mỏ Địa chất.

Trịnh Nguyên Tính, Nguyễn Thị Ngọc Lan, Vũ Văn Vĩnh, 2009, “Nghiên cứu tương trầm tích - cở địa lý để đánh giá ảnh hưởng của sự dâng cao mực nước biển đối với các tỉnh đồng bằng ven biển: kết quả

nghiên cứu vùng Thành phố Hồ Chí Minh”.

Sở GTVT TP.HCM (2019), “Quyết định số 6924/QĐ-SGTVT ngày 31 tháng 12 năm 2019 về phân cấp công trình cầu đường bộ, đèn tín hiệu giao thông, camera quan sát, bảng quang báo điện tử, hào kỹ thuật, trạm cân trên địa bàn TP.HCM năm 2020”.

ABSTRACT

Status and development orientation of Ho Chi Minh City underground traffic system and geotechnical research tasks

Vo Nhat Luan¹, Nguyen Thi Nu², Do Minh Toan³

¹Sau Human Resources Training, Building and Developing JSC, ²Hanoi University of Mining and Geology,

³Vietnam Association of Engineering Geology and Environment

Ho Chi Minh City (HCM City) is a city located in the key economic region in the southern Vietnam, with an area of 2,095.06 km², close to the sea; an area with large estuaries belonging to Dong Nai river system, with 23 km of coastline, influenced by tides. The central area of 108 km², up to 40% of that area at altitude $\leq +1.6$ m in districts 4, 8 and Binh Thanh. These are the areas directly or indirectly influenced by tides. In term of city scale, there are mainly cohesive and non-cohesive Holocene soils, many soft soils with complex distribution and large thickness; groundwater is abundant, the water level is shallow. The above factors greatly affect the design and construction of underground works, especially underground traffic.

Ho Chi Minh City initially projected to build underground traffic system. However, materials on geotechnical conditions are available but not synchronous, not directing towards the exploitation of underground traffic system in the city. On that foundation, the article proposes geotechnical tasks including: researching systematically and comprehensively in the direction of serving reasonable exploitation of the geological environment for building underground traffic system. Specifically: clarifying the geological conditions of the engineering geology, characteristics of the current state of underground construction system, distribution of underground construction for the exploitation of underground space for traffic construction.

Key words: Underground construction; underground traffic; geotechnical.

Đánh giá khả năng tổn thương bờ biển tỉnh Kiên Giang dưới tác động của biến đổi khí hậu và nước biển dâng

Tô Hoàng Nam^{1,*}, Dương Tuấn Ngọc¹

¹ Liên đoàn Địa chất và Khoáng sản biển, Tổng cục Địa chất và Khoáng sản Việt Nam

TÓM TẮT

Hiện nay, đánh giá biến động bờ biển, đặc biệt là dưới tác động của biến đổi khí hậu toàn cầu được các nhà khoa học cũng như các nhà quản lý hết sức quan tâm. Có nhiều phương pháp đánh giá biến động bờ biển trong đó có phương pháp sử dụng chỉ số dễ bị tổn thương đường bờ biển (CVI). Dựa trên giá trị CVI đường bờ biển tỉnh Kiên Giang được chia thành 4 cấp độ rủi ro. Rủi ro thấp (40,09km tương ứng với 27,4% chiều dài đường bờ biển), trung bình (21,19km, 10,3%), cao (56,86km, 27,6%), rất cao (88,09km, 34,7%).

Từ khóa: Chỉ số tổn thương đường bờ biển; mực nước biển dâng; đường bờ biển Kiên Giang.

1. Đặt vấn đề

Tỉnh Kiên Giang có chiều dài đường bờ biển trên 200km, có diện tích lãnh thổ lớn nhất vùng Tây Nam Bộ và lớn thứ hai khu vực Nam Bộ, là vùng đất đa dạng về sinh học với nhiều ngành nghề phát triển như: nông nghiệp, thủy sản, lâm nghiệp và du lịch,... Đây thật sự là vùng đất có nhiều tiềm năng và điều kiện thuận lợi cho việc phát triển kinh tế - xã hội. Trong những năm gần đây, biến động đường bờ biển khu vực này hết sức phức tạp. Dưới tác động của mực nước biển dâng, quá trình xói lở diễn ra mạnh và chiếm ưu thế hơn hẳn so với bồi tụ. Chính vì vậy, việc theo dõi, giám sát biến động đường bờ biển là một nhiệm vụ quan trọng trong chiến lược phát triển bền vững và bảo vệ môi trường bờ biển vùng nghiên cứu. Từ trước đến nay đã có một số công trình nghiên cứu về biến động đường bờ biển trong khu vực. Tuy nhiên, các nghiên cứu này chưa đánh giá cụ thể mức độ tổn thương của bờ biển. Trong bài báo này, các tác giả đã sử dụng *chỉ số mức độ dễ bị tổn thương bờ biển* (Coastal Vulnerability Index-CVI) do mực nước biển dâng của Cục Địa chất Hoa Kỳ (Thieler và Hammar-Klose, 2001) để đánh giá mức độ rủi ro của bờ biển các tỉnh Kiên Giang. Đây là phương pháp đang được sử dụng rộng rãi trên thế giới.

2. Cơ sở tài liệu và phương pháp nghiên cứu

2.1. Cơ sở tài liệu

Các bản đồ địa hình, bao gồm cả trên dải lục địa ven biển và đáy biển ven bờ. Bản đồ địa hình lục địa ven biển tỷ lệ 1:50.000 UTM được ấn hành từ năm 1965 đến năm 1970 (Bản đồ tin tức). Các ảnh vệ tinh được sử dụng trong nghiên cứu này gồm các ảnh được chụp vào 3 thời điểm:

- Ảnh vệ tinh Landsat TM và ETM của các năm 1989 và 1990 được tham chiếu với hệ tọa độ UTM WG84, zone 48N có độ phân giải 30x30 mét;
- Ảnh vệ tinh Spot 5 năm 2004 và ảnh Spot 4 năm 2009 được tham chiếu với hệ tọa độ UTM WGS84 zone 48N có độ phân giải 10x10 mét;
- Ảnh vệ tinh Landsat8 năm 2019 được tham chiếu với hệ tọa độ UTM WGS84 zone 48N có độ phân giải 30x30 mét.

2.2. Phương pháp nghiên cứu

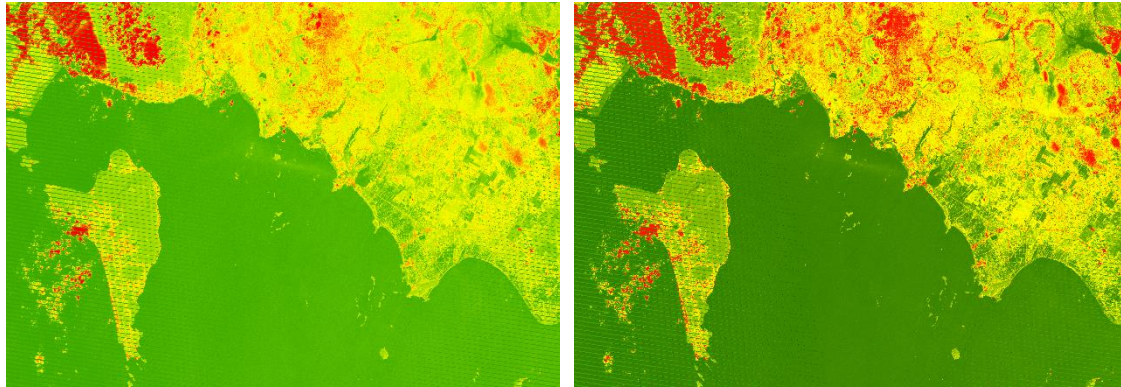
2.2.1. Phương pháp tách chiết đường bờ biển

Căn cứ vào độ bền vững của đất đá tạo bờ và ở mức độ chung nhất, đường bờ biển tỉnh Kiên Giang có thể phân ra 3 kiểu bờ chính. Đó là bờ cát, bờ bùn và bờ cấu tạo bởi đá gốc. Đối với bờ cát, phân bố chủ yếu trên dải ven biển thị xã Hà Tiên, phương pháp được lựa chọn là phương pháp Band Threshold-phân loại dựa vào giá trị ngưỡng phân biệt đối tượng nghiên cứu với tất cả các đối tượng khác trên ảnh. Quá trình phân loại ảnh được tiến hành sau khi tiền xử lý ảnh (Hình 1). Khảo sát sơ đồ phân xạ phổ của nước biển và các đối tượng khác ven bờ cho thấy nước biển phân biệt tốt nhất ở kênh 7 của hai loại ảnh được chụp từ các bộ

* Tác giả liên hệ

Email: hoangnamldb@gmail.com

cảm TM, MSS và kênh 4 ($0,77 - 0,90 \mu\text{m}$) ảnh ETM+. Tuy nhiên, trong điều kiện có vùng sóng vỡ, kênh 7 ảnh MSS và TM cho kết quả tốt, còn rất khó phân biệt giữa vùng sóng vỡ và bờ cát ở kênh 4 ảnh ETM+. Tỷ lệ kênh phổ tốt nhất đối với ảnh ETM+ trong điều kiện sóng vỡ được lựa chọn là $(B5+B7)/B2$. Với phương pháp này có thể loại bỏ được vùng sóng vỡ và bờ cát.



Hình 1. Ảnh Landsat khu vực Hà Tiên, Kiên Giang sau khi tách vùng sóng vỡ (phải) và trước khi tách vùng sóng vỡ (trái)

Đối với bờ bùn có sự xuất hiện của lớp phủ thực vật, phương pháp tách chiết đường bờ biển được lựa chọn là phương pháp tỷ số ảnh. Do sự hấp thụ rất mạnh của nước và phản xạ rất mạnh của thảm thực vật đối với năng lượng hồng ngoại nên kênh 5 (kênh hồng ngoại sóng ngắn) được lựa chọn để tách các vùng đất và nước cũng như các đặc điểm tự nhiên khác trong vùng nghiên cứu. Lấy ngưỡng trên kênh 5 có thể tách được các vùng đất (giá trị xám độ ảnh cao) và nước (giá trị xám độ ảnh thấp). Tuy nhiên, vấn đề khó khăn xảy ra là vùng chuyển tiếp giữa đất và nước nơi bị ảnh hưởng của chế độ thủy triều và các đặc trưng về chế độ độ ẩm nên các điểm ảnh tại khu vực này là các điểm ảnh hỗn hợp. Việc phân ngưỡng giá trị giữa đất và nước sẽ không mang lại kết quả chính xác. Để khắc phục, Alesheikh. A.A. và cộng sự (2003) đã sử dụng phương pháp tỷ số ảnh (Hình 2).



Hình 2. Quy trình thực hiện tách đường bờ biển bằng phương pháp tỷ số ảnh

2.2.2. Phương pháp chỉ số khả năng tổn thương đường bờ biển

Đây là một phương pháp đã được nhiều nước sử dụng để đánh giá khả năng biến đổi bờ biển do mực nước biển dâng và được gọi là chỉ số mức độ dễ bị tổn thương bờ biển. CVI được tính toán theo 6 biến số là: địa mạo, biến động đường bờ, độ nghiêng của bờ, thay đổi mực nước biển tương đối, độ cao sóng và độ lớn thủy triều. Những biến số này được xem là quan trọng nhất quyết định tính nhạy cảm của đường bờ đối với sự dâng lên của mực nước biển (Thieler và Hammar-Klose, 2001). CVI được tính như sau:

$$CVI = \sqrt{\frac{a * b * c * d * e * f}{6}} \quad (1)$$

Trong đó a là địa mạo (không có thứ nguyên), b là độ nghiêng của bờ (%); c là thay đổi mực nước biển tương đối (mm/năm); d là tốc độ biến động đường bờ (xói lở hay bồi tụ, m/năm); e là độ cao trung bình của thủy triều (m) và f là độ cao sóng trung bình (m).

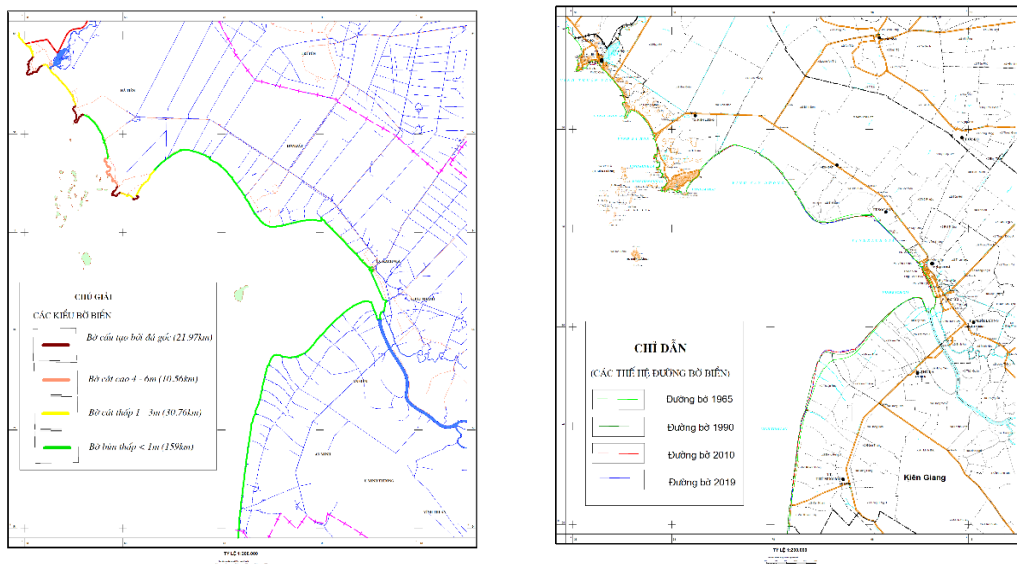
Lựa chọn giá trị các tham số: Giá trị của các tham số trên được lựa chọn theo phương pháp chuyên gia. Điểm cho mỗi tham số được cho giá trị từ 1 đến 5 theo xu thế tăng dần mức độ dễ bị tổn thương.

1. Biến số địa mạo (a): Biến số địa mạo chính là giá trị điểm số được tính cho các loại đường bờ biển có địa hình và thành phần vật chất cấu tạo nên đoạn đường bờ đó khác nhau. Trên cơ sở độ cao địa hình và thành phần vật chất cấu tạo đường bờ, bờ biển tỉnh Kiên Giang được phân là bốn kiểu (Hình 3) với các giá trị điểm số được chấm theo Bảng 1.

2. Biến số độ nghiêng của bờ (b) và tốc độ biến động đường bờ (d): Đối với bờ biển tỉnh Kiên Giang, sau khi phân chia các loại bờ, đã tiến hành xây dựng 100 mặt cắt để tính toán độ nghiêng và tính toán tốc độ xói lở-bồi tụ trung bình. Trên cơ sở chồng xếp đường bờ biển tại các thời điểm 1965, 1990, 2010 và 2019 từ các thể hệ ảnh viễn thám nói trên, tốc độ bồi tụ - xói lở đường bờ biển trung bình đạt xấp xỉ 6m/năm trong giai đoạn 2010 - 2019. Đối với biến số độ nghiêng của bờ (b), được tính toán theo các mặt cắt vuông góc với đường bờ biển trên cơ sở bản đồ địa hình dải đất liền ven biển và bản đồ độ sâu đáy biển vùng nghiên cứu. Độ dốc đường bờ biển tỉnh Kiên Giang dao động trong khoảng <0,01% đối với bờ cấu tạo bởi bùn sét đến > 1,5% đối với bờ cấu tạo bởi đá gốc. Điểm số tính toán cho các biến số trên được chấm theo Bảng 1.

3. Biến số độ cao trung bình của thủy triều (e) và biến số độ cao trung bình của sóng (f): Vùng biển tỉnh Kiên Giang chịu sự chi phối rất lớn về chế độ hải văn của vùng biển Tây. Vì vậy độ cao sóng trung bình có ý nghĩa đối với bờ biển tỉnh Kiên Giang <1,5m và độ cao trung bình của thủy triều luôn nhỏ hơn 1,5m. Chính vì vậy mà điểm số đối với 02 biến số này chỉ là một giá trị như nhau (hằng số) trên dọc chiều dài đường bờ biển nghiên cứu.

4. Biến số mực nước biển dâng (c): Giá các giá trị mực nước biển dâng được sử dụng theo kết quả của Bùi Xuân Thông và đồng nghiệp. Theo kết quả tính toán từ số liệu đo đạc tại 3 trạm đo mực nước: Vũng Tàu, Năm Căn và Rạch Giá của Bùi Huy Thông và nnk cho các giá trị tương ứng là 3,6 mm/năm, 3,0 mm/năm và 4,2 mm/năm. Vì vậy toàn vùng biển tỉnh Kiên Giang, tốc độ mực nước biển dâng được lựa chọn để tính toán tương ứng 4,2 mm/năm. Điểm số để tính toán giá trị CVI cho biến số mực nước biển dâng cũng giống như biến số thủy triều và sóng là cùng một giá trị như nhau (hằng số) trên dọc chiều dài đường bờ biển nghiên cứu.

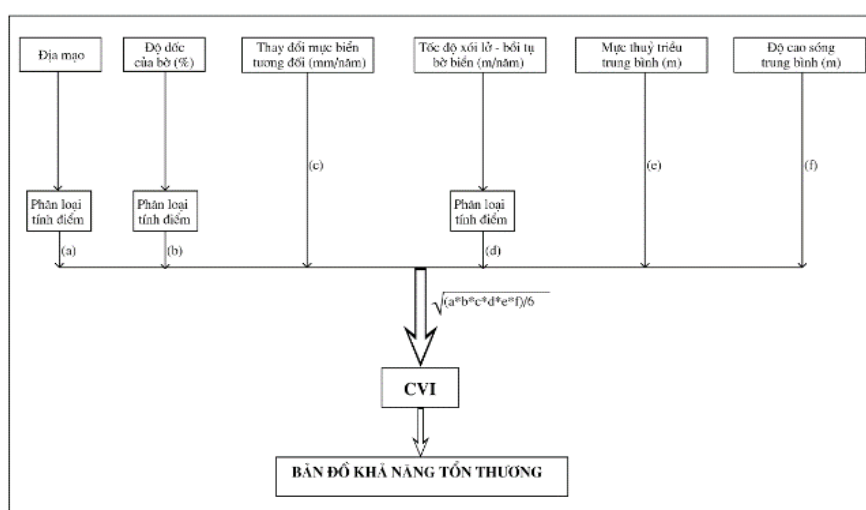


Hình 3. Phân loại đường bờ biển (trái) và chồng xếp các thể hệ đường bờ để tính toán tốc độ xói lở bồi tụ (phải)

Bảng 1. Thang điểm cho các tham số để tính CVI

Biến số	Thang điểm - mức tổn thương				
	1	2	3	4	5
Địa mạo	Bờ đá cao	Bờ đá thấp	Bờ cát cao	Bờ cát thấp	Bờ bùn-sét thấp
Độ dốc (%)	>0,1	0,04-0,1	0,02-0,04	0,01-0,02	<0,01
Mức nước biển dâng (mm/năm)				4,2	
Tốc độ biến đổi đường bờ (m/năm)	> + 2,0	+2,1 ÷ -2,0	-2,1 ÷ -4,0	-4,1 ÷ -6,0	> -6,1
Độ cao thủy triều trung bình (m)				< 1,5	
Độ cao sóng trung bình (m)				< 1,5	

Từ các giá trị trong Bảng 1, tiến hành tính giá trị CVI cho từng mặt cắt theo công thức đã đưa ra ở mục trước. Sau đó phân cấp mức độ dễ bị tổn thương và thành lập bản đồ chỉ số mức độ dễ bị tổn thương đường bờ biển do mực nước biển dâng theo các bước được trình bày trên Hình 4.



Hình 4. Quy trình tính toán chỉ số tổn thương đường bờ biển

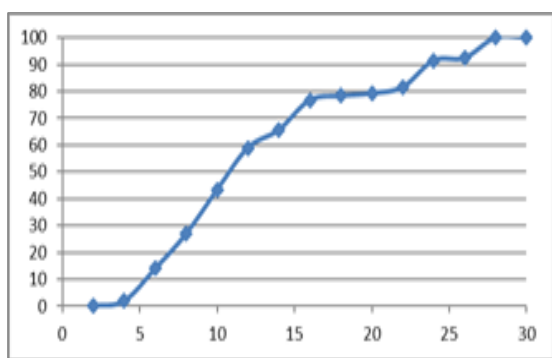
3. Kết quả và thảo luận

Từ số liệu và quy trình như trên, đã tính được giá trị CVI cho 100 mặt cắt đã được thiết lập cho đường bờ biển tỉnh Kiên Giang. Các giá trị CVI được tính toán có giá trị thay đổi từ 1,29 đến 27,36. Từ các giá trị CVI này, tiến hành xây dựng đường cong tích lũy được biểu diễn trong hệ tọa độ vuông góc, trong đó, trục hoành biểu thị các bậc giá trị CVI, trục tung biểu thị % tương ứng cho các giá trị CVI từ thấp đến cao (Hình 5). Từ biểu đồ đường cong tích lũy trên Hình 5 đã xác định được các giá trị CVI tương ứng như sau: giá trị CVI ứng với 25% = 7,5, giá trị CVI ứng với 50% = 12,0 và giá trị CVI ứng với 75% = 15,5. Từ các giá trị này đã chia ra 4 mức độ rủi ro: thấp (< 7,5), trung bình (7,5-12,0), cao (12,0-15,5) và rất cao (> 15,5) (Hình 6 và Bảng 2).

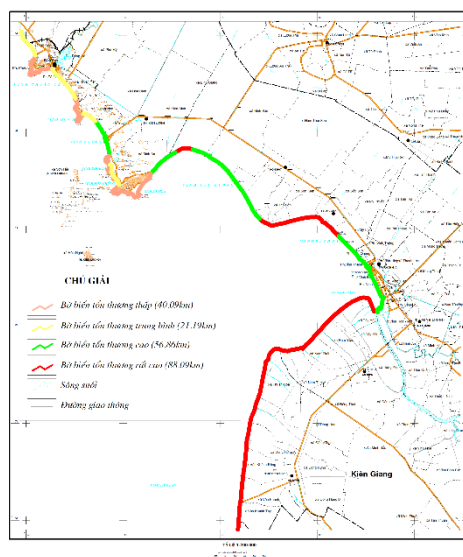
Từ việc phân chia các khoảng phần trăm tương ứng với các khoảng giá trị CVI sẽ đưa được ra bản đồ mức độ dễ bị tổn thương đường bờ biển tỉnh Kiên Giang. Trong đó khoanh định được những đoạn bờ tương ứng với bốn cấp mức độ tổn thương: yếu, trung bình, cao và rất cao (Hình 8). Từ bản đồ mức độ dễ bị tổn thương, có thể xác định được số đoạn bờ, tổng chiều dài và tỷ lệ (%) của các mức độ rủi ro cao hay thấp đối với mực nước biển dâng của đường bờ biển vùng nghiên cứu (Bảng 2).

Bảng 2. Số đoạn bờ, chiều dài và tỷ lệ phần trăm tương ứng với mức độ rủi ro

Mức độ rủi ro	Số đoạn bờ	Chiều dài (km)	Tỷ lệ (%)
Rất cao	3	88,09	34,7
Cao	4	56,86	27,6
Trung bình	4	21,19	10,3
Thấp	14	40,09	27,4



Hình 5. Biểu đồ đường cong tích lũy các giá trị CVI cho bờ biển các tỉnh Nam Bộ



Hình 6. Bản đồ mức độ rủi ro

Trên bản đồ mức độ dễ bị tổn thương bờ biển tỉnh Kiên Giang cho thấy một cách bao quát những khu vực có mức độ dễ bị tổn thương thấp, trung bình, cao và rất cao.

Hầu hết trên dọc chiều dài đường bờ biển trong vùng nghiên cứu, những đoạn bờ có mức độ dễ bị tổn thương thấp và trung bình là những đoạn bờ được cấu tạo bởi các thành tạo thạch học rắn chắc, độ dốc trung bình cao, hoạt động xói lở diễn ra không mạnh, giá trị tính toán CVI nằm trong khoảng 1,29 - 7,5. Những đoạn bờ có mức độ dễ bị tổn thương cao và rất cao hầu hết là các đoạn bờ được cấu tạo bởi bùn sét, độ dốc trung bình nhỏ, hoạt động xói lở diễn ra mạnh giá trị CVI >15,5. Những đoạn bờ này là những khu vực nhạy cảm và xung yếu về khả năng xói lở. Bãi biển rộng, trầm tích tầng mặt lộ ra trên khu vực này hầu hết là trầm tích bờ rời, khả năng chống chịu với các tác động bên ngoài dễ bị phá vỡ mối liên kết không cao, trắc diện ngang của bãi rất thoải, độ nghiêng chung < 0,05%. Chính vì vậy mà tốc độ giạt lùi đường bờ biển trong giai đoạn gần đây có dấu hiệu tăng lên.

Trong vùng nghiên cứu, có thể qua sát khoảng 65km đường bờ biển phía Nam vịnh Rạch Giá kéo dài từ thị trấn Thới Mười huyện An Minh đến cửa sông Cái Lớn thuộc địa giới hành chính của thị trấn Thới Ba huyện An Biên có mức độ dễ bị tổn thương rất cao. Đoạn bờ biển khu vực này có xu hướng xói lở rất mạnh sau năm 1990 với tốc độ trung bình xấp xỉ 34m/năm. Kết hợp với mực nước biển dâng trong khu vực này là 4,2mm/năm, độ cao của sóng 1m, độ lớn thủy triều <1,5m, giá trị độ nghiêng <0,1%, chính vì vậy mà hầu hết các điểm tính toán CVI tại đường bờ biển nơi đây có giá trị rất cao đạt giá trị 27,3. Vì vậy mà đường bờ biển tại khu vực này có khả năng dễ bị tổn thương lớn nhất trong bối cảnh mực nước biển dâng.

Trên cơ sở mức độ dễ bị tổn thương bờ biển được trình bày trên đây kết hợp với việc phân tích các giá trị tài nguyên của địa hình bờ biển, cũng như các tai biến thiên nhiên trong vùng nghiên cứu sẽ đưa ra định hướng quy hoạch phát triển và quản lý tại biển cho bờ biển tỉnh Kiên Giang.

4. Kết luận

Dựa trên phương pháp tỷ số ảnh và kỹ thuật chồng ghép các thể hệ đường bờ, toàn cảnh bức tranh xói lở và bồi tụ bờ biển tỉnh Kiên Giang đã được mô tả khá chi tiết.

Khu vực bờ biển kéo dài từ Hòn Chông đến hết địa phận thành phố Hà Tiên khá ổn định, quá trình bồi tụ chiếm ưu thế. Khu vực bờ biển phía Nam tỉnh Kiên Giang, đường bờ biển biến đổi mạnh và diễn biến phức tạp. Hoạt động xói lở chiếm ưu thế, một số nơi diễn ra với tốc độ rất lớn như: khu vực cửa Kim Quy thuộc thị trấn Thới Mười,... Trong những năm gần đây do tác động của mực nước biển dâng kết hợp với sự gia tăng của các hoạt động nhân sinh làm cho tốc độ xói lở diễn ra rất mạnh, đã và đang đe dọa an toàn của nhiều đoạn bờ biển.

Bằng việc sử dụng chỉ số mức độ dễ bị tổn thương bờ (CVI) đã chia ra được 4 cấp độ khác nhau: thấp, trung bình, cao và rất cao. Các kết quả này đã phản ánh thực tế biến động đường bờ biển của tỉnh Kiên Giang trong thời kỳ gần đây một cách khách quan.

Việc phân tích những thông tin trên ảnh viễn thám kết hợp với công nghệ GIS có thể theo dõi và giám sát những thay đổi đường bờ biển. Hiện nay, với việc phát triển không ngừng của lĩnh vực khoa học công nghệ, các nhà khoa học có nhiều sự lựa chọn những phương pháp khác nhau trong việc nghiên cứu biến động bờ biển.

Tài liệu tham khảo

- Albers T. và Lieberman N., 2011. Nghiên cứu về dòng chảy và mô hình xói lở. Dự án “Quản lý nguồn tài nguyên thiên nhiên vùng ven biển tỉnh Sóc Trăng”. <http://czm-soctrang.org.vn>
- Lê Mạnh Hùng, Nguyễn Duy Khang, Lê Thanh Chương, 2011. Xói lở, bồi tụ bờ biển Nam Bộ từ thành phố Hồ Chí Minh đến Kiên Giang: Nguyên nhân và các giải pháp bảo vệ. WWW.VAWR.ORG.VN
- Nguyễn Văn Lập, Tạ Thị Kim Oanh, 2012. Đặc điểm trầm tích bãi triều và thay đổi đường bờ biển khu vực ven biển tỉnh Cà Mau, châu thổ sông Cửu Long. Tạp chí “Các khoa học về Trái đất”. Vol. 34, No.1: 1-9.
- Mazda Y., Magi M., Nanao H., Kogo M., Miyagi T., Kanazawa N. & Kobashi D., 2002. Coastal erosion due to long-term human impact on mangrove forest. *Wetland Ecology and Management*, No. 10, Kluwer Academic Publishers, Netherland, pp. 1-9.
- Vũ Văn Phái, Hoàng Thị Vân, Vũ Tuấn Anh, 2006. Xói lở bờ biển và quản lý môi trường bờ biển ở nước ta. *Biển Việt Nam*, số 5/2006, Hội KH&KT Biển Việt Nam, HN, tr. 42-45.
- Thieler E.R. and Hammar-Klose E.S (2001), Coastal Vulnerability to Sea-level Rise: A Preliminary database for the U.S. Atlantic, Pacific and Gulf of Mexico coast. <http://pubs.usus.gov/dds/dds68>
- Alesheikh, A.A., Sadeghi Naeeni F., Talebzade A., (2003), “Improving Classification Accuracy Using External Knowledge”, *GIM International*, 17 (8), 12 -15
- Bùi Xuân Thông, Trần Quang Tiến, Bùi Đức Toàn, 2013. Xác định tốc độ nước biển dâng tại các trạm quan trắc mực nước bờ đông và tây Nam Bộ Việt Nam. Tạp chí Khoa học Tài nguyên và Môi trường, Số 1/tháng 9, ISSN 0866-7608, Hà Nội, tr. 8-12.

ABSTRACT

The coastal vulnerability assessment of Kien Giang province under the impact of climate change and sea level rise

To Hoang Nam¹, Duong Tuan Ngoc¹

¹*Marine Geology and Minerals Division, MGMC*

Nowadays, assessment of the shoreline change, especially under global climate change condition, being attended by both scientists and managers. There are a lot of methods to assess the shoreline change, among them, it is using the coastal vulnerability index (CVI). Based on CVI values, the coast of Kien Giang province has been divided into 4 risk degrees: low (40,9km, 27,4%), moderate (21,19km, 10,3%), high (56,86km, 27,6%) and very high (88,9km, 34,7%).

Key words: Coastal vulnerability index; sea level rise; the coast of kiengiang province.

Ứng dụng phần mềm RockWorks17 trong việc thể hiện các thông số địa chất công trình

Nguyễn Thị Nụ^{1,*}, Bùi Trường Sơn¹, Tạ Thị Toán¹, Đỗ Mai Anh²

¹ Trường Đại học Mở - Địa chất

² Công ty cổ phần Tư vấn khảo sát và Thiết kế công trình Thân Hồng Quang

TÓM TẮT

Phần mềm Rockworks 17 có nhiều ưu điểm như quản lý cơ sở dữ liệu và thể hiện được các thông số địa chất công trình, vẽ mặt cắt địa chất công, bản đồ địa chất công trình dạng 2D hoặc 3D. Từ các số liệu địa chất công trình như độ dày, chiều sâu phân bố, loại đất và tính chất cơ lý của các lớp đất, file dữ liệu các thông số địa chất công trình được xây dựng dưới dạng đuôi excel. Trên cơ sở đó, file dữ liệu được export vào phần mềm Rockworks 17. Bằng các module hiện có trong phần mềm, các dữ liệu và thông số địa chất công trình,... được xây dựng. Bằng ví dụ cụ thể, báo cáo đã áp dụng để xây dựng cơ sở dữ liệu và thể hiện các thông số địa chất công trình của đoạn đường Km 341+430 đến Km 342+340 thuộc quốc lộ Nghi Sơn - Thanh Hóa. Kết quả thể hiện dưới dạng mô hình hóa các hình trụ, mặt cắt, bản đồ dạng 2D, 3D, bản đồ đẳng bề dày, bản đồ cao độ của các lớp đất cho phép thể hiện toàn bộ các thông tin về đặc điểm địa chất công trình của đoạn tuyến nghiên cứu. Các thông số của đất nền và thành phần của các lớp đất cũng được thể hiện đầy đủ trong các bản vẽ tương ứng.

Từ khóa: RockWorks17; địa chất công trình; mô hình hóa 3D.

1. Đặt vấn đề

Trong địa chất công trình, nhằm khái quát hóa điều kiện địa chất công trình của dự án xây dựng, có thể sử dụng nhiều các phương tiện khác nhau. Một trong những phần mềm được ứng dụng trong lĩnh vực địa chất công trình - địa kỹ thuật là phần mềm Rockworks. Phần mềm Rockworks được phát triển từ năm 1983 bởi các nhà địa chất nhằm mục đích ứng dụng công nghệ thông tin trong lĩnh vực địa chất. Những sản phẩm này được nghiên cứu và thương mại hóa bởi công ty RockWare (Mỹ). Phần mềm RockWorks có thể sử dụng nhiều trong các lĩnh vực khác nhau như kỹ thuật, địa chất, đào tạo, môi trường, địa chất thủy văn, địa chất công trình - địa kỹ thuật, vật liệu xây dựng, khí và ga, tầng than....

Trong địa chất công trình, phần mềm RockWorks (RockWare, 2017) được sử dụng để tạo các biểu đồ thạch học (hình trụ, mặt cắt thạch học, sơ đồ khối thạch học) theo dạng 2D và 3D. Xây dựng mặt cắt địa tầng (hình trụ, mặt cắt, sơ đồ khối) theo các dạng sơ đồ 2D và 3D, tạo các mặt cắt thủy hóa tầng (hình trụ, mặt cắt, sơ đồ khối), tạo các mặt cắt địa vật lý (hình trụ, mặt cắt, sơ đồ khối). Ngoài ra, có thể tạo ra các bản đồ điểm, bề mặt, đồ thị, tạo biểu đồ và các bản đồ các chỉ tiêu tính chất cơ lý của đất đá. Như vậy, có thể thấy trên cơ sở các tài liệu khoan đào thăm dò, số liệu thí nghiệm địa kỹ thuật có thể nhập vào phần mềm để tạo thành cơ sở dữ liệu và xây dựng các hình trụ, mặt cắt, sơ đồ khối bản đồ. Đặc biệt theo sơ đồ khối 3D phản ánh đầy đủ và toàn diện các đặc trưng địa chất công trình của dự án nghiên cứu. Điều này giúp cho các nhà thiết kế, các kỹ sư,... có thể sử dụng dễ dàng các thông tin thu nhận được. Chính vì vậy, báo cáo đề cập đến việc giới thiệu phần mềm và ứng dụng cụ thể trong một dự án địa chất công trình.


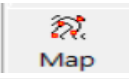

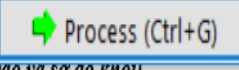
2. Phương pháp thể hiện các thông số địa chất công trình trong phần mềm Rockworks 17

Từ cơ sở dữ liệu ban đầu là các hình trụ hồ khoan có các đặc trưng bề dày, độ sâu phân bố và thành phần thạch học, cũng như các thông số về tính chất cơ lý của đất, file dữ liệu trong excel được thành lập. Trong file dữ liệu, các thông số về tên hồ khoan, tọa độ (X,Y), cao độ, chiều sâu hồ khoan, chiều sâu phân bố các lớp đất, thành phần thạch học được mô tả đầy đủ. File dữ liệu sẽ được import vào phần mềm. Trên cơ sở dữ liệu có thể tạo các cơ sở dữ liệu địa chất công trình khác nhau như tạo bản đồ vị trí các hồ khoan (RTE 2.1, 2016), tạo trụ hồ khoan dạng 2D (RTE 2.2, 2016) và dạng 3D (RTE 2.6, 2016), mặt cắt dạng 2D (RTE 2.3, 2.4, 2016), mặt cắt dạng 3D (RTE 3.0, 4.0, 2016), mặt cắt và bản đồ biến đổi các tính chất cơ lý của đất đá (RTE 5.0. 2016), bản đồ đẳng bề dày, bản đồ cao độ các lớp đất (RTE 3.0, 4.0, 2016).

* Tác giả liên hệ

Email: nguyenthinu@humg.edu.vn

2.1. Tạo các biểu đồ thạch học (hình trụ, mặt cắt, mặt cắt hàng rào và sơ đồ khối)

Từ file dữ liệu, tiến hành tạo bản đồ hố khoan (Hình 1). Từ màn hình chọn  Borehole Manager →  Map →  Borehole Locations ... → lựa chọn các thông số thể hiện và  Process (Ctrl+G) sẽ tạo được bản đồ hố khoan địa chất công trình như Hình 1.


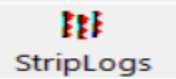
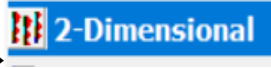
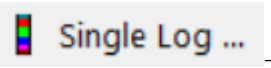
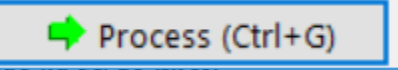
Trên cơ sở đó, tiến hành tạo mặt cắt thạch học, mặt cắt thạch học hàng rào hoặc sơ đồ khối thạch học.

2.2. Tạo mặt cắt địa tầng (hình trụ, mặt cắt, mặt cắt hàng rào và sơ đồ khối)

Từ file dữ liệu, tiến hành tạo hình trụ địa tầng dạng 2 D hoặc 3D trong 1 mặt cắt 2D chiếu các lỗ khoan lên, từ lỗ khoan đến lỗ khoan và tạo các bản đồ bề mặt địa tầng dạng 2D hoặc 3D, tạo mặt cắt địa tầng, tạo mặt cắt hàng rào địa tầng và sơ đồ khối địa tầng.

Để tạo mặt cắt địa tầng sử dụng các sơ đồ sau:

+ Tạo hình trụ dạng 2 D:

 Borehole Manager →  StripLogs →  2-Dimensional →  Single Log ... →  Process (Ctrl+G) lựa chọn các thông số thể hiện và

+ Tạo hình trụ dạng 3 D:

 Borehole Manager →  StripLogs →  3-Dimensional →  Single Log ... →  Process (Ctrl+G) lựa chọn các thông số thể hiện và


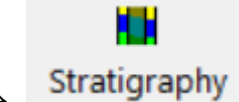
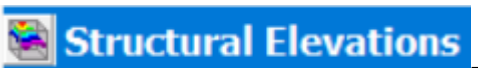
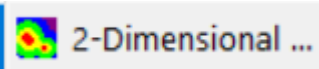
2.3. Tạo bản đồ điểm và bề mặt

Sau khi mở tập tin dữ liệu, sẽ tạo được bản đồ điểm EZ, bản đồ đẳng EZ, tạo được bản đồ đẳng dựa trên lưới 2D, hoặc tạo bề mặt dựa trên lưới 3D.

Tạo bản đồ đẳng bề dày:

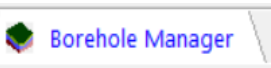
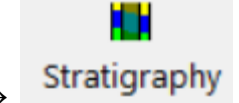
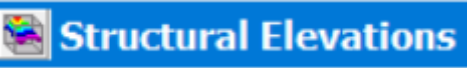
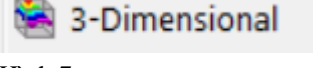
 Borehole Manager →  Stratigraphy →  Stratigraphic Thicknesses →  2-Dimensional (Isopach) ... và lựa chọn các thông số cần thể hiện rồi thực hiện. Kết quả thể hiện trên Hình 6.

Tạo bản đồ đẳng cao độ mặt lớp dạng 2D

 Borehole Manager →  Stratigraphy →  Structural Elevations →  2-Dimensional ... và lựa chọn các thông số cần thể hiện rồi thực hiện. Kết quả thể hiện trên

Hình 7.

Tạo bề mặt cao độ mặt lớp dạng 3 D

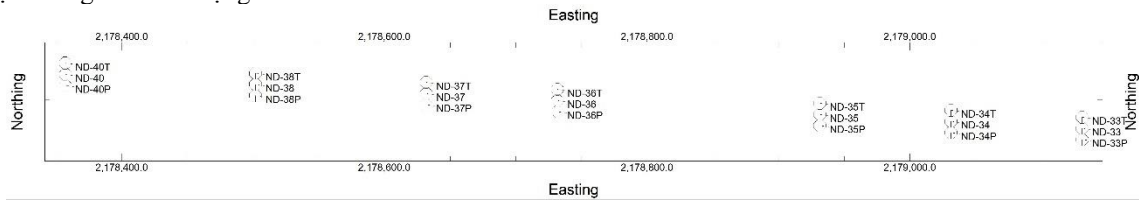
 Borehole Manager →  Stratigraphy →  Structural Elevations →  3-Dimensional và lựa chọn các thông số cần thể hiện rồi thực hiện. Kết quả có thể xem ở Hình 7.

2.4. Thiết lập các thông số khác.

Phần mềm Rockworks còn được sử dụng trong nhiều mục đích khác. Việc tính toán hạ thấp mực nước cho lỗ khoan đơn, cho nhiều lỗ khoan. Từ cơ sở đó sẽ tạo được biểu đồ lỗ khoan hút nước, đồ thị stiff và phân tích được các số liệu thành phần như tính toán thống kê cơ bản, tạo biểu đồ thống kê một biến đơn, bản đồ điểm với các biểu tượng có tỷ lệ thay đổi, đồ thị tam giác có ba biến hoặc thể hiện nhiều thành phần trong một bản đồ có biểu đồ tròn (PIE), tạo các bản đồ có yếu tố tuyến tính và các đồ thị hoa hồng, tính toán mật độ của các yếu tố tuyến tính và hiện thị chúng trong bản đồ màu 3D, tiến hành hướng các yếu tố tuyến tính trên đồ thị hoa hồng với thống kê hoặc tạo nhiều đồ thị khác.

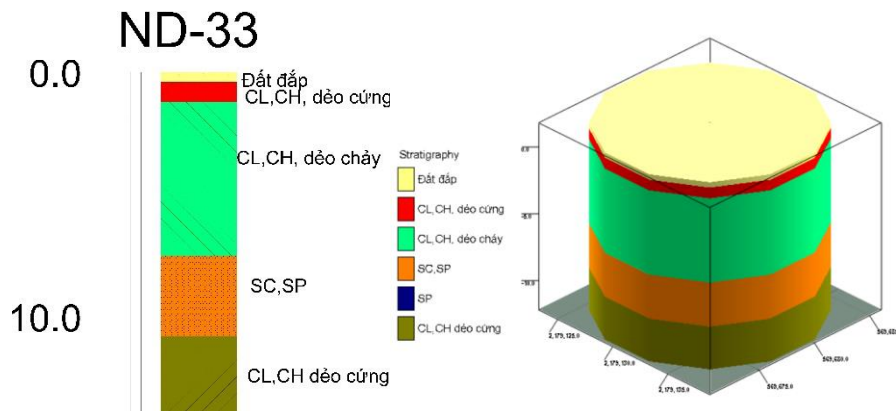
3. Thể hiện các thông số địa chất công trình cho đoạn đường Km 41+430 đến Km 342+340 thuộc quốc lộ Nghi Sơn - Thanh Hóa

Dữ liệu của đoạn tuyến là các hố khoan, với các số liệu đầu vào là cao độ, độ sâu phân bố, tọa độ của các hố khoan thăm dò, được lưu dưới dạng file excel, sau đó dữ liệu được import vào project. Trên cơ sở đó, thiết lập bản đồ hố khoan (Hình 1). Từ bản đồ hố khoan, thiết lập các dữ liệu địa chất công trình và thể hiện chúng dưới các dạng khác nhau.



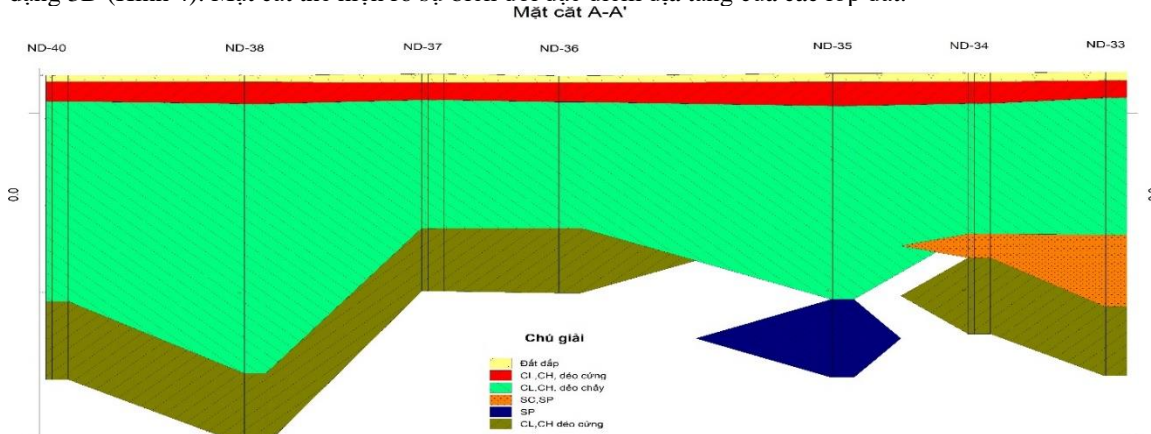
Hình 1. Bản đồ hố khoan trong RockWorks17

Đối với mỗi hố khoan, có thể thiết lập hình trụ dưới dạng 2D hoặc 3D (Hình 2). Trên hình trụ có thể biểu diễn bất kỳ thông số địa chất nào.

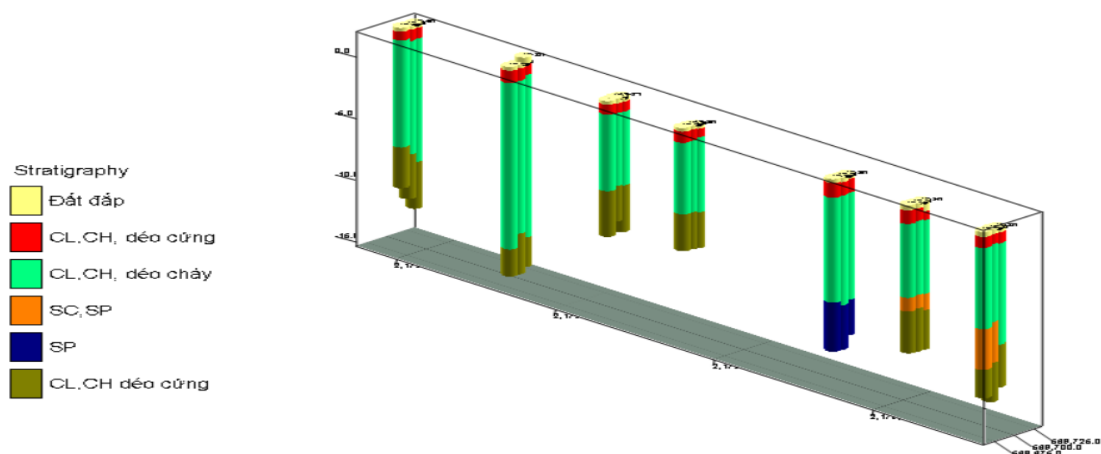


Hình 2. Hình trụ hố khoan dưới dạng 2D và 3D

Trên cơ sở địa tầng các hố khoan thăm dò, xây dựng mặt cắt địa chất công trình dạng 2D (Hình 3) hoặc dạng 3D (Hình 4). Mặt cắt thể hiện rõ sự biến đổi đặc điểm địa tầng của các lớp đất.

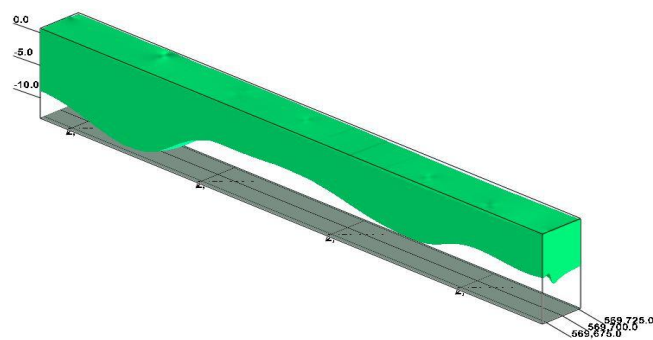


Hình 3. Mặt cắt địa chất công trình dạng 2D

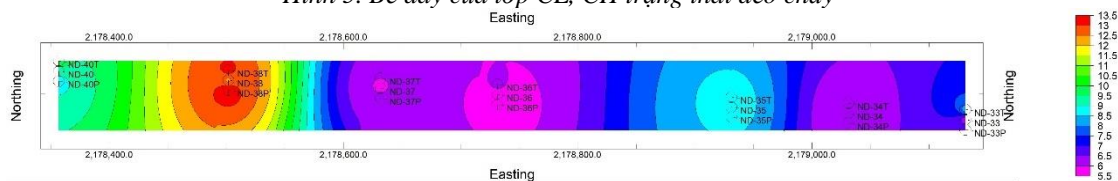


Hình 4. Mặt cắt địa chất công trình dạng 3D

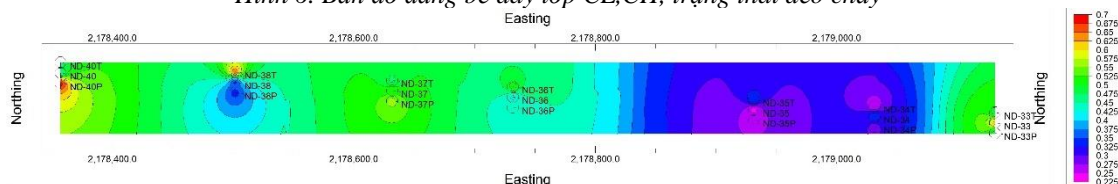
Tại tuyến lỗ khoan giữa tim đường, cho thấy bề dày lớp đất yếu biến đổi mạnh nhất (lớp sét CL, CH, trạng thái dẻo chảy). Đối với lớp đất yếu này, có thể thiết lập được sự biến đổi bề dày (Hình 5) hoặc bản đồ đẳng bề dày (Hình 6) hoặc sự phân bố cao độ của lớp này (Hình 7). Đối với các lớp đất khác có thể xây dựng dữ liệu tương tự về sự biến đổi bề dày, đẳng bề dày, cao độ phân bố của từng lớp theo cả chiều sâu và trên diện rộng.



Hình 5. Bề dày của lớp CL, CH trạng thái dẻo chảy

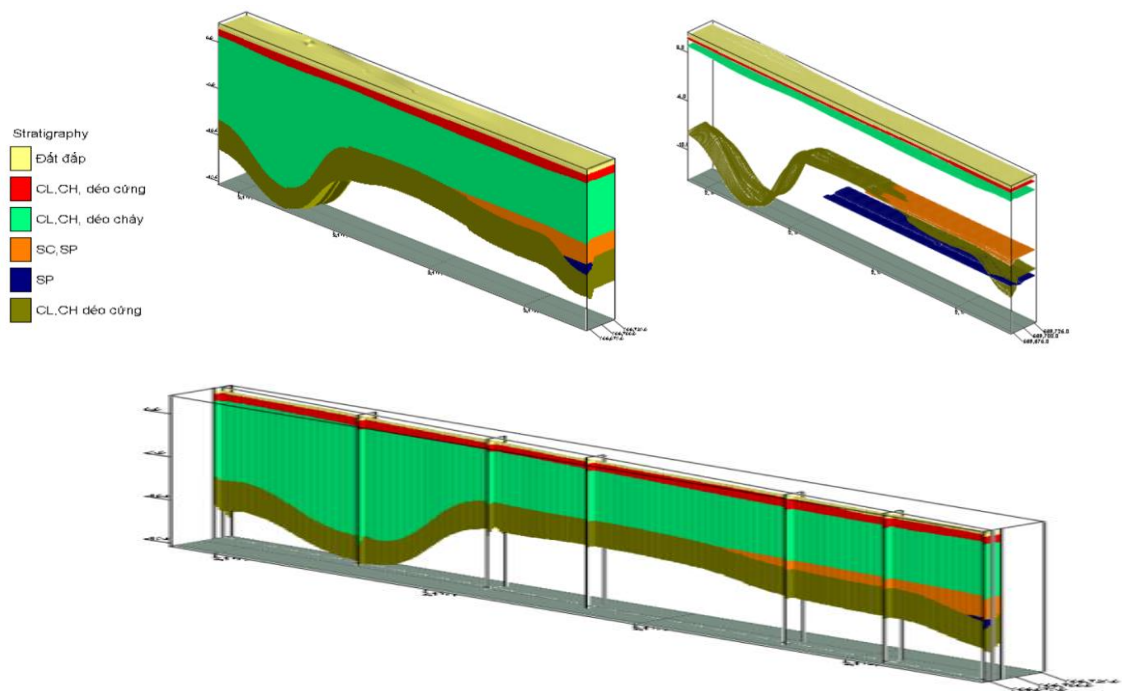


Hình 6. Bản đồ đẳng bề dày lớp CL, CH, trạng thái dẻo chảy



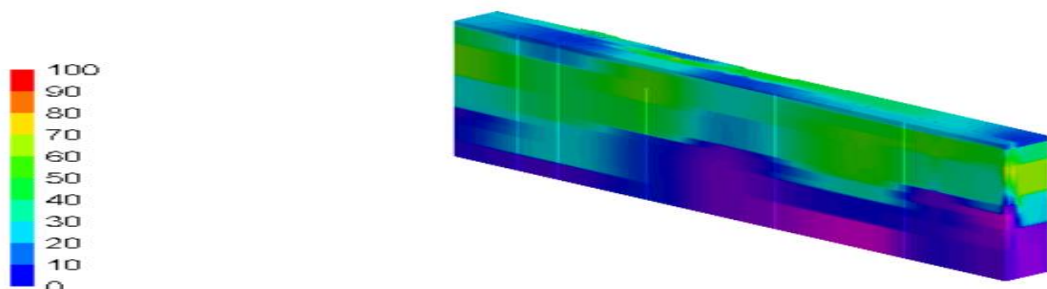
Hình 7. Bản đồ đẳng cao độ lớp CL, CH, trạng thái dẻo chảy

Hình 8 thể hiện sơ đồ khối địa tầng và sự biến đổi bề mặt của các lớp đất. Việc tạo sơ đồ khối phụ thuộc vào việc lựa chọn mô hình đầu vào để tạo mô hình. Kết quả cho thấy có sự phù hợp với địa tầng hố khoan ở Hình 4. Tuy nhiên, việc biểu diễn lớp số SP - cát trên hình vẽ chưa cho thấy sự phù hợp tuyệt đối.

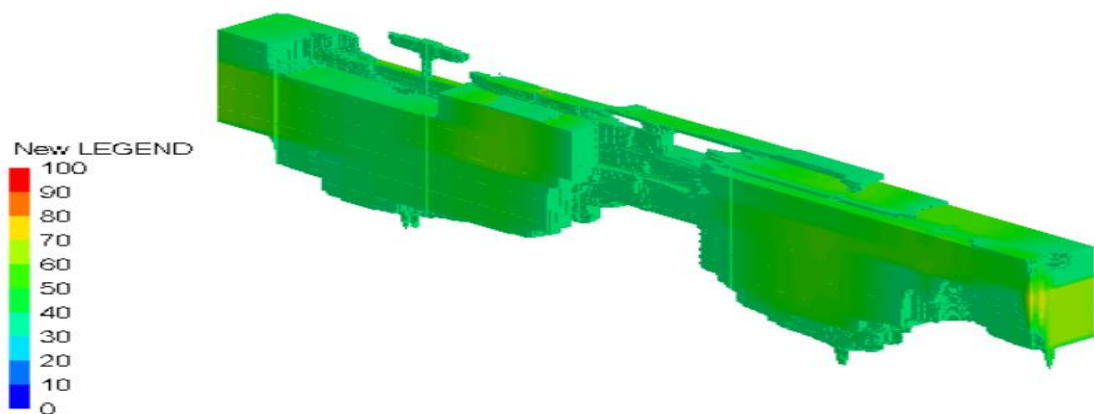


Hình 8. Sơ đồ khối địa tầng và địa tầng bề mặt đoạn tuyến nghiên cứu

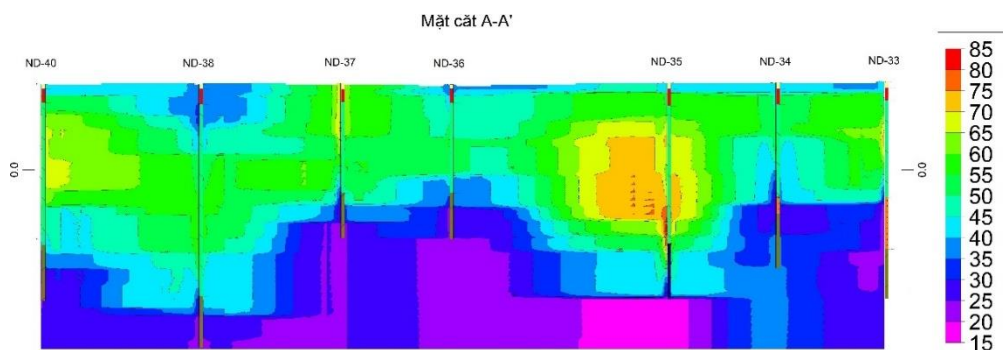
Hình 9 thể hiện sự biến đổi độ ẩm của đất. Kết quả cho thấy sự thay đổi độ ẩm của đất rõ ràng. Từ kết quả này có thể xác định sự biến đổi độ ẩm của đất trong khoảng từ 50 đến giá trị lớn nhất là 83% ở Hình 10.



Hình 9. Sự biến đổi độ ẩm của đất tại đoạn tuyến nghiên cứu



Hình 10. Sự biến đổi độ ẩm của đất trong khoảng từ 50 đến 83%.



Hình 11. Sự biến đổi độ ẩm của đất trong khoảng từ 50 đến 83%

4. Kết luận

Phần mềm Rockworks17 là phần mềm được ứng dụng nhiều trong các lĩnh vực trong đó có địa chất công trình - địa kỹ thuật. Khi sử dụng phần mềm cho thấy một số ưu điểm sau:

- Làm sáng tỏ các đặc điểm phân bố của các lớp đất đá theo mặt phẳng hoặc theo ba phương khác nhau. Từ đó, dễ dàng đánh giá được sự biến đổi bề dày và sự phân bố của các lớp đất đá khác nhau
- Xây dựng được các bản đồ điểm khảo sát, bản đồ đẳng bề dày, bản đồ cao độ của các lớp đất đá.
- Xây dựng được sơ đồ khối về thành phần thạch học của các lớp đất đá. Xây dựng sơ đồ khối theo các phương khác nhau và theo các mặt cắt khác nhau.
- Xác định được sự biến đổi các tính chất cơ lý của đất đá theo mô hình khối, theo mặt cắt và trong khoảng biến đổi.
- Thể hiện được nhiều thông tin đi kèm cùng với hồ khoan địa chất công trình cũng như các dữ liệu khác.
- Kết quả áp dụng cho đoạn đường Km 41+430 đến Km 342+340 thuộc quốc lộ Nghi Sơn - Thanh Hóa thể hiện rõ sự phân bố, bề dày của các lớp đất đá, sự thay đổi tính chất cơ lý của đất đá. Đây là cơ sở để sử dụng trong các công tác tiếp theo trong lĩnh vực địa chất công trình - địa kỹ thuật.

Tài liệu tham khảo

- RockWare. 2017. Phần mềm RockWorks17. <https://www.rockware.com/>
- RTE 2.1. 2016. Creating a Site Map of Your Project Area.
https://www.youtube.com/watch?v=p462qcz_h_o
- RTE 2.2. 2016. Creating a Single Striplog. <https://www.youtube.com/watch?v=kZBFk7ut6dY>
- RTE 2.3. 2016. Creating a Striplog Section. <https://www.youtube.com/watch?v=G8nmnlAO5Xw>
- RTE 2.4. 2016. Creating a Striplog Profile. <https://www.youtube.com/watch?v=sJLL6MrKHQ>
- RTE 2.6. 2016. Creating 3D Lithology logs. https://www.youtube.com/watch?v=M-0_n5tUscE
- RTE 1.4. 2016. (RTE 1.4) Lithology Types Table (LithoTypes).
<https://www.youtube.com/watch?v=8RkLGSGNaao>
- RTE 2.0. 2016. Viewing Your Raw Data - Introduction.
<https://www.youtube.com/watch?v=VlzZntu-IHc>
- RTE 3.0. 2016. Creating Stratigraphic Models & Diagrams in the Borehole Manager.
<https://www.youtube.com/watch?v=2F614xo399U>
- RTE 4.0. 2016. Creating Lithology Models & Diagrams in the Borehole Manager.
https://www.youtube.com/watch?v=_JzGsZNnsWY
- RTE 5.0. 2016. Creating I-Data & P-Data Models & Diagrams.
<https://www.youtube.com/watch?v=0RrtLzWdJaE>

ABSTRACT

Application RockWorks17 in engineering geological work

Nguyen Thi Nu¹, Bui Truong Son¹, Ta Thi Toan¹, Do Mai Anh²

¹ Hanoi University of Mining and Geology

² Than Hong Quang Construction company

Rockworks 17 software has many advantages such as building databases, drawing geological engineering sections, 2D or 3D engineering geological maps. This paper introduces the method of database building as

well as modeling, showing engineering geological data for the road section from Km 341 + 430 to Km 342 + 340 on Nghi Son - Thanh Hoa highway. The results are shown the borehole log in 2D and 3D dimensional, mapping of layer's thickness and evaluation, the modelling of stratigraphy. This is a basic for using this software in engineering geology.

Keywords: RockWorks17; engineering geology; 3D - Dimentional.

Các hệ số đánh giá khả năng hóa lỏng của cát xác định từ kết quả thí nghiệm SPT. Áp dụng cho đất loại cát tại khu vực Quảng Trị

Nguyễn Thị Nụ^{1,*}, Bùi Trường Sơn¹

¹ Trường Đại học Mở - Địa chất

TÓM TẮT

Thí nghiệm *SPT* hiện đang được sử dụng rộng rãi trong lĩnh vực khảo sát địa chất công trình. Dựa trên kết quả thí nghiệm *SPT* có thể xác định các hệ số để đánh giá khả năng hóa lỏng của đất như hệ số an toàn chống lại hóa lỏng (the factor of safety against liquefaction - FS_{Liq}), chỉ số tiềm năng hóa lỏng (Liquefaction Potential Index - LPI) và chỉ số đánh giá mức độ nghiêm trọng của hóa lỏng (Liquefaction Severity Number - LSN). Khi áp dụng cho đất cát trạng thái xốp đến chặt vừa tại khu vực Quảng Trị cho thấy, khả năng hóa lỏng của đất phụ thuộc vào giá trị *SPT* và chiều sâu phân bố. Tại các độ sâu nhỏ hơn 2m, mức độ hóa lỏng của cát thấp. Theo độ sâu, khi giá trị *SPT* càng lớn thì mức độ hóa lỏng giảm. Đối với vùng nghiên cứu, nếu $FS_{Liq} < 1$, $LPI < 1$ và $LSN < 10$, đất có khả năng bị hóa lỏng. Kết quả nghiên cứu là cơ sở thực tiễn để đánh giá khả năng hóa lỏng của đất loại cát tại các địa điểm khác nhau khi xây dựng công trình.

Từ khóa: LPI , fs_{Liq} ; lsn , hóa lỏng.

1. Đặt vấn đề

Hiện tượng hóa lỏng thường xảy ra trong đất cát mịn bão hòa nước hoặc bão hòa một phần khi có sự tác dụng của tải trọng động (động đất, các loại tải trọng động khác), ứng suất hữu hiệu của đất giảm về không và đất không còn khả năng chịu tải, dẫn đến công trình phía trên bị phá hủy và gây nhiều thiệt hại đến hoạt động kinh tế công trình của con người. Do đó, việc nghiên cứu hóa lỏng là hết sức cần thiết.

Trên thế giới, để đánh giá khả năng hóa lỏng của đất, có thể sử dụng các kết quả từ thí nghiệm ngoài trời như thí nghiệm *SPT*, thí nghiệm xuyên tĩnh và nhiều thí nghiệm khác. Seed và Alba (1985) đã thiết lập mối quan hệ sức kháng hóa lỏng được xác định bằng kết quả thí nghiệm xuyên tĩnh và thí nghiệm *SPT*, cũng như chỉ ra các nhân tố đánh giá khả năng hóa lỏng của đất. You và nnk (2001) đã sử dụng bốn loại thí nghiệm khác nhau để đánh giá khả năng hóa lỏng của đất gồm thí nghiệm xuyên tĩnh (*CPT*), thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn (*SPT*), thí nghiệm tốc độ sóng (*Vs*) và thí nghiệm xuyên Backer. Các tác giả đã đưa ra ưu và nhược điểm của mỗi phương pháp khi đánh giá khả năng hóa lỏng của đất. Thí nghiệm xuyên tĩnh với kết quả xuyên liên tục và có chất lượng tốt. Thí nghiệm *SPT* với ưu điểm là thực hiện nhiều, số liệu phong phú. Mặt khác, tại mỗi độ sâu thí nghiệm có thể lấy được mẫu đất để xác định thành phần hạt của đất (hàm lượng hạt mịn) và một số chỉ tiêu khác của đất.

Tại Việt Nam, đã có một số tác giả nghiên cứu về khả năng hóa lỏng của đất dựa trên thí nghiệm ba trục động (Bùi Văn Bình và nnk, 2014; Bùi Văn Bình và Lê Trọng Thắng, 2014, Bùi Văn Bình và nnk, 2016, Nguyen Van Phong và Le Trong Thang, 2016). Các tác giả đề cập đến tiềm năng hóa lỏng của cát thông qua thí nghiệm ba trục động cũng như đánh giá một số yếu tố ảnh hưởng đến khả năng hóa lỏng của cát ở Hà Nội. Đây là tiền đề để nghiên cứu các đặc trưng hóa lỏng của đất cát tại Việt Nam.

Để đánh giá khả năng hóa lỏng của đất có thể sử dụng nhiều chỉ tiêu khác nhau như hệ số an toàn chống lại hóa lỏng (FS_{Liq}) (Boulanger và Idriss, 2014), chỉ số tiềm năng hóa lỏng (LPI) (Iwasaki và nnk, 1982; Sonmez, 2003) và chỉ số đánh giá mức độ nghiêm trọng của hóa lỏng (LSN) (Tonkin và Taylor, 2013). Tại Việt Nam, các tác giả mới đề cập đến chỉ tiêu hệ số an toàn chống lại hóa lỏng (FS_{Liq}) của cát được xác định từ kết quả thí nghiệm *SPT* (Bùi Văn Bình và Lê Trọng Thắng, 2014). Thí nghiệm *SPT* hầu như được sử dụng trong hầu hết các dự án khảo sát địa chất công trình. Đây là nguồn tài liệu quý giá để đánh giá khả năng hóa lỏng của đất. Chính vì vậy, báo cáo này giới thiệu ba chỉ tiêu đánh giá khả năng hóa lỏng của cát và áp dụng các phương pháp này trong đánh giá khả năng hóa lỏng do động đất của cát tại Quảng Trị. Kết quả góp phần ứng dụng phương pháp đánh giá hóa lỏng trong thực tiễn tại Việt Nam theo thí nghiệm *SPT*.

* Tác giả liên hệ

Email: nguyenthinu@hmg.edu.vn

2. Các chỉ tiêu đánh giá khả năng hóa lỏng của cát dựa theo kết quả thí nghiệm SPT

2.1. Hệ số an toàn chống lại khả năng hóa lỏng (FS_{Liq})

Hệ số an toàn chống lại hóa lỏng (Boulanger và Idriss, 2014) tính theo công thức sau:

$$FS_{Liq} = \frac{CRR}{CSR} \quad (1)$$

trong đó CSR - Tỷ sức kháng động đất được tính theo Boulanger & Idriss (Boulanger và Idriss, 2014).

Nếu hệ số an toàn nhỏ hơn 1, đất bị hóa lỏng. Nếu hệ số an toàn lớn hơn 1, đất hầu như không bị hóa lỏng.

Tỷ sức kháng động đất (CSR) được tính theo công thức sau (Seed and Idriss, 1971):

$$CSR_{M,\sigma'} = 0,65 \frac{\sigma_v}{\sigma_v'} \frac{a_{max}}{g} r_d \quad (2)$$

trong đó a_{max} là gia tốc nền; g gia tốc trọng lực; σ_v' và σ_v ứng suất hiệu quả và ứng suất tổng tại độ sâu z ; r_d là hệ số giảm ứng suất cắt theo chiều sâu;

r_d tính theo công thức sau (Idriss and Boulanger, 2010):

$$r_d = \exp \left(-1.012 - 1.126 \sin \left(\frac{z}{11.73} + 5.133 \right) + \left(0.106 + 0.118 \sin \left(\frac{z}{11.28} + 5.142 \right) \right) M \right) \quad (3)$$

trong đó z là độ sâu tính từ mặt đất (m); M là biên độ trận động đất.

Tỷ ứng suất động (CRR) xác định theo công thức sau đây (Boulanger and Idriss, 2014)

$$CRR_{M,\sigma_v'} = CRR_{M=7.5, \sigma_v'=1atm} \cdot MSF \cdot K_\sigma$$

$$CRR_{M=7.5, \sigma_v'=1atm} = \exp \left\{ \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{14.1} \right) + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{126} \right)^2 - \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{23.6} \right)^3 + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{25.4} \right)^4 - 2.80 \right\} \quad (4)$$

Từ giá trị SPT, xác định được sức kháng xuyên tiêu chuẩn chuẩn hóa $(N_1)_{60cs}$ được tính theo công thức của Boulanger and Idriss (2014) như sau:

$$(N_1)_{60cs} = (N_1)_{60} + \Delta(N_1)_{60} \quad (5)$$

$$\Delta(N)_{60} = \exp \left\{ 1.63 + \frac{9.7}{FC+2} - \left(\frac{15.7}{FC+2} \right)^2 \right\} \quad (6)$$

$(N_1)_{60}$ Sức kháng xuyên hiện chỉnh khi áp lực địa tầng tương ứng 1 atm (xấp xỉ 101.3kPa) và tỉ số năng lượng búa ở 60% năng lượng hữu ích; FC hàm lượng hạt mịn (%).

$$N_{60} = C_N C_E C_B C_R C_S N_M \quad (7)$$

$$(N_1)_{60} = C_N \cdot N_{60} \quad (8)$$

trong đó $C_N C_E C_B C_R C_S$ lần lượt là hệ số ảnh hưởng áp lực địa tầng, tỷ số năng lượng, hiệu chỉnh đường kính lỗ khoan, hiệu chỉnh ống mẫu, hiệu chỉnh chiều dài cần và N_M là giá trị đo hiện tương của giá trị N .

N_{60} là giá trị SPT được hiệu chỉnh năng lượng được xác định như sau:

$$N_{60} = \frac{E_m C_B C_S C_R N}{0.6} \quad (9)$$

Trong đó E_m là năng lượng búa; N là giá trị SPT thí nghiệm được.

Hệ số hiệu chỉnh áp lực địa tầng, C_N xác định theo công thức sau:

$$C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma_v'} \right)^m \leq 1.7 \quad (10)$$

$$m = 0.784 - 0.0768 \sqrt{(N_1)_{60cs}} \quad (11)$$

với $(N_1)_{60cs}$ nhỏ hơn 46.

2.2. Chỉ số tiềm năng hóa lỏng (LPI)

Chỉ số tiềm năng hóa lỏng (Iwasaki và nnk, 1982; Sonmez, 2003) được xác định theo công thức sau:

$$LPI = \int_0^{20} F_1 W(z) dz \quad (12)$$

trong đó: $W(z) = 10 - 0.5z$, $F_1 = 1 - FS_{Liq}$ khi $FS_{Liq} < 1.0$, $F_1 = 0$ khi $FS_{Liq} > 1.0$ và z độ sâu tính từ mặt đất trở xuống (m). Từ giá trị LPI , tiềm năng hóa lỏng của đất được thể hiện ở Bảng 1.

Bảng 1. Phân loại tiềm năng hóa lỏng theo LPI (Iwasaki và nnk, 1982)

LPI	Tiềm năng hóa lỏng
0	Không hóa lỏng
$0 < LPI \leq 2$	Thấp
$2 < LPI \leq 5$	Trung bình
$5 < LPI \leq 15$	Cao
$LPI > 15$	Rất cao

2.3. Chỉ số đánh giá mức độ nghiêm trọng của hóa lỏng (LSN)

Chỉ số đánh giá mức độ nghiêm trọng của hóa lỏng - LSN (Tonkin and Taylor, 2013) tính theo công thức sau:

$$LSN = 1000 \int \frac{\varepsilon_v}{z} dz \quad (13)$$

trong đó: ε_v là biến dạng thể tích sau hóa lỏng (%), được tính theo công thức theo Zhang và nnk (Tonkin and Taylor, 2013), z độ sâu tính từ mặt đất trở xuống (m). Từ giá trị LPI , tiềm năng hóa lỏng của đất được thể hiện ở Bảng 2.

$$\varepsilon_v = 1.5 \exp(-0.369\sqrt{(N_1)_{60cs}}) \min(0.08, \gamma_{max}) \quad (14)$$

$$\gamma_{max} = 0, \text{ nếu } FS_{Liq} \geq 2 \quad (15)$$

$$\gamma_{max} = \min(\gamma_{lim}, 0.035(2 - FS) \left(\frac{1 - F_a}{FS_{Liq} - F_a} \right)) \text{ nếu } 2 > FS_{Liq} \geq FS_a \quad (16)$$

$$\gamma_{max} = \gamma_{lim}, \text{ nếu } FS_{Liq} < FS_a \quad (17)$$

$$F_a = 0.032 + 0.69\sqrt{(N_1)_{60cs}} - 0.13(N_1)_{60cs} \text{ với } (N_1)_{60cs} \geq 7 \quad (18)$$

$$\gamma_{lim} = 1.859 \left(1.1 - \sqrt{\frac{(N_1)_{60cs}}{46}} \right)^3 \quad (19)$$

Bảng 2. Phân loại tiềm năng hóa lỏng theo LSN (Tonkin and Taylor, 2013)

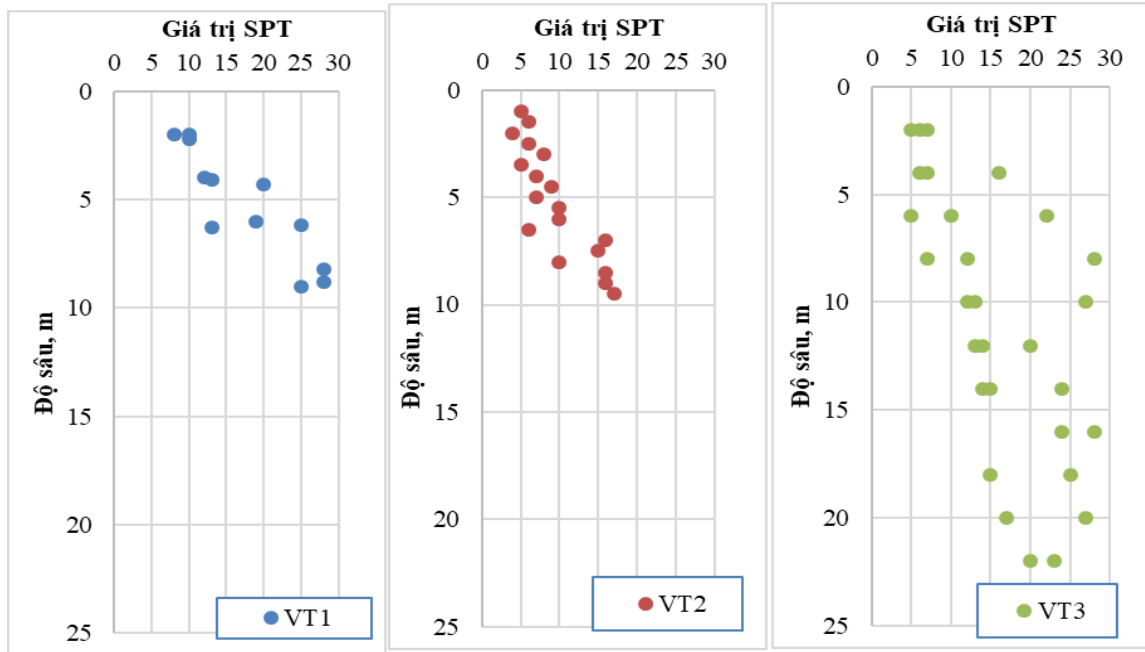
LSN	Tiềm năng hóa lỏng
0-10	Không bị hóa lỏng hoặc ít bị hóa lỏng, ảnh hưởng ít
10-20	Hóa lỏng thể hiện nhỏ, chỉ một số loại cát bị ảnh hưởng ít
20-30	Hóa lỏng thể hiện trung bình, nhiều loại cát bị hóa lỏng và một vài cấu trúc bị phá hủy
30-40	Hóa lỏng thể hiện trung bình đến nghiêm trọng, cát bị độ lún có thể bị ảnh hưởng đến cấu trúc bị phá hủy
40-50	Hóa lỏng mạnh, phá hủy cấu trúc trên mặt, phá hủy toàn bộ cấu trúc và cấu trúc bị lún lệch.
>50	Thiệt hại nghiêm trọng, các bằng chứng về hiện tượng hóa lỏng thể hiện trên mặt, toàn bộ cấu trúc và độ lún ảnh hưởng đến cấu trúc, phá hủy đến cấu trúc của đất.

3. Xác định tiềm năng hóa lỏng cho đất loại cát tại một số vị trí ở Quảng Trị

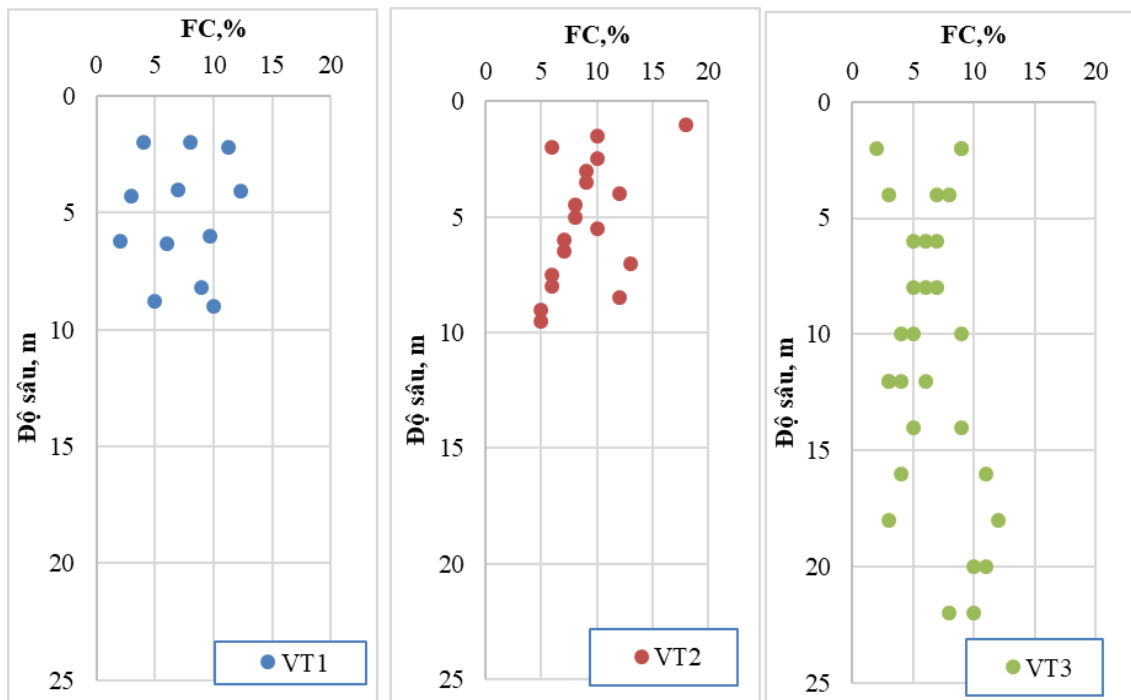
Nhằm sử dụng các chỉ tiêu đánh giá khả năng hóa lỏng của đất loại cát tại Quảng Trị, tiến hành lựa chọn tại ba vị trí khác nhau. Tại các vị trí này, lớp cát có trạng thái xốp đến chặt vừa nằm ngay trên mặt, bề dày thay đổi từ vài mét đến hơn hai mươi mét. Tại mỗi vị trí, tiến hành thí nghiệm SPT tại ba hố khoan khác nhau và theo độ sâu. Kết quả xác định giá trị SPT được thể hiện ở Bảng 1 và Hình 1, hàm lượng hạt mịn - FC (<0.075mm) được trình bày ở Hình 2. Từ kết quả thí nghiệm cho thấy, giá trị SPT thay đổi từ 5-28, đất loại cát thuộc loại SP - cát cấp phối kém, SP-SM - cát cấp phối kém lẫn bụi, SC-SM- sét lẫn cát bụi, trạng thái xốp đến chặt vừa.

Bảng 3. Vị trí nghiên cứu khả năng hóa lỏng của đất

TT	Vị trí	Lớp đất cát		
		Bề dày,m	Trị số SPT	Loại đất
1	Thị Trấn Ái Tử, huyện Triệu Phong	10-12	8-28	SP, SP-SM
2	Quán Ngang, Do Linh	8-9	5-17	SP-SM, SC-SM
3	Cầu Cửa Việt	15.8-22.5	5-28	SP, SP-SM



Hình 1. Giá trị SPT tại các vị trí nghiên cứu

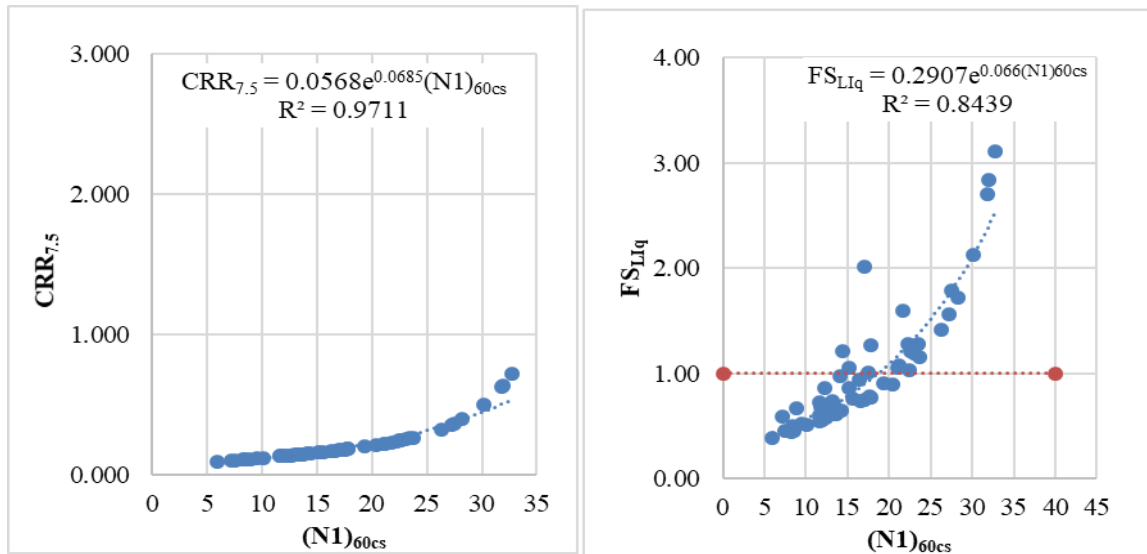


Hình 2. Hàm lượng hạt mịn ($FC < 0.075\text{mm}$) tại các vị trí nghiên cứu

Đối với khu vực Quảng Trị, gia tốc nền lớn nhất là $0.062g$ theo *TCVN 9386:2012*. Tuy nhiên trên thực tế, tại Việt Nam đã xảy ra trận động đất tại Điện Biên với biên độ động đất $M=6.7$ (Phuong, 1991). Do đó, để đánh giá khả năng hóa lỏng khi xảy ra động đất, trong nghiên cứu này lấy biên độ động đất $M=7$.

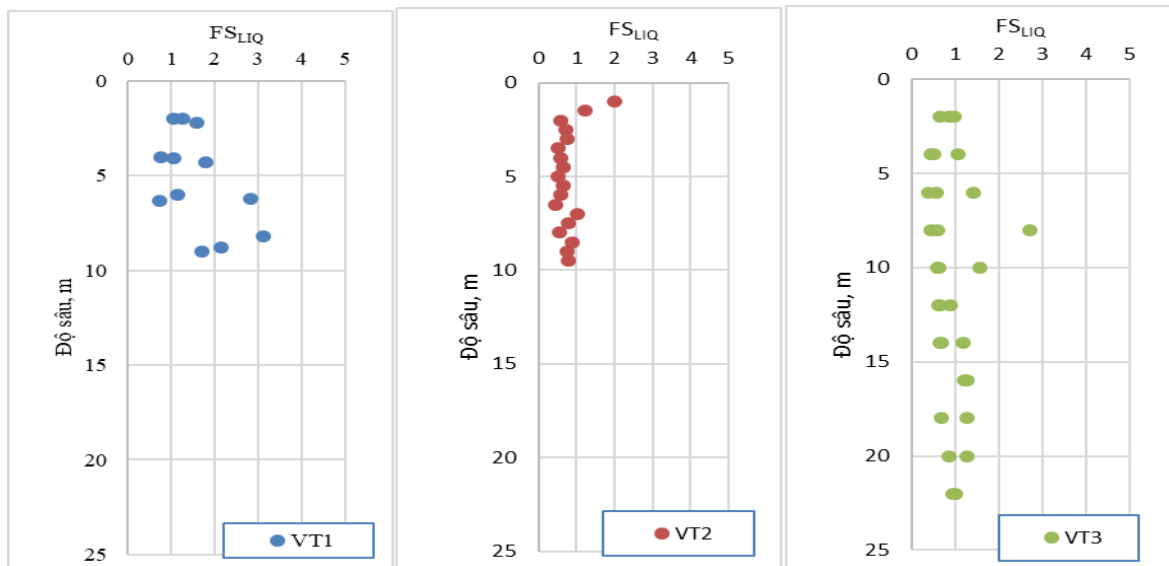
Trên cơ sở kết quả giá trị SPT, tiến hành xác định $CRR_{7.5}$ và $(N_1)_{60cs}$. Từ đó, xác định các giá trị FS_{LIQ} , LPI và LSN .

Sự biến đổi $CRR_{7.5}$ và FS_{LIQ} với $(N_1)_{60cs}$ được trình bày ở Hình 3. Từ Hình 3 cho thấy khi giá trị $(N_1)_{60cs}$ tăng thì $CRR_{7.5}$ và FS_{LIQ} tăng và sự tăng này có mối quan hệ hàm số với hệ số tương quan rất cao. Điều này cho thấy khi giá trị $(N_1)_{60cs}$ tăng thì khả năng hóa lỏng giảm, thể hiện ở hệ số an toàn $FS_{LIQ} > 1$.



Hình 3. Sự biến đổi $CRR_{7.5}$ và FS_{LIQ} với $(N_1)_{60cs}$

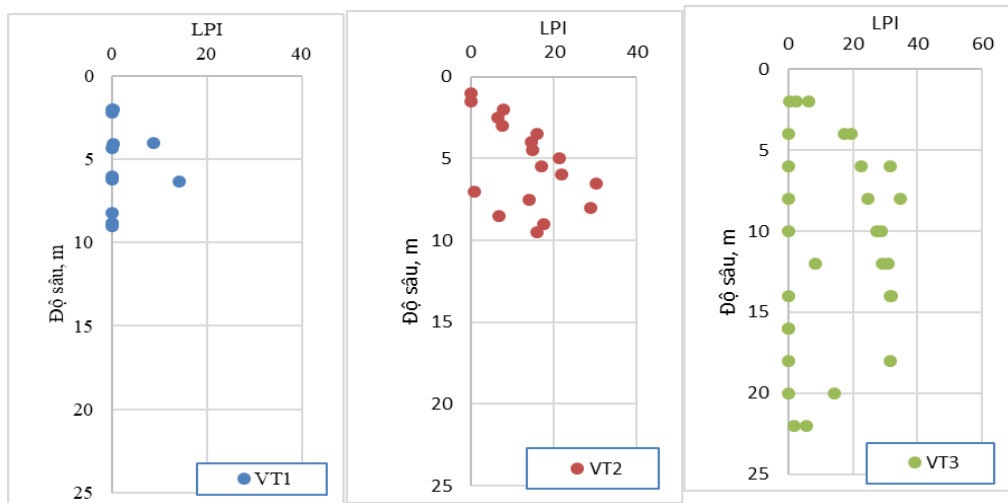
Kết quả ở Hình 4 cho thấy, hệ số an toàn thay đổi theo độ sâu và theo các vị trí khác nhau. Tại vị trí 1 (VT1), chỉ có 2 giá trị $FS_{LIQ} < 1$ thể hiện đất có khả năng hóa lỏng, ở các độ sâu 4m và 6.3m với giá trị SPT lần lượt là 12 và 13, còn lại ở các độ sâu khác $FS_{LIQ} > 1$ - đất không có khả năng hóa lỏng. Điều này là do giá trị SPT thay đổi từ 8-28. Mặc dù có giá trị SPT bằng 8, tuy nhiên độ sâu thí nghiệm là 2m nên vẫn có khả năng hóa lỏng. Như vậy, có thể khẳng định khả năng hóa lỏng của đất vừa phụ thuộc vào giá trị SPT và còn phụ thuộc vào độ sâu thí nghiệm. Đối với vị trí 2 (VT2), đất hầu như đều bị hóa lỏng $FS_{LIQ} < 1$, chỉ có 3 điểm giá trị $FS_{LIQ} > 1$ tại các độ sâu 1m với giá trị SPT bằng 5, 1.5m với giá trị SPT =6, 7m với giá trị SPT =16. Đối với vị trí 3 (VT3), đất vừa có khả năng hóa lỏng và vừa không có khả năng hóa lỏng, phụ thuộc vào chiều sâu và giá trị SPT. Tại các độ sâu từ 4-10m, khi giá trị SPT >10, đất không có khả năng hóa lỏng ($FS_{LIQ} > 1$). Tại các độ sâu 14-22m, giá trị SPT thay đổi từ 23-27, đất không có khả năng hóa lỏng.



Hình 4. Hệ số FS_{LIQ} ở các vị trí khác nhau và tại các độ sâu khác nhau

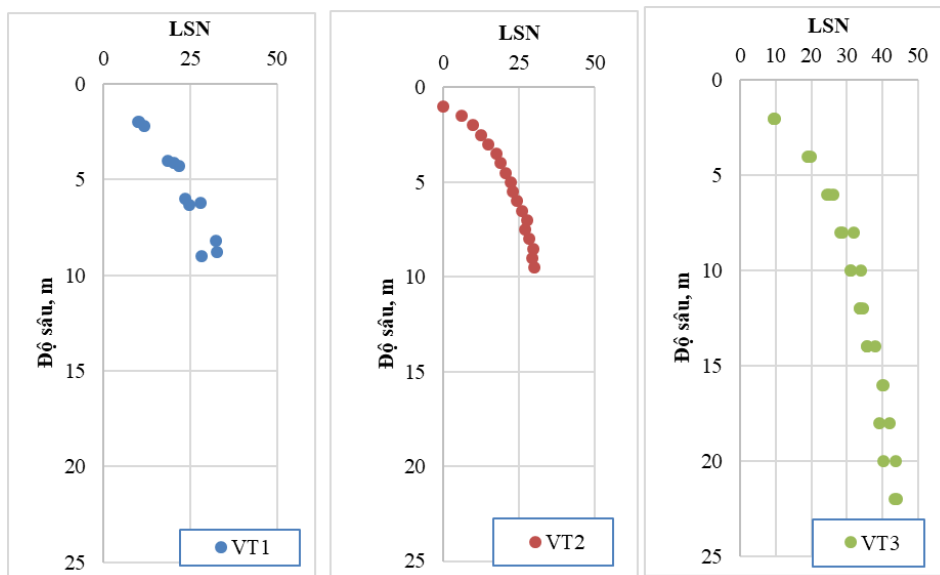
Hình 5 thể hiện sự thay đổi giá trị LPI theo chiều sâu ở các vị trí khác nhau. Tại vị trí 1 (VT1), giá trị LPI chủ yếu thay đổi từ 0 đến 0.26 thể hiện đất không hóa lỏng (Bảng 1). Chỉ có 2 giá trị với $FS_{LIQ} < 1$ và LPI bằng 8.77 và 14.25, đất có khả năng hóa lỏng cao (Bảng 2). Tại vị trí 2 (VT2) có 3 giá trị LPI bằng 0 - 0.71, đất không có khả năng hóa lỏng ($FS_{LIQ} > 1$), mặc dù có 1 giá trị bằng 0.71 thuộc đất có khả năng hóa lỏng thấp (Bảng 2), tuy nhiên kết hợp theo hai phương pháp đánh giá thì đất không có khả năng hóa lỏng. Tại các độ sâu khác thì hệ số hóa lỏng thay đổi từ 6.82 đến 30.26, đất thể hiện khả năng hóa lỏng từ cao

đến rất cao theo phân loại ở Bảng 2. Tại vị trí 3 (VT3), LPI tại các độ sâu có $FS_{LIQ} > 1$ thay đổi từ 0 đến 1.72, chỉ có 2 giá trị > 0 là 0.05 và 1.72 khi hệ số an toàn lớn hơn 1. Điều này thể hiện đất không có khả năng hóa lỏng và hoặc hóa lỏng thấp. Tại các độ sâu khác LPI thay đổi từ 0.6 đến 32.01, đất thể hiện từ hóa lỏng thấp, trung bình đến cao và rất cao. Tuy nhiên, hầu hết đất đều có khả năng hóa lỏng cao đến rất cao.



Hình 5. Chỉ số LPI ở các vị trí khác nhau và tại các độ sâu khác nhau

Hình 6 thể hiện sự thay đổi giá trị LSN tại các vị trí khác nhau và theo độ sâu. Kết quả cho thấy, khi độ sâu đến 22.5m, giá trị LSN tăng lên. Tại vị trí 1 (VT1), mặc dù hầu hết tại các độ sâu khác nhau FS_{LIQ} đều lớn hơn 1, tuy nhiên LSN lại thay đổi từ 10.17 đến 32.51 thể hiện đất có khả năng hóa lỏng ít đến hóa lỏng trung bình. Điều này, rất cần chú ý nếu chỉ sử dụng FS_{LIQ} khi đánh giá khả năng hóa lỏng. Đối với vị trí 2 (VT2), tại ba giá trị $FS_{LIQ} > 1$, LSN lần lượt bằng 0, 5.97 và 27.62, thể hiện đất không bị hóa lỏng và 01 điểm hóa lỏng trung bình. Còn tại các độ sâu khác, khi $FS_{LIQ} < 1$, LSN thay đổi từ 9.64 đến 29.69 thể hiện đất hóa lỏng ít đến trung bình theo phân loại ở Bảng 3. Tại vị trí 3 (VT3), tại các giá trị hệ số an toàn $FS_{LIQ} > 1$ và thay đổi từ 1.01 đến 2.71, giá trị LSN đều ở giá trị cao từ 19.85 đến 44.07 thể hiện đất vẫn có khả năng bị hóa lỏng. Còn khi hệ số an toàn $FS_{LIQ} < 1$, đất thuộc khả năng hóa lỏng từ thấp đến cao.



Hình 6. Chỉ số LSN ở các vị trí khác nhau và tại các độ sâu khác nhau

4. Kết luận

Từ kết quả nghiên cứu, rút ra một số nhận xét sau:

Khi đánh giá khả năng hóa lỏng thì cần sử dụng ba giá trị FS_{LIQ} , LPI và LSN để đánh giá khả năng hóa lỏng của đất. Mặc dù hệ số an toàn là $FS_{LIQ} > 1$, đất vẫn có khả năng hóa lỏng thấp theo giá trị LPI. Theo giá

trị LSN thì đất cũng vẫn có khả năng hóa lỏng với mức độ thấp.

Kết quả đánh giá mức độ hóa lỏng của đất tại 03 địa điểm khác nhau tại khu vực Quảng Trị cho thấy, đất vừa có khả năng hóa lỏng và không có khả năng hóa lỏng.

Kết quả chỉ ra khi $FS_{Liq} < 1$, $LPI < 1$ và $LSN < 10$ đất có khả năng bị hóa lỏng. Mức độ hóa lỏng còn phụ thuộc vào giá trị SPT và thay đổi theo chiều sâu. Khi độ sâu $< 2m$, mặc dù giá trị SPT thấp nhưng vẫn không có khả năng hóa lỏng. Còn ở các độ sâu lớn hơn, nếu giá trị SPT lớn thì đất không có khả năng hóa lỏng.

Đây là cơ sở đánh giá khả năng hóa lỏng của đất trong trường hợp trận động đất cấp 7 theo thang Richter xảy ra tại khu vực nghiên cứu.

Tài liệu tham khảo

Bùi Văn Bình, Phùng Hữu Hải, Nguyễn Thành Dương và nnk. 2014. Nghiên cứu ảnh hưởng của tần số và áp lực hông đến khả năng hóa lỏng của cát hệ tầng Thái Bình dưới ($aQ_2^3tb_1$) bằng thí nghiệm 3 động, Tuyển tập Hội nghị Khoa học lần thứ 21, Đại học Mỏ - Địa chất.

Bùi Văn Bình, Lê Trọng Thắng. 2014. Nghiên cứu khả năng hóa lỏng của cát hệ tầng Thái Bình ($aQ_2^3tb_1$) ở Hà Nội dưới tác dụng của tải trọng động, Tuyển tập Hội nghị Khoa học lần thứ 21, Đại học Mỏ-Địa chất.

Bình Bui Van, Dung Nguyen Ngoc, Duong Nguyen Thanh, Hai Phung Huu. 2016. Effect on frequency and effective consolidation stress on liquefaction potential of alluvial sand of Thai Binh formation ($aQ_2^3tb_1$) in cyclic triaxial, Tạp chí Khoa học kỹ thuật Mỏ - Địa chất, 56:31-37.

Boulanger and Idriss. 2014. CPT and SPT Based Liquefaction Triggering Procedures, Report No. UCD/CGM-14/01, Center for Geotechnical Modeling, Dept. of Civil and Env. Eng., University of California, Davis.

Goharzay, M., Noorard, A., Ardakini, A.M, Jalal, M. 2017. A worldwide SPT-based soil liquefaction triggering analysis utilizing gene expression programming and Bayesian probabilistic method. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 9 (2017): 683-693.

Iwasaki T, Tokida K, Tatsuoka, F, Watanabe, S, Yasuda S, and Sato, H. B.1982. A practical method for assessing soil liquefaction potential based on case studies at various sites in Japan. Proc. 3rd Int. Conf. on Microzonation, Seattle, USA.

Nguyen Van Phong, Le Trong Thang, 2016. Research on liquefaction resistance of fine sand distributing in Hanoi by density. Proceedings of the ESASGD 2016, International Conference on Geology and Geo-resources (GAG), p 174-178.

Phuong, H.P. 1991. Probabilistic assessment of earthquake hazard in Vietnam based on seismotectonic regionalization. Tectonophysics, 198 (1991): 81-93.

Seed, H. B., and Idriss, I. M. 1971. Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential, Journal soil mechanics and foundation division, ASCE, SM9, 249-273.

Seed HB, De Alba P. 1985. Use of SPT and CPT tests for evaluating the liquefaction resistance of sands. In: Proceedings of the Conference on Use of In Situ Tests in Geotechnical Engineering. Blacksburg, USA, American Society of Civil Engineers, 281-302.

Sonmez, H.. 2003. Modification of the liquefaction potential index and liquefaction susceptibility mapping for a liquefaction-prone area (Inegol, Turkey). Environmental Geology, 44, 862-871.

Tonkin and Taylor. 2013. Liquefaction vulnerability study. Report to Earthquake commission. Auckland, New Zealand.

TCVN 9386:2012, Thiết kế công trình chịu động đất.

Youd, T.L, Idriss IM, Andrus RD, Arango I, Castro G, Christian JT, et al. 2001. Liquefaction resistance of soils: summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 127(10):817-833.

ABSTRACT

The paramaters for determining the liquefaction of sand soil from SPT value: A case study in Quang Tri province

Nguyen Thi Nu¹, Bui Truong Son¹
¹Hanoi University of Mining and Geology

SPT is currently used in geological enineering work. Based on the SPT value, the factor of safety against liquefaction (FS_{Liq}), the Liquefaction Potential Index (LPI) and Liquefaction Severity Index (LSN) was calculated to determine the liquefaction potential of soil. The liquefaction potential of soil at Quang Tri

area was assessed. The experimental results showed that, in case of $FS_{Liq} < 1$, $LPI < 1$ and $LSN < 10$, the soil is likely to liquefy. The liquefaction potential depends on the SPT value and varies with depth. An increase in the SPT value leads to a decrease in liquefaction potential. In case of the depth less than 2m, the liquefaction potential does not occur. The research results are the practical basis for assessing the liquefaction potential of sand in different locations for construction buildings.

Keywords: LPI, fs_{Liq} ; lsn ; liquefaction.

Đánh giá ảnh hưởng của tỷ số áp lực nước lỗ rỗng đến sức chịu tải của móng cọc tuabin điện gió khu vực duyên hải Sóc Trăng

Nguyễn Văn Phóng^{1,*}, Bùi Đức Tùng^{2,3}, Trần Nam Quang⁴

¹ Trường Đại học Mỏ - Địa chất

² Viện Nền móng và Công trình ngầm Fecon

³ Công ty cổ phần Tư vấn kỹ thuật hạ tầng Golden Earth

⁴ Viện Khoa học Công nghệ Xây dựng Miền Nam

TÓM TẮT

Sóc Trăng là tỉnh có tiềm năng lớn để phát triển các dự án điện gió. Đặc điểm hoạt động của tuabin công trình điện gió làm phát sinh tải trọng động, đồng thời gây ra áp lực nước lỗ rỗng dư trong đất. Sự xuất hiện áp lực nước lỗ rỗng dư (ΔU) làm giảm ứng suất hiệu quả (σ') kéo theo độ bền của đất giảm. Người ta sử dụng tỷ số áp lực nước lỗ rỗng ($R_u = \Delta U / \sigma'$) để đánh giá mức độ ảnh hưởng của áp lực nước lỗ rỗng dư. Trong nền đất khu vực có mặt phổ biến đất cát hạt mịn, cát hạt nhỏ với hàm lượng hạt bụi cao, là đối tượng rất nhạy cảm với tải trọng động, có khả năng gia tăng R_u lớn nên độ bền dễ bị suy giảm và làm giảm độ ổn định của nền móng công trình. Với đặc điểm công trình và cấu trúc nền khu vực duyên hải Sóc Trăng, giải pháp móng khả thi là móng cọc. Vì vậy, sự suy giảm độ bền của cát dọc thân cọc hoặc ở mũi cọc có thể làm giảm đáng kể khả năng chịu tải của cọc và việc đánh giá sự suy giảm này là rất cần thiết. Bài báo này sẽ giới thiệu phương pháp phân tích, đánh giá ảnh hưởng của tỷ số áp lực nước lỗ rỗng đến độ bền của cát và sức chịu tải của cọc, đồng thời áp dụng cho cấu trúc nền đặc trưng khu vực duyên hải Sóc Trăng. Kết quả cho thấy, tổng ma sát thành cọc giảm tối đa là 11,1%, sức kháng mũi cọc giảm tối đa là $(31,8 \div 35,1)\%$.

Từ khóa: Áp lực nước lỗ rỗng dư; móng cọc chịu tải động; công trình điện gió; tỉnh Sóc Trăng.

1. Đặt vấn đề

Việt Nam có bờ biển dài trên 3000km, tốc độ gió cao nên được đánh giá là nước có tiềm năng điện gió lớn nhất Đông Nam Á. Việt Nam dự kiến vào năm 2021 sẽ lắp đặt các dự án điện gió cả ngoài khơi lẫn trong đất liền nhằm nâng công suất lên 1GW và mục tiêu nâng tổng công suất điện gió lên 6 GW vào năm 2030. Trong đó, Sóc Trăng là tỉnh có tiềm năng rất lớn với 3 vùng quy hoạch phát triển điện gió tập trung ở vùng duyên hải, tỉnh có 10 dự án trong quy hoạch (4 dự án đã khởi công) và đang trình Bộ Công Thương bổ sung 19 dự án điện gió khác (Thanh Trà, 2020).

Công trình điện gió có đặc thù là quá trình hoạt động của tuabin làm phát sinh tải trọng động và làm gia tăng áp lực nước lỗ rỗng trong đất, phần gia tăng này gọi là áp lực nước lỗ rỗng dư (ΔU). Sự xuất hiện áp lực nước lỗ rỗng dư làm giảm ứng suất hiệu quả (σ') kéo theo độ bền của đất giảm. Trong thực tế, người ta sử dụng tỷ số áp lực nước lỗ rỗng ($R_u = \Delta U / \sigma'$) để đánh giá mức độ ảnh hưởng của áp lực nước lỗ rỗng dư khi chịu tải trọng động. R_u phụ thuộc vào loại đất, mức độ bão hòa và điều kiện ứng suất, trong đó độ bão hòa lớn thì có R_u dễ tăng cao. Đất loại sét bão hòa thường là đất yếu nên sự suy giảm độ bền ảnh hưởng không nhiều đến ổn định nền móng công trình. Với đất cát bão hòa có hàm lượng hạt mịn cao, độ bền đáng kể ở trạng thái chịu tải trọng tĩnh, khi chịu tải trọng động R_u có khả năng tăng cao làm suy giảm độ bền, có khi mất hẳn (hóa lỏng) gây ảnh hưởng lớn đến ổn định công trình. Loại đất này được xem là nhạy cảm với tải trọng động.

Đặc trưng địa tầng Đệ tứ ở các vùng quy hoạch công trình điện gió tỉnh Sóc Trăng là đất yếu phủ trên mặt (chủ yếu là mQ_2^{2-3}) và có mặt phổ biến các loại đất cát (amQ_2^{2-3} , amQ_2^{1-2} và amQ_1^3) ở các độ sâu khác nhau (Nguyễn Thị Nụ, 2014). Giải pháp móng khả thi cho các công trình điện gió ở đây là móng cọc. Trong cấu trúc nền như vậy, sức chịu tải của cọc được quyết định chủ yếu bởi ma sát của các lớp đất cát bên thân cọc và lớp cát đặt mũi cọc, đây là các lớp đất chịu lực nhưng lại thuộc loại nhạy cảm với tải trọng động. Việc nghiên cứu ảnh hưởng của R_u đến độ bền của các lớp đất chịu lực này có ý nghĩa lớn trong đánh giá ổn định móng cọc tuabin điện gió ở khu vực nghiên cứu.

* Tác giả liên hệ

Email: nguyenvanphong.dcct@humg.edu.vn

Trên thế giới, đã có nhiều nghiên cứu về mức độ suy giảm độ bền của đất do áp lực nước lỗ rỗng dư, cũng như độ ổn định lâu dài của móng cọc tuabin điện gió (Awad Ali Al-Karni, 2001 và Lu-Qing Yu, Li-Zhong Wang, 2015). Nhưng ở nước ta, những nghiên cứu về vấn đề này vẫn còn hạn chế. Một số công bố trước đây tập trung ở khu vực các thành phố lớn như thành phố Hà Nội và thành phố Hồ Chí Minh nghiên cứu về khả năng hóa lỏng và đánh giá ổn định cho nhà cao tầng chịu động đất. Trong khi đó, đặc điểm tải trọng động của công trình điện gió có thời gian tác dụng lâu dài, khác với tải trọng động do động đất có thời gian tác dụng ngắn nên vấn đề nghiên cứu đặt ra có tính cấp thiết cao.

Để có cơ sở đánh giá ổn định công trình điện gió khu vực nghiên cứu, cần xác định ảnh hưởng của tỷ số áp lực nước lỗ rỗng đến độ bền của các lớp đất chịu lực và mức độ suy giảm các tham số sức chịu tải của cọc khi tuabin điện gió hoạt động.

2. Cơ sở lý thuyết và phương pháp nghiên cứu

2.1. Sự suy giảm độ bền của cát bão hòa theo R_u

Như đề cập ở trên, tải trọng động thường gây ra sự gia tăng đáng kể R_u trong đất cát bão hòa. Trong một số trường hợp R_u có thể tăng đến 100%, nghĩa là ΔU tăng đến trị số bằng σ' , khi đó độ bền của cát mất đi và cát bị hóa lỏng hoàn toàn. Ở những trường hợp khác, sự duy trì độ bền của đất khi chịu tải trọng động được quyết định bởi trị số R_u .

Để có cơ sở đánh giá định lượng sự suy giảm độ bền của cát bão hòa theo R_u , chúng ta xét định luật Culông cho trường hợp đất rời:

$$\tau' = \sigma' \tan \varphi = (\sigma - U) \tan \varphi \quad (1)$$

trong đó:

σ - ứng suất nén ép tổng;

U - áp lực nước lỗ rỗng;

Trong trường hợp có tải trọng động, áp lực nước lỗ rỗng tăng một lượng là ΔU , dẫn tới ứng suất hiệu quả giảm một lượng tương ứng. Khi đó, độ bền của đất (τ'_d) (Hình 1) được viết lại từ biểu thức (1) là:

$$\tau'_d = (\sigma' - \Delta U) \tan \varphi \quad (2)$$

Chia biểu thức (2) cho biểu thức (1), ta được:

$$\frac{\tau'_d}{\tau'} = \frac{(\sigma' - \Delta U) \tan \varphi}{\sigma' \tan \varphi} = 1 - \frac{\Delta U}{\sigma'} = 1 - R_u \quad (3)$$

Trong quá trình chịu tải trọng động, ΔU tăng từ 0 đến giá trị bằng σ' hay R_u tăng từ 0 đến 1, dẫn tới τ'_d giảm từ bằng τ' về 0.

$$\text{Từ biểu thức (3), ta đặt: } I_d = \frac{\tau'_d}{\tau'} = 1 - R_u \quad (4)$$

Như vậy, hệ số I_d biến đổi từ 0 đến 1, phản ánh độ ổn định của đất cát với tải trọng động. Nếu đất có $I_d = 0$, đất cát mất hoàn toàn độ bền, nghĩa là bị hóa lỏng hoàn toàn, ngược lại $I_d = 1$ đất được xem là ổn định và $I_d < 1$ đất thuộc loại không ổn định với tải trọng động. Do đó, hệ số I_d được gọi là độ ổn định của đất với tải trọng động, nó cũng cho biết mức độ nhạy cảm của đất với tải trọng động.

Từ hai biểu thức (3) và (4), độ bền của đất cát khi chịu tải trọng động được xác định theo biểu thức:

$$\tau'_d = I_d \cdot \tau' \quad (5)$$

Trong thực tế tính toán, thường dùng chỉ tiêu phản ánh độ bền của đất cát là góc ma sát trong. Để tiện sử dụng, từ biểu thức (5), ta xác định được chỉ tiêu biểu kiến là góc ma sát trong của cát khi chịu tải động (φ_d) là:

$$\tan \varphi_d = I_d \cdot \tan \varphi \text{ hay } \varphi_d = \arctg(I_d \cdot \tan \varphi) \quad (6)$$

Giá trị biểu kiến φ_d được sử dụng làm thông số độ bền của đất khi tính toán ổn định, sức chịu tải của nền đất cũng như thiết kế nền móng công trình chịu tải động.

2.2. Tính toán ổn định móng cọc đặt trong nền cát bão hòa khi chịu tải trọng động

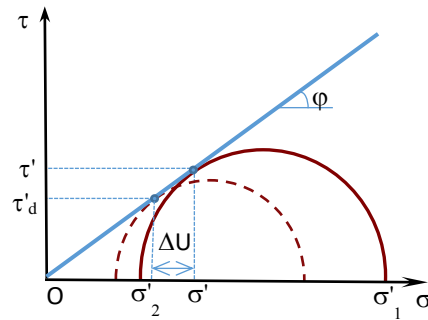
Vấn đề ổn định của móng cọc khi chịu tải trọng động phụ thuộc vào nhiều yếu tố như: đặc điểm tải trọng động, cấu trúc nền đất, đặc điểm nước dưới đất và loại móng cọc. Trong đó, vấn đề chính là cần xác định mức độ suy giảm sức chịu tải của cọc khi chịu tải trọng động. Để có cơ sở đánh giá vấn đề này, ta xét trường hợp cọc ma sát đặt trong nền đất. Sức chịu tải giới hạn của cọc tính theo đất nền về mặt lý thuyết được xác định theo biểu thức:

$$Q_u = U \sum \tau_{li} + A_c q_c \quad (7)$$

Trong đó,

U - chu vi cọc;

A_c - diện tích tiết diện ngang ở phần mũi cọc;



Hình 1. Độ bền suy giảm (τ'_d) theo ΔU

l_i - chiều dày lớp đất thứ i mà cọc đi qua;

τ_i - lực ma sát đơn vị xung quanh cọc của lớp đất thứ i , được xác định theo biểu thức:

$$\tau_i = K_o \sigma'_{zi} \cdot \tan \varphi_a + C_a$$

Đối với cọc bê tông cốt thép: $\varphi_a = \varphi$; $C_a = C$; Với cát, lực dính $C = 0$ nên ta có:

$$\tau_i = K_o \sigma'_{zi} \cdot \tan \varphi \quad (8)$$

K_o - hệ số áp lực hông của đất;

σ'_{zi} - áp lực địa tầng hiệu quả ở giữa lớp đất thứ i , là hàm số của độ sâu (z_i);

q_c - sức kháng (cường độ) của đất ở đầu mũi cọc, trường hợp đặt trong đất loại cát:

$$q_c = \sigma'_z \cdot N_q \quad (9)$$

N_q - hệ số tra bảng theo góc ma sát trong φ của đất hoặc tính theo biểu thức (10):

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi} \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (10)$$

σ'_z - áp lực địa tầng hiệu quả ở độ sâu đặt mũi cọc.

Trong trường hợp có tải trọng động, cần sử dụng trị số φ_d thay cho φ ở những lớp đất bị suy giảm độ bền (có $I_d < 1$), đặc biệt là đất loại cát bão hòa. Khi đó, các trị số ma sát thành và sức kháng đầu mũi được tính theo biểu thức (8), (9) đều bị giảm, dẫn tới sức chịu tải của cọc khi chịu tải trọng động (Q_{ud}) giảm. Mức độ suy giảm Q_{ud} còn phụ thuộc vào chiều dày và độ sâu của những lớp đất này (l_i, z_i). Như vậy, khi chịu tải trọng động, sức chịu tải của cọc giảm từ trị số Q_u đến trị số Q_{ud} làm giảm độ ổn định của móng cọc. Mức độ suy giảm này được đánh giá qua hệ số ổn định F_d :

$$F_d = \frac{Q_{ud}}{Q_u} \quad (11)$$

Từ những phân tích ở trên, có thể thấy F_d phụ thuộc trực tiếp vào φ_d , độ sâu và chiều dày phân bố của các lớp cát bão hòa ở xung quanh thân cọc và mũi cọc, cũng như tỷ lệ chiều dày của các lớp đất này so với chiều dài tổng thể của cọc. Những thông số về chiều dày, độ sâu phân bố của từng lớp đất được xác định bằng các phương pháp khảo sát hiện trường. Thông số φ_d được xác định thông qua các biểu thức (4) và (6), tức là xác định từ R_u .

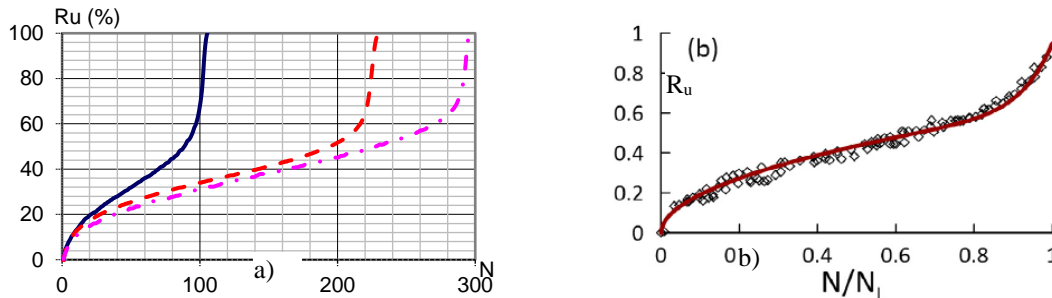
2.3. Phương pháp xác định R_u trong cát bão hòa bằng thí nghiệm trong phòng

Hiện nay, người ta thường sử dụng thí nghiệm ba trục động hoặc thí nghiệm cắt phẳng động để xác định R_u . Trong đó, thí nghiệm ba trục động có nhiều ưu điểm hơn do dễ dàng mô phỏng lại trạng thái ứng suất và độ chặt của cát trong thực tế.

Quy trình thí nghiệm ba trục động để xác định R_u được thực hiện theo tiêu chuẩn ASTM D5311, gồm 4 bước: 1) Chế bị mẫu theo độ chặt yêu cầu; 2) Bão hòa bằng áp lực ngược; 3) Cố kết mẫu với ứng suất hiệu quả (σ'_c) phù hợp với điều kiện thực tế; 4) Gia tải động. Ở bước gia tải động, thông số thí nghiệm được lựa chọn theo mục đích nghiên cứu và phù hợp với loại tải trọng động. Đối với tuabin công trình điện gió, tải trọng động là tải trọng điều hoà và có tính chất lâu dài, nên số chu kỳ thí nghiệm lớn. Tần số của tải trọng (f) thường được chọn trong khoảng $f = 0,4 - 1\text{ Hz}$ (Thanh Trà, 2020; Nguyễn Thị Nụ, 2014). Biên độ của tải trọng động ($\Delta \sigma_a$) được xác định theo tỷ số ứng suất động mong muốn (CSR), với:

$$CSR = \frac{\Delta \sigma_a}{2 \sigma'_c} \quad (12)$$

Kết quả của thí nghiệm cho biết sự biến đổi của ΔU , R_u theo số chu kỳ gia tải tương ứng với mỗi tỷ số ứng suất động (CSR) đã cho (Hình 2a). Để tiện sử dụng trong thực tế, người ta thường biểu diễn R_u với tỷ số giữa số chu kỳ gia tải (N) với số chu kỳ gây hóa lỏng (N_L) (Hình 2b).



Hình 2. Biến đổi R_u theo chu kỳ gia tải.

Dựa vào các biểu đồ này, có thể xác định R_u theo thời gian tác dụng của tải trọng động (số chu kỳ tương ứng N) và tỷ số ứng suất động do tải trọng động gây ra trong nền đất (phụ thuộc vào tải trọng động và độ sâu). Với đặc điểm tải trọng động của tuabin điện gió, tỷ số N/N_L được lấy bằng 1.

3. Kết quả nghiên cứu và thảo luận

3.1. Đặc điểm địa tầng đặc trưng khu vực nghiên cứu

Theo các tài liệu địa chất, địa chất thủy văn và địa chất công trình thu thập được từ các đề tài, dự án ở khu vực ven biển Sóc Trăng, đặc điểm địa tầng địa chất khu vực Sóc Trăng như sau:

Địa tầng khu vực được phủ bởi các trầm tích Holocen, phần trên chủ yếu bởi trầm tích biển, sông biển m, amQ₂²⁻³. Độ sâu gặp từ trên mặt đến khoảng 25m. Thành phần gồm sét bụi, sét cát, cát bụi màu xám, xám nâu. Bên dưới là trầm tích sông biển, biển am, mQ₂¹⁻² với bề dày từ 19,5 đến 22m. Thành phần gồm tập dưới là cát mịn đến trung, xám xanh, cát trung - thô, xám xanh, xám vàng, chứa ít sạn thạch anh, tập trên là sét bụi, bụi cát xám vàng.

Các trầm tích Pleistocen trên (a, am, mQ₁³): bị phủ bởi các trầm tích Holocen có tuổi trẻ hơn. Thành phần là đất loại sét màu loang lổ, trạng thái nửa cứng, phần trên bị kết vón laterit rắn chắc.

Ở khu vực ven biển gồm thị xã Vĩnh Châu, huyện Trần Đề và huyện Cù Lao Dung, đặc điểm địa tầng đặc trưng được tổng hợp trong Bảng 1.

Bảng 1. Địa tầng đặc trưng khu vực nghiên cứu

Ký hiệu lớp	Độ sâu (m)		Bề dày trung bình (m)	Hệ tầng	Loại đất	Trị số SPT (búa)
	Mặt lớp	Đáy lớp				
1	0	2,5-5,0	3,5	mQ ₂ ²⁻³	Bùn sét, xám đen	1
2	2,5-5,0	9,0-13,0	6,0	amQ ₂ ²⁻³	Cát hạt mịn, xốp	3-5
3	9,0-13,0	20,0-25,0	13,0	amQ ₂ ²⁻³	Bùn sét pha, xám đen	1
4	20,0-25,0	31,0-45,0	20,0	mQ ₂ ¹⁻²	Sét pha, dẻo mềm	4-6
5	31,0-45,0	45,5-50,0	6,0	am, mQ ₂ ¹⁻²	Cát hạt nhỏ, chặt	27-42
6	45,5-50,0	55,0-60,0	10,0	am, mQ ₂ ¹⁻²	Cát hạt nhỏ, rất chặt	>50
7	55,0-60,0	>80	>20	am, mQ ₁ ³	Sét, sét pha, nửa cứng	26-30

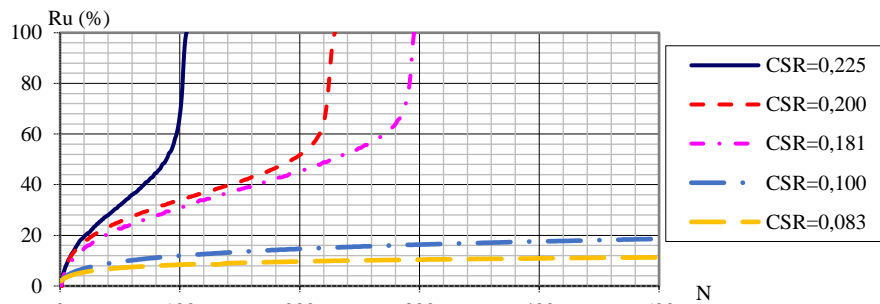
Dựa trên địa tầng đặc trưng khu vực nghiên cứu, có thể thấy giải pháp móng khả thi cho tuabin điện gió là móng cọc ma sát đặt vào các lớp 6 hoặc 7. Sức chịu tải của cọc được hình thành chủ yếu bởi ma sát thành của các lớp cát 2, 5, 6 và sức kháng mũi của lớp đất đặc cọc. Các lớp đất 1, 3 là các lớp đất yếu, xem như không tham gia vào sức chịu tải của cọc, thực tế chúng có thể gây ra ma sát âm làm giảm sức chịu tải của cọc. Khi công trình hoạt động làm phát sinh tải trọng động, các lớp đất cát chịu lực có nguy cơ suy giảm độ bền theo cơ sở lý thuyết đã trình bày ở mục 2. Như vậy, việc đánh giá ổn định móng cọc tuabin công trình điện gió trong khu vực cần xác định được mức độ suy giảm độ bền của các lớp đất này.

3.2. Đánh giá mức độ suy giảm tham số độ bền của các lớp cát

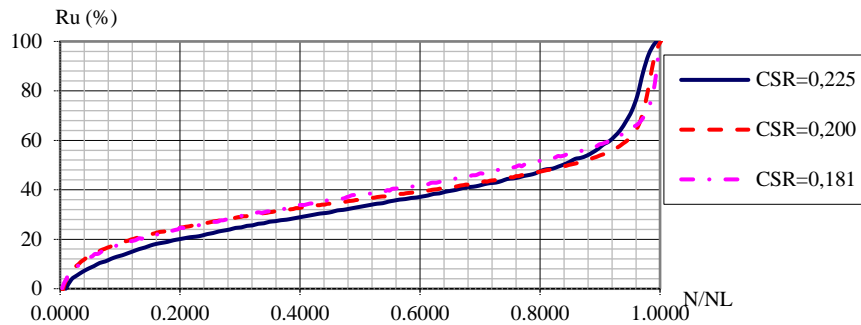
Theo kết quả nghiên cứu về độ bền và khả năng hóa lỏng do tải trọng động của các lớp đất 2, 5, 6 (Nguyễn Văn Phóng, 2020), sự biến đổi R_u của các mẫu trong các lớp đất được tổng hợp trong Bảng 2 và biểu diễn trên các Hình 3, 4.

Bảng 2. Tổng hợp kết quả thí nghiệm bước gia tải động

Lớp đất	Độ sâu (m)	Độ chặt của mẫu	Tỷ số ứng suất	R_u ở chu kỳ 50	R_u ở chu kỳ 100	R_u ở chu kỳ 200	R_u ở $N/N_L=1$	Chu kỳ hóa lỏng
		D_r	CSR	%	%	%	%	N_L
2	5,5	0,280	0,225	31,88	67,71	100,00	100	104
	7,0	0,290	0,200	25,41	34,00	51,76	100	228
	11,5	0,300	0,181	22,64	30,85	45,08	100	298
5	43,0	0,794	0,100	9,57	11,90	14,63	18,6	∞
6	43,0	0,740	0,083	7,13	8,40	9,67	11,3	∞



Hình 3. Biến đổi R_u theo chu kỳ gia tải



Hình 4. Biến đổi R_u theo tỷ số N/N_L

Trong Bảng 2, tỷ số ứng suất thí nghiệm CSR được chọn trên cơ sở ứng suất động lớn nhất mà công trình có thể gây ra và khả năng chịu ứng suất động tối đa của nền đất. Nguyên tắc chung là CSR gây ra bởi tải trọng động giảm theo độ sâu. Lớp 2 có độ sâu phân bố nhỏ hơn 10m và đất thuộc loại cát mịn ở trạng thái xốp, do đó tỷ số ứng suất CSR được chọn nhằm xác định được giới hạn hóa lỏng của đất. Các lớp đất 5, 6 phân bố ở độ sâu lớn, chịu áp lực địa tầng hiệu quả cao nên tỷ số ứng suất $CSR \leq 0,100$.

Đối với móng tuabin điện gió, tỷ số N/N_L được lấy bằng 1. Do đó, tỷ số áp lực nước lỗ rỗng R_u của các lớp được lấy theo giá trị lớn nhất, từ đó xác định được mức độ suy giảm độ bền của các lớp đất (Bảng 3).

Bảng 3. Mức độ suy giảm các tham số độ bền của các lớp đất chịu lực

Lớp đất	Góc ma sát trong φ^* (độ)	Tỷ số R_u lớn nhất (%)	Độ ổn định $I_d = 1 - R_u$ (%)	Góc ma sát trong φ_d (độ)	Tỷ số τ'_d/τ' (%)	Tỷ số N_{qd}/N_q
2	25-28	100	0	0	0	1
5	35-39	18,6	0,814	29-33	81,4	0,49-0,53
6	35-39	11,3	0,887	31-35	88,7	0,65-0,68

Ghi chú: (*) Góc ma sát trong của cát được xác định tương đối theo độ chặt

Như vậy, để xác định mức độ suy giảm độ bền của các lớp cát trong cấu trúc nền phục vụ đánh giá sức chịu tải của cọc khi tuabin hoạt động, do thời gian chịu tải động là lâu dài (khác với động đất).

3.3. Đánh giá mức độ suy giảm sức chịu tải của cọc trong nền cát khi chịu tải trọng động

Theo cơ sở lý thuyết trình bày ở mục 2, tải trọng động làm tăng R_u dẫn tới độ ổn định I_d và và thông số độ bền của đất giảm, kết quả làm giảm sức chịu tải của cọc. Mức độ suy giảm sức chịu tải của cọc phụ thuộc vào độ suy giảm ma sát thành cọc, sức kháng mũi cọc và chiều dày của lớp đất bị suy giảm độ bền. Kết quả tính toán mức độ suy giảm các tham số sức chịu tải của cọc được tổng hợp trong Bảng 4.

Bảng 4. Kết quả tính toán mức độ suy giảm các tham số sức chịu tải của cọc

Lớp đất	Độ sâu trung bình lớp (m)	Bề dày lớp (m)	Độ ổn định với tải động I_d	Độ giảm ma sát thành τ_{di}/τ_i (%)	Độ giảm lực ma sát thành $\frac{\sum \tau_{di} l_i}{\sum \tau_i l_i}$ (%)	Độ giảm sức kháng mũi q_{cd}/q_c (%)	Độ giảm sức chịu tải cọc Q_{ud}/Q_u (%)
1	1,75	3,5	-	-	88,9 (*)	64,9-68,2 (**)	80,5-84,0 (***)
2	6,50	6,0	0	0			
3	16,00	13,0	-	-			
4	32,50	20,0	-	-			
5	45,50	6,0	0,814	81,4			
6	51,00	5,0	0,887	88,7			

Ghi chú: (*) Khi tính tổng lực ma sát thành cọc, τ_i của các lớp bùn (lớp 1, 3) coi bằng "0", của lớp sét pha- dẻo mềm (lớp 4) là hằng số; (**) Xác định theo biểu thức (6) và (9); (***) Kết quả tính với giả thiết sử dụng cọc bê tông - cốt thép, kích thước $\Phi 600\text{mm}$ đặt sâu 53,5m.

Như vậy, khi xét ở trường hợp tỷ số ứng suất động CSR lớn nhất, các tham số sức chịu tải của cọc giảm

lần lượt là 11,1% với tổng lực ma sát thành cọc và từ 31,8% đến 35,1% với sức kháng đầu mũi cọc. Sức chịu tải tổng của cọc suy giảm từ 16,0% đến 19,5%. Tuy nhiên, mức độ suy giảm sức chịu tải tổng thể của cọc còn phụ thuộc vào kích thước cọc. Với độ sâu phân bố của lớp đất chịu lực khu vực nghiên cứu, đường kính cọc sẽ phải $\geq \Phi 600$ dẫn tới sức chịu tải của cọc có thể giảm lớn hơn trị số $(16,0 \div 19,5)\%$. Tuy nhiên, trong thực tế ứng suất động gây ra bởi hoạt động của tuabin công trình cụ thể thường được thiết kế thấp hơn do kể tới hệ số an toàn và phụ thuộc vào thông số của mỗi công trình.

4. Kết luận

Hoạt động của tuabin công trình điện gió làm phát sinh tải trọng động và gây ra áp lực nước lỗ rỗng dư. Trong khi đó, nền đất khu vực duyên hải Sóc Trăng có các loại đất cát nhạy cảm với tải trọng động và bị suy giảm độ bền theo mức độ gia tăng áp lực nước lỗ rỗng dư (tỷ số áp lực nước lỗ rỗng, R_u). Mức độ suy giảm độ bền được đánh giá thông qua hệ số ổn định với tải trọng động (I_d). Từ đó, đánh giá được mức độ suy giảm các tham số sức chịu tải của cọc, làm căn xác định sức chịu tải của cọc có kể tới ảnh hưởng của R_u trong cấu trúc nền khu vực nghiên cứu. Kết quả xác định được mức độ suy giảm tối đa đối với tổng lực ma sát thành cọc là 11,1%, sức kháng đầu mũi là $(31,8 \div 35,1)\%$

Khi áp dụng cho công trình cụ thể, có thể dựa vào tỷ số CSR thực tế để xác định R_u trong mỗi loại đất, từ đó xác định được sức chịu tải của cọc khi chịu tải động theo cơ sở lý thuyết trình bày ở mục 2.

Lời cảm ơn

Tập thể tác giả xin gửi lời cảm ơn đến tập thể cán bộ, nhân viên Phòng thí nghiệm Địa kỹ thuật công trình thuộc Trường Đại học Mỏ - Địa chất đã giúp hoàn thiện nghiên cứu.

Tài liệu tham khảo

- Thanh Trà, 2020. Sóc Trăng thúc đẩy phát triển điện gió. Báo Bình Phước online.
- Nguyễn Thị Nụ, 2014. Nghiên cứu đặc tính địa chất công trình của đất loại sét yếu amQ_{2-3} phân bố ở các tỉnh ven biển đồng bằng sông Cửu Long phục vụ xử lý nền đường. Luận án tiến sĩ, Trường Đại học Mỏ - Địa chất.
- Nguyễn Văn Phóng, 2020. Độ bền động và khả năng hóa lỏng của cát khu vực ven biển Sóc Trăng dưới tác dụng của tải trọng tuabin điện gió. Hội nghị toàn quốc khoa học trái đất và tài nguyên với phát triển bền vững (ERSD 2020), tháng 10 năm 2020, Trường Đại học Mỏ - Địa chất.
- ASTM D5311, 2004. Standard Test Method for Load Controlled Cyclic Triaxial Strength of Soil.
- Awad Ali Al-Karni, 2001. Shear Strength Reduction Due to Excess Pore Water Pressure. International Conferences on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, 30 Mar 2001, Missouri University of Science and Technology.
- Lu-Qing Yu, Li-Zhong Wang, 2015. Long-term dynamic behavior of monopile supported offshore wind turbines in sand. Theoretical and Applied Mechanics Letters, 5, 80-84.
- Subhamoy Bhattacharya, 2019. Design of Foundations for Offshore Wind Turbines. John Wiley & Sons, Inc., 111 River Street, Hoboken, NJ 07030, USA, 369.

ABSTRACT

Assessment of pore-water pressure ratio effects on wind turbine foundation in Soc Trang coastal area

Nguyen Van Phong¹, Bui Duc Tung^{2,3}, Tran Nam Quang⁴

¹ Hanoi University of Mining and Geology

² FECON Corporation

³ Golden Earth Infrastructure Engineering Consultants JSC.

⁴ Southern Institute for Building Science and Technology

Soc Trang is among the potential areas for development of renewable wind energy. Wind turbine operations induces dynamic loading to foundation, this consequently results in excess porewater pressure in ground. Excess pore water pressure (ΔU) then decreases effective pressure (σ') and shear strength and stiffness of soil. Pore-water pressure ratio ($R_u = \Delta U / \sigma'$) is normally used to evaluate effects induced ΔU . Within studied area, there is a fine sand layer with high percentage of silt, which is vulnerable to dynamic loading, R_u therefore may increase significantly, triggering degradation of stiffness and stability of ground.

With geological characteristics of the Project area, pile foundation is applicable. This paper presents interpretation method to assess effects of R_u to stiffness of sand layer as well as to pile foundation, and this aims to apply for Soc Trang coastal area. The results shows that total skin friction and tip resistance of pile decreases 11,1% and (31,8 - 35,1) % respectively.

Keywords: Excess pore-water pressure; dynamic pile foundation; wind turbine, Soc Trang.

Độ bền động và khả năng hóa lỏng của cát khu vực ven biển Sóc Trăng dưới tác dụng của tải trọng tuabin điện gió

Nguyễn Văn Phóng^{1,*}
Trường Đại học Mỏ - Địa chất

TÓM TẮT

Cấu trúc nền khu vực ven biển tỉnh Sóc Trăng có mặt phổ biến các loại đất cát hạt nhỏ, cát hạt mịn là những loại đất rất nhạy cảm với tải trọng động. Khu vực ven biển tỉnh Sóc Trăng nằm trong vùng có cấp động đất không lớn (cấp V, VI theo thang MSK-64), nhưng là khu vực được quy hoạch phát triển các dự án điện gió. Hoạt động của tuabin điện gió gây ra tải trọng động, có khả năng làm hóa lỏng nền đất cát khu vực, và gây mất ổn định cho móng tuabin. Vì vậy, việc nghiên cứu, đánh giá độ bền cũng như khả năng hóa lỏng của cát khu vực ven biển Sóc Trăng khi các tuabin điện gió đi vào hoạt động là rất cần thiết. Bài báo giới thiệu phương pháp nghiên cứu bằng thí nghiệm ba trục động để đánh giá độ bền và khả năng hóa lỏng của đất cát hạt mịn, cát hạt nhỏ phân bố phổ biến trong khu vực. Trong đó, các mẫu đất được mô phỏng lại trạng thái ứng suất, độ chặt phù hợp với điều kiện thực tế. Kết quả nghiên cứu cho thấy, đất cát hạt mịn trạng thái xốp phân bố ở độ sâu từ 2,5m đến 11,5m có khả năng bị hóa lỏng khi tỷ số ứng suất động $CSR \geq 0,160$; đất cát hạt nhỏ trạng thái chặt phân bố ở độ sâu trên 30m không bị hóa lỏng, nhưng gây ra tỷ số áp lực nước lỗ rỗng $R_u = (11,3 \div 18,6)\%$ có khả năng làm giảm độ bền của đất.

Từ khóa: Cát hóa lỏng; tỷ số áp lực nước lỗ rỗng; công trình điện gió; tỉnh Sóc Trăng.

1. Đặt vấn đề

Sóc Trăng là tỉnh ven biển thuộc vùng đồng bằng sông Cửu Long, với chiều dài bờ biển hơn 72km. Vì vậy, tiềm năng rất lớn trong phát triển năng lượng tái tạo như điện gió, điện mặt trời. Theo phê duyệt quy hoạch của Bộ Công Thương về phát triển điện gió tỉnh Sóc Trăng giai đoạn đến năm 2020, tầm nhìn đến năm 2030, Sóc Trăng sẽ có 3 vùng quy hoạch phát triển điện gió tập trung tại các khu vực ven biển thị xã Vĩnh Châu, huyện Trần Đề và huyện Cù Lao Dung. Đến nay, tỉnh có 10 dự án trong quy hoạch (4 dự án đã khởi công) và đang trình Bộ Công Thương bổ sung 19 dự án điện gió khác (Thanh Trà, 2020).

Địa tầng Đệ tứ ở các vùng quy hoạch công trình điện gió tỉnh Sóc Trăng được hình thành chủ yếu bởi các thành tạo nguồn gốc biển tuổi Holocen, sông - biển tuổi Holocen và Pleistocen. Trong đó, địa tầng đặc trưng thường có mặt phổ biến các loại đất cát (amQ_2^{2-3} , amQ_2^{1-2} và amQ_1^3) ở các độ sâu khác nhau, chúng thường được chọn làm các lớp đất chịu lực (Nguyễn Thị Nụ, 2014). Tuy nhiên, đây là các loại đất nhạy cảm với tải trọng động. Công trình điện gió có đặc thù là quá trình hoạt động của tuabin làm phát sinh tải trọng động. Như vậy, nguy cơ hóa lỏng nền đất và làm giảm độ ổn định nền móng công trình là rất lớn.

Như vậy, việc nghiên cứu độ bền động và khả năng hóa lỏng của đất loại cát trong nền công trình điện gió là rất cần thiết. Tuy nhiên, những nghiên cứu về vấn đề này ở nước ta vẫn còn hạn chế, một phần do hạn chế về thiết bị nghiên cứu. Một số công bố trước đây tập trung ở khu vực các thành phố lớn như thành phố Hà Nội và thành phố Hồ Chí Minh. Nội dung nghiên cứu chủ yếu phục vụ cho nhà cao tầng chịu động đất. Trong khi đó, đặc điểm tải trọng động của công trình điện gió và nhà cao tầng chịu động đất khác nhau. Mặt khác, nhiều nghiên cứu mới chỉ dựa vào các liên hệ thực nghiệm tính toán gián tiếp nên kết quả có độ tin cậy không cao. Mặt khác, đến nay chưa có công trình nghiên cứu nào về khả năng hóa lỏng của đất loại cát phân bố ở khu vực được công bố.

Để có cơ sở đánh giá ổn định công trình điện gió khu vực nghiên cứu với độ tin cậy cao, cần thiết phải nghiên cứu khả năng hóa lỏng và độ bền động của đất bằng thí nghiệm trực tiếp. Đặc biệt với đất cát, việc thí nghiệm trực tiếp trên mẫu nguyên trạng là không khả thi, nên việc sử dụng phương pháp thí nghiệm ba trục động cho phép mô phỏng lại trạng thái của cát ở điều kiện tự nhiên là thích hợp. Từ đó, cho phép đánh giá mức độ suy giảm độ bền, độ ổn định của nền móng công trình điện gió.

* Tác giả liên hệ

Email: nguyenvanphong.dcct@humg.edu.vn

2. Cơ sở lý thuyết và phương pháp nghiên cứu

2.1. Cơ sở lý thuyết

Độ bền động là khả năng của đất chịu (phát huy) ứng suất động tối đa trong khoảng thời gian nào đó mà đất không bị phá hủy. Trong đất bão hòa, ứng suất động gây ra áp lực nước lỗ rỗng dư (ΔU) làm giảm ứng suất hiệu quả (σ') kéo theo độ bền của đất giảm. Độ bền động liên quan trực tiếp đến tỷ số áp lực nước lỗ rỗng ($R_u = \Delta U/\sigma'$). Khi chịu tải trọng động có cường độ đủ lớn hoặc lặp lại nhiều lần, tỷ số R_u trong đất cát bão hòa có thể tăng đến 100%, dẫn đến σ' giảm về không làm đất mất hẳn độ bền hay bị hóa lỏng (Nguyễn Văn Phóng, 2016). Như vậy, hóa lỏng là hiện tượng đất bão hòa bị mất độ bền khi chịu tải trọng động, làm cho đất biểu hiện (ứng xử) như chất lỏng, thường xuất hiện biến đổi đột ngột của ứng suất và biến dạng (ứng suất giảm đột ngột, biến dạng tăng đột ngột). Hiện tượng này thường xảy ra trong đất cát mịn - bụi bão hòa nước, độ chặt thấp.

Trong nghiên cứu độ bền và khả năng hóa lỏng của đất, cần xác định điểm phá hủy động hay điểm hóa lỏng, đó là thời điểm (hay số chu kỳ) đất bị phá hủy (hóa lỏng) dưới tác dụng của tải trọng động nhất định trong điều kiện ứng suất cho trước. Khi tiến hành thí nghiệm, cần theo dõi, ghi lại và biểu diễn sự biến đổi của các thông số ứng suất, biến dạng, áp lực nước lỗ rỗng dư, tỷ số áp lực nước lỗ rỗng theo thời gian. Từ đó, điểm phá hủy động hay hóa lỏng được xác định dựa trên cơ sở phân tích các biểu đồ quan hệ này, cụ thể theo các điều kiện sau: 1) Thời điểm R_u đạt trị số bằng 100%; 2) Biến dạng tương đối (ϵ) lớn hơn 5%; 3) Biến dạng động bằng biến dạng gây ra phá hủy tĩnh. Hóa lỏng xảy ra khi R_u đạt trị số bằng 100% và xuất hiện biến đổi đột ngột của ứng suất và biến dạng. Trường hợp khi thí nghiệm mà tỷ số R_u tăng đến trị số cực đại nhưng chưa đạt 100%, biến dạng tương đối vượt quá 5% thì xem là mẫu bị phá hủy.

2.2. Phương pháp nghiên cứu

Hiện nay, người ta thường sử dụng thiết bị thí nghiệm là cát phẳng chu kỳ và ba trục động để nghiên cứu độ bền và khả năng hóa lỏng của đất. Với đất cát, phương pháp thí nghiệm ba trục động cho phép mô phỏng được trạng thái ứng suất và độ chặt thực tế một cách dễ dàng nên được sử dụng phổ biến. Trong bài viết này, thiết bị được sử dụng nghiên cứu là hệ thống ba trục động Tritech 100 kN của hãng Controls-Group (thuộc Phòng thí nghiệm Địa kỹ thuật công trình, Trường Đại học Mỏ - Địa chất). Quá trình thí nghiệm được thực hiện theo tiêu chuẩn ASTM D5311 bao gồm các bước sau:

1) Chuẩn bị mẫu: Mẫu được chế bị trong khuôn mẫu có kích thước 70x140mm. Có 3 phương pháp thường được sử dụng chế bị mẫu cát: phương pháp rót khô; phương pháp trầm tích trong nước và phương pháp đầm ẩm. Trong đó, phương pháp rót khô thích hợp cho mẫu có độ chặt thấp, hai phương pháp sau phù hợp để chế bị mẫu có độ chặt cao. Yêu cầu đối với bước chế bị mẫu là phải đảm bảo mẫu chế bị đồng nhất và có độ chặt tương đương với trạng thái tự nhiên của nó. Do vậy, cát cho vào khuôn được rải thành lớp có chiều dày khoảng $2 \div 2,5$ cm (khoảng 6 lớp khối lượng bằng nhau) và đầm. Khối lượng cát cần thiết cho đầy trong khuôn mẫu được xác định theo độ chặt tương đối (D_r) - dựa vào trị số SPT hiệu chỉnh.

2) Bão hòa mẫu: Quá trình bão hòa mẫu được thực hiện bằng áp lực ngược với độ chênh giữa áp lực buồng (σ_{cell}) và áp lực ngược (σ_{back}) bằng 10 kPa. Các trị số σ_{cell} , σ_{back} được tăng dần theo từng cấp với biên độ tăng mỗi cấp bằng từ $10 \div 20$ kPa. Trong đó, σ_{cell} được tăng trước đạt đến trị số yêu cầu mới tăng σ_{back} nhằm đảm bảo mẫu không bị phá hủy bởi σ_{back} . Sau khi tăng σ_{back} xong, mở van áp lực ngược để nước vào mẫu cho đến khi ổn định mới tăng cấp tiếp theo. Trong quá trình này, toàn bộ thay đổi lưu lượng nước được ghi lại. Quá trình bão hòa mẫu bằng áp lực ngược được tiến hành cho đến khi độ bão hòa đạt trên 95% ($B = \Delta u/\Delta \sigma_{cell} > 0,95$). Thông thường, trị số áp lực ngược cần đạt trên 70kPa đối với cát mịn, độ bão hòa của mẫu mới đạt yêu cầu.

3) Cố kết mẫu: Việc cố kết mẫu nhằm đảm bảo đất đạt được trạng thái phù hợp với điều kiện thực tế. Áp lực cố kết (σ'_c) là hiệu giữa áp lực buồng và áp lực ngược ($\sigma'_c = \sigma_{cell} - \sigma_{back}$). Để đảm bảo mô phỏng điều kiện thực tế tốt nhất, áp lực buồng σ_{cell} được tăng đến trị số tương ứng với áp lực địa tầng, còn áp lực ngược σ_{back} bằng áp lực nước lỗ rỗng thực tế (tính theo mực nước dưới đất).

4) Gia tải trọng động: Trước khi gia tải trọng, áp lực buồng được duy trì ở mức tương đương với áp lực địa tầng. Ở bước này, cần lựa chọn thông số tải trọng thí nghiệm tùy thuộc vào loại công trình, đặc điểm tải trọng động và các điều kiện cụ thể khác. Đối với tuabin công trình điện gió, tải trọng động là tải trọng điều hòa và có tính chất lâu dài, nên số chu kỳ thí nghiệm cần rất lớn. Tần số của tải trọng (f) thường được chọn trong khoảng $f = 0,4 - 1$ Hz (Subhamoy Bhattacharya, 2019). Biên độ của tải trọng động phụ thuộc vào khối lượng, đường kính cánh quạt, tốc độ quay của tuabin, ... Thêm vào đó, ứng suất động trong nền đất còn phụ thuộc vào vị trí của điểm đang xét. Do vậy, biên độ ứng suất thí nghiệm ($\Delta \sigma_a$) được xác định theo tỷ số ứng suất mong muốn (CSR), với:

$$CSR = \frac{\Delta \sigma_a}{2\sigma_c} \quad (1)$$

Với mục đích nghiên cứu đặt ra, CSR được xác định theo 2 điều kiện sau: 1) Theo điều kiện tận dụng tối đa khả năng làm việc của đất, tức là theo tỷ số ứng suất giới hạn (CSR_{gh}). Trị số CSR_{gh} phụ thuộc vào loại và trạng thái của đất, có thể dự tính theo thí nghiệm SPT; 2) Theo trị số ứng suất tối đa mà tải trọng công trình có khả năng gây ra trong nền đất. Theo điều kiện này, độ sâu càng lớn thì CSR càng nhỏ.

Các thông số đo trực tiếp theo thời gian bao gồm: lực dọc trục (F , kN); áp lực buồng (σ_{cell} , kPa); áp lực ngược (σ_{back} , kPa); áp lực nước lỗ rỗng (u , kPa); biến dạng dọc trục (S , mm); thay đổi thể tích (ΔV , mm³). Từ đó, xác định các thông số tính toán và biểu diễn trên các biểu đồ đặc trưng.

3. Kết quả nghiên cứu và thảo luận

3.1. Đặc điểm phân bố của loại đất nghiên cứu

Theo các tài liệu địa chất, địa chất thủy văn và địa chất công trình thu thập được từ các đề tài, dự án ở khu vực ven biển Sóc Trăng, địa tầng khu vực có mặt hai loại cát là hạt mịn thuộc trầm tích amQ_2^{2-3} phân bố ở độ sâu từ 2,5m đến 13,0m; cát hạt nhỏ thuộc trầm tích am , mQ_2^{1-2} phân bố ở độ sâu từ 31,0m đến 60m. Các loại cát này phân bố thành lớp xen với các lớp đất yếu. Mực nước dưới đất dao động từ 1,0m đến 1,6m. Kết quả tổng hợp về đặc điểm phân bố và thí nghiệm SPT được trình bày trong Bảng 1.

Bảng 1. Địa tầng đặc trưng khu vực nghiên cứu

Ký hiệu lớp *	Độ sâu (m)		Bề dày trung bình (m)	Hệ tầng	Loại đất	Trị số SPT (búa)
	Mặt lớp	Đáy lớp				
2	2,5-5,0	9,0-13,0	6,0	amQ_2^{2-3}	Cát hạt mịn, xen kẹp sét pha, màu xám đen, xốp	3-5
5	31,0-45,0	45,5-50,0	8,0	am , mQ_2^{1-2}	Cát hạt nhỏ, màu xám đen, chặt	27-42
6	45,5-50,0	55,0-60,0	10,0	am , mQ_2^{1-2}	Cát hạt nhỏ, xám nâu, xám đen, rất chặt	>50

* Ký hiệu lớp đất theo địa tầng đặc trưng khu vực

3.2. Kết quả thí nghiệm xác định độ bền động và khả năng hóa lỏng

Theo mục đích nghiên cứu, ba mẫu cát được lấy tại khu vực thị xã Vĩnh Châu, ở ba độ sâu đại diện cho các lớp 2, 5, 6. Mẫu lấy về được thí nghiệm xác định thành phần hạt, khối lượng riêng (γ_s), hệ số rỗng nhỏ nhất (e_{min}), và hệ số rỗng lớn nhất (e_{max}). Kết quả thí nghiệm được tổng hợp trong Bảng 2.

Bảng 2. Kết quả thí nghiệm một số chỉ tiêu vật lý

Loại cát và ký hiệu	Độ sâu (m)	Đặc điểm thành phần hạt			K.lg riêng (g/cm^3)	Hệ số rỗng lớn nhất	Hệ số rỗng nhỏ nhất
		D_{60} (mm)	D_{30} (mm)	D_{10} (mm)			
Lớp 2: Cát hạt mịn - C1	5,5-6,0	0,28	0,14	0,06	2,65	1,021	0,577
Lớp 5: Cát hạt nhỏ - C2	44,5-45,0	0,35	0,23	0,10	2,65	1,050	0,589
Lớp 6: Cát hạt nhỏ - C3	48,5-49,0	0,36	0,24	0,12	2,65	1,040	0,593

Mỗi loại cát (C1, C2, C3) được chế bị lại nhiều lần theo các phương pháp khác nhau tùy theo độ chặt mong muốn, sau đó được bão hòa, cô kết nhằm mô phỏng lại điều kiện thực tế ở độ sâu khác nhau trước khi thí nghiệm gia tải động. Phương pháp thực hiện được trình bày trong mục 2.2. Trong đó, phương pháp rót khô được sử dụng chế bị mẫu cát xốp, phương pháp đầm ẩm sử dụng chế bị mẫu cát chặt. Sau đó, mẫu được bão hòa và cô kết. Các thông số ở các bước thí nghiệm được tổng hợp trong các Bảng 3, 4, 5.

Bảng 3. Các thông số của mẫu chế bị

Ký hiệu mẫu	Độ sâu mô phỏng (m)	Phương pháp chế bị	Kích thước mẫu (mm)		Khối lượng thể tích khô (g/cm^3)	Hệ số rỗng	Độ chặt tương đối
			D	H			
C1-0	8,5	Rót khô	70,0	140,8	1,377	0,936	0,189
C1-1	5,5	Rót khô	70,0	141,5	1,402	0,897	0,277
C1-2	7,0	Rót khô	70,0	140,0	1,420	0,893	0,287
C1-3	11,5	Rót khô	69,8	139,6	1,442	0,895	0,282

C1-4	7,0	Rót khô	70,0	140,0	1,376	0,937	0,188
C2-1	34,0	Đầm ẩm	70,5	141,0	1,572	0,692	0,777
C2-2	43,0	Đầm ẩm	69,3	140,0	1,572	0,686	0,790
C2-3	31,5	Đầm ẩm	71,0	139,5	1,518	0,753	0,643
C3	43,0	Đầm ẩm	69,3	139,7	1,549	0,711	0,736

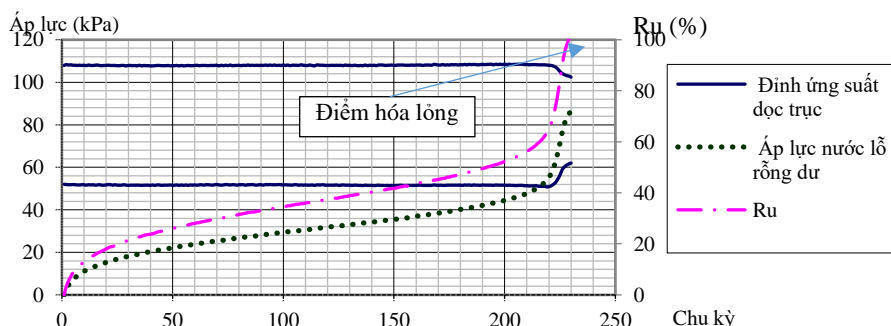
Bảng 4. Các thông số thí nghiệm bước bão hòa và cố kết mẫu

Ký hiệu mẫu	Độ sâu mô phỏng (m)	Bão hòa		Cố kết			Độ chặt sau cố kết
		σ_{cell} (kPa)	σ_{back} (kPa)	σ_{cell} (kPa)	σ_{back} (kPa)	σ'_c (kPa)	D_r
C1-0	8,5	90	80	140	80	60	0,192
C1-1	5,5	100	90	120	80	40	0,280
C1-2	7,0	80	70	120	70	50	0,290
C1-3	11,5	100	90	160	80	80	0,300
C1-4	7,0	80	70	120	70	50	0,191
C2-1	34,0	90	80	320	80	240	0,780
C2-2	43,0	120	110	400	100	300	0,794
C2-3	31,5	90	80	300	80	220	0,701
C3	43,0	220	210	500	200	300	0,740

Bảng 5. Tổng hợp kết quả thí nghiệm độ bền động và khả năng hóa lỏng

Ký hiệu mẫu	Tỷ số ứng suất	Biên độ ứng suất	Biến dạng lớn nhất	R_u ở chu kỳ 5	R_u ở chu kỳ 50	R_u ở chu kỳ 100	R_u ở chu kỳ 200	R_u lớn nhất	Chu kỳ hóa lỏng
	SR	kPa	%	%	%	%	%	%	N_L
C1-0	0,234	28	7,86	100	-	-	-	100	4
C1-1	0,225	18	8,44	8,1	31,9	67,7	100,0	100	104
C1-2	0,200	29	6,46	8,0	25,4	34,0	51,8	100	228
C1-3	0,181	20	5,94	3,4	22,6	30,8	45,1	100	298
C1-4	0,160	16	4,72	24,2	64,2	77,4	88,8	100	468
C2-1	0,230	55	0,13	7,43	12,1	13,4	14,8	16,7	Không
C2-2	0,100	60	0,53	3,9	9,6	11,90	14,6	18,6	Không
C2-3	0,095	38	0,87	8,7	11,5	12,6	13,6	15,0	Không
C3	0,083	50	0,11	3,4	7,13	8,40	9,67	11,3	Không

Sau bước cố kết mẫu, tiến hành gia tải động theo phương pháp được trình bày ở mục 2.2. Trong đó, tất cả các mẫu đều được gia tải điều hòa với tần số là 1Hz, nhưng khác nhau về tỷ số ứng suất CSR. Các mẫu ở độ sâu nhỏ có áp lực địa tầng thấp, lại gần nguồn tải trọng nên ứng suất động lớn, dẫn tới CSR lớn và ngược lại. Kết quả thí nghiệm 9 mẫu (5 mẫu C1; 3 mẫu C2 và 1 mẫu C3) được tổng hợp trong Bảng 5.

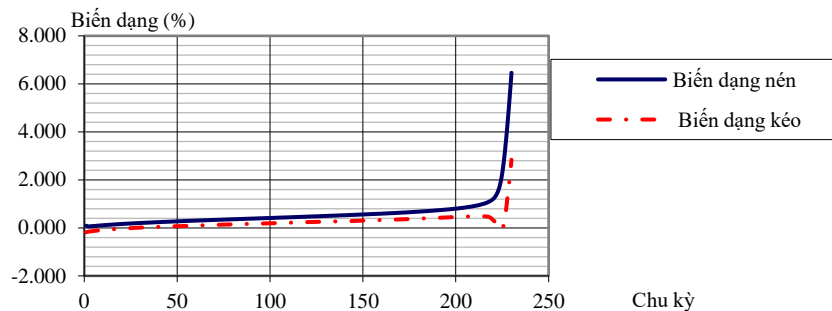


Hình 1. Dạng biểu đồ biểu diễn biến đổi ứng suất, R_u đặc trưng cho loại cát C1 (mẫu C1-2)

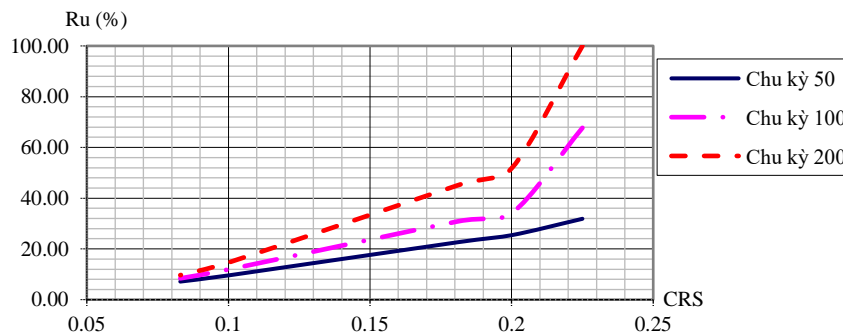
Từ các kết quả thí nghiệm được trình bày trong các Bảng 4, 5 có thể thấy các mẫu cát hạt mịn (C1) được mô phỏng ở độ sâu từ 5,5 ÷ 11,5m (C1-0, C1-1, C1-2, C1-3, C1-4) đều có độ chặt $D_r \leq 0,3$ tương ứng với

trạng thái xốp; Các mẫu cát hạt nhỏ (C2, C3) được mô phỏng tương ứng độ sâu trên 30m đều có $D_r > 0,7$ thuộc trạng thái chặt. Thực tế, khi ứng suất cố kết $\sigma'_c > 300$ kPa độ chặt của mẫu cát không có sự thay đổi đáng kể. Như vậy, độ chặt của các mẫu được mô phỏng phù hợp với thực tế.

Kết quả thí nghiệm mẫu C1-2 (cát hạt mịn, xốp) cho các dạng biểu đồ như Hình 1 và 2. Theo đó, R_u có xu hướng tăng nhanh ở khoảng 15 chu kỳ đầu (do cát chặt lại), sau đó tăng dần đến trị số 70% (đến chu kỳ 215), vượt quá trị số này R_u tăng nhanh chóng đạt 100% ở chu kỳ 228. Biên đổi của ứng suất, biến dạng ở thời điểm ban đầu tương đối ổn định, nhưng khi $R_u > 70\%$ thì ứng suất bị sụt giảm và biến dạng nhanh chóng vượt quá 5% (Hình 2, ở chu kỳ 217). Khi đó, mẫu bị sụt và hóa lỏng hoàn toàn ở chu kỳ thứ 228. Kết quả thí nghiệm các mẫu khác thuộc loại cát C1 (các mẫu C1-0, C1-1, C1-3, C1-4 đều ở trạng thái xốp) cũng có đặc điểm tương tự, theo đó khi $R_u > (60 \div 70)\%$ đều có sự biến đổi đột ngột của ứng suất, biến dạng. Tuy nhiên, số chu kỳ hóa lỏng (N_L), mức độ biến dạng và tốc độ tăng R_u ở các mẫu là khác nhau, phụ thuộc vào CSR (xem Bảng 6 và Hình 3). Trị số CSR càng lớn, R_u tăng nhanh hơn, hóa lỏng ở số chu kỳ nhỏ hơn. Khi CSR tăng từ 0,160 đến 0,234 thì số chu kỳ hóa lỏng giảm từ 468 xuống đến 4 chu kỳ. Các thông số cụ thể của từng mẫu được tổng hợp trong Bảng 4.



Hình 2. Dạng biểu đồ biến đổi biến dạng tương đối đặc trưng cho loại cát C1 (mẫu C1-2)



Hình 3. Sự gia tăng R_u theo CSR ở các chu kỳ khác nhau

Các mẫu cát hạt nhỏ ở trạng thái chặt phân bố ở độ sâu lớn nên tỷ số ứng suất động CSR thực tế thường nhỏ hơn 0,1. Khi thí nghiệm ở $CSR \leq 0,1$, R_u tăng tối đa đạt từ 11,3% đến 18,6%, biến dạng lớn nhất chỉ đạt từ 0,11% đến 0,87%. Với loại cát này, khi thí nghiệm ở $CSR = 0,230$ cũng không nhận thấy có sự thay đổi đáng kể về R_u và mức độ biến dạng. Như vậy, cát hạt nhỏ ở trạng thái chặt phân bố ở độ sâu lớn hơn 30m trong khu vực nghiên cứu không bị hóa lỏng. Tuy nhiên, sự gia tăng của R_u từ 11,3% đến 18,6% làm giảm độ bền của đất, có thể ảnh hưởng đến ổn định nền móng công trình khi được sử dụng làm lớp chịu lực.

Trên Hình 4 cho thấy sự khác nhau về biến đổi R_u trong đất cát hạt mịn, trạng thái xốp (C1-1, C1-2, C1-3) và cát hạt nhỏ, trạng thái chặt (C2, C3).

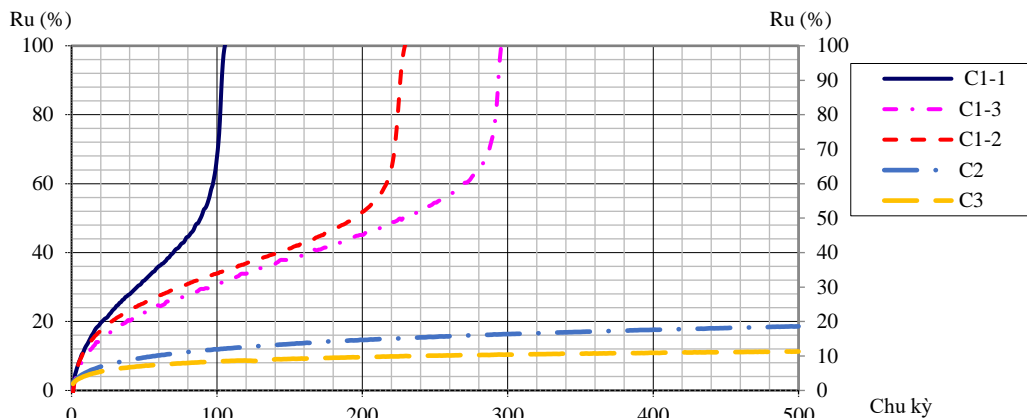
4. Kết luận

Khi nghiên cứu độ bền và khả năng hóa lỏng của cát khu vực nghiên cứu, đất cát hạt mịn trạng thái xốp được chế bị lại bằng phương pháp rót khô, đất cát hạt nhỏ trạng thái chặt chế bị bằng phương pháp đầm ẩm kết hợp với quá trình cố kết mẫu theo áp lực địa tầng cho độ chặt của mẫu phù hợp với thực tế.

Kết quả nghiên cứu cho thấy, cát hạt mịn trạng thái xốp phân bố ở độ sâu nhỏ hơn 11,5m có khả năng bị hóa lỏng. Thời gian đạt đến trạng thái hóa lỏng phụ thuộc vào tỷ số ứng suất động, khi CSR tăng từ 0,160 đến 0,234 thì số chu kỳ hóa lỏng giảm từ 468 xuống đến 4 chu kỳ. Thời điểm hóa lỏng xảy ra khi $R_u = 100\%$. Tỷ số $R_u > (60 \div 70)\%$ là trị số nguy hiểm, có thể dẫn tới trạng thái hóa lỏng nhanh chóng.

Đất cát hạt nhỏ trạng thái chặt ở điều kiện mô phỏng độ sâu phân bố thực tế không bị hóa lỏng, nhưng gây ra R_u tăng từ 11,3% đến 18,6% làm giảm độ bền của đất, có thể ảnh hưởng đến ổn định nền móng công trình khi được sử dụng làm lớp chịu lực.

Như vậy, khi xây dựng các công trình tuabin điện gió khu vực ven biển Sóc Trăng, cần phải nghiên cứu đánh giá độ ổn định nền móng công trình có xét đến khả năng hóa lỏng và giảm độ bền của đất loại cát.



Hình 4. Sự gia tăng R_u theo chu kỳ gia tải ở các mẫu thí nghiệm

Lời cảm ơn

Tập thể tác giả xin gửi lời cảm ơn đến tập thể cán bộ, nhân viên Phòng thí nghiệm Địa kỹ thuật công trình thuộc Trường Đại học Mở - Địa chất đã giúp hoàn thiện nghiên cứu.

Tài liệu tham khảo

- Thanh Trà, 2020. Sóc Trăng thúc đẩy phát triển điện gió. Báo Bình Phước online.
- Nguyễn Thị Nụ, 2014. Nghiên cứu đặc tính địa chất công trình của đất loại sét yếu amQ_{2-3} phân bố ở các tỉnh ven biển đồng bằng sông Cửu Long phục vụ xử lý nền đường. Luận án tiến sĩ, Trường Đại học Mở - Địa chất.
- Nguyễn Văn Phóng, Lê Trọng Thắng (2014), Nghiên cứu độ bền động của một số loại đất yếu ở vùng ven biển Bắc Bộ bằng thí nghiệm ba trục động, Báo cáo tại Hội nghị KH Mở - Địa chất
- Nguyen Van Phong, Le Trong Thang, 2016. Research on liquefaction resistance of fine sand distributing in Hanoi by density. International Conference on Geology and Geo-resources (ESASGD 2016), Trường Đại học Mở - Địa chất. Từ trang 174 đến trang 178.
- Nguyễn Văn Phóng, 2016. Nghiên cứu tính chất cơ học của trầm tích Đệ tứ phân bố ở khu vực Hà Nội dưới tác dụng của tải trọng động. Luận án Tiến sĩ, Trường Đại học Mở - Địa chất, trang 43-54.
- Ishihara K., 2003, Soil Behaviour in Earthquake Geotechnics, Oxford Science Publications, UK, 385.
- Subhamoy Bhattacharya, 2019. Design of Foundations for Offshore Wind Turbines. John Wiley & Sons, Inc., 111 River Street, Hoboken, NJ 07030, USA, 369.

ABSTRACT

The cyclic strength and liquefaction potential of sand distributed in Soc Trang coastal area under the loading of wind turbine operation

Nguyen Van Phong¹

¹ Hanoi University of Mining and Geology

Fine and small-grained sand are widely distributed in the coastal area of Soc Trang province which are sensitive to the dynamic loading. Although this coastal area is located in the low-medium magnitude of earthquake (levels of V, VI according to MSK-64), this area is planned for development of wind power projects. The operation of wind power turbine generates the dynamic load which can cause the liquefaction of sandy soil.

The aim of this paper is to introduce the research method using the triaxial dynamic test to evaluate the liquefaction potential of sandy soil distributed in this area. In which, the soil samples are simulated the field

stress state and the field soil density. Research results showed that the loose fine-grained sand distributed at the depth from 2.5 m to 11.5 m is prone to be liquefied when the cyclic stress ratio, CSR is higher than 0.16. By contrast, the fine sand with dense density distributed at the depth higher than 30 m is not liquefied, but the pore water pressure increases with the ratio of pore water pressure, R_u from 11.3 to 18.6% and can cause the reduction in the soil strength.

Keywords: Liquefaction potential; excess pore-water pressure; wind turbine; Soc Trang.

Nghiên cứu thực nghiệm mối quan hệ giữa vận tốc sóng Rayleigh và độ rỗng của vật liệu

Bùi Trường Sơn^{1,*}, Nguyễn Thị Nụ¹

¹ Trường Đại học Mở - Địa chất

TÓM TẮT

Sóng Rayleigh được phát hiện năm 1885 và được ứng dụng trong nhiều ngành khoa học khác nhau như: viễn thông, khoa học vật liệu, địa vật lý, ... Trong lĩnh vực địa kỹ thuật xây dựng, sóng Rayleigh được sử dụng trong các thí nghiệm không phá hủy xác định tính chất vật lý, cơ học của vật liệu. Báo cáo trình bày kết quả nghiên cứu thực nghiệm mối quan hệ giữa vận tốc sóng Rayleigh và độ rỗng của vật liệu vừa xi măng ở trạng thái bão hòa và không bão hòa. Kết quả nghiên cứu sẽ được ứng dụng giải bài toán thuận là vận tốc sóng phụ thuộc vào độ rỗng của vật liệu, hoặc giải bài toán ngược đánh giá không phá hủy, độ rỗng của vật liệu thông qua các giá trị đo được của vận tốc sóng.

Từ khóa: Sóng Rayleigh; vận tốc; không phá hủy; độ rỗng.

1. Đặt vấn đề

Các môi trường đàn hồi (khí, lỏng hay rắn) có thể coi như là những môi trường liên tục gồm những phần tử liên kết chặt chẽ với nhau. Lúc bình thường, mỗi phần tử có một vị trí cân bằng bền. Nếu tác động một lực lên một phần tử A nào đó bên trong môi trường này, nó sẽ rời khỏi vị trí cân bằng bền. Do tương tác tạo nên bởi các mối liên kết với các phần tử bên cạnh, một mặt phần tử A bị kéo về vị trí cân bằng, một mặt nó cũng chịu tác dụng bởi lực tác động nên phần tử A sẽ di chuyển qua - lại quanh vị trí cân bằng, có nghĩa là phần tử A thực hiện chuyển động dưới dạng dao động. Hiện tượng này tiếp tục xảy ra đối với các phần tử khác của môi trường. Dạng dao động cơ, có tính chất lặp đi lặp lại, lan truyền trong môi trường đàn hồi được gọi là sóng đàn hồi hay sóng cơ; nói cách khác, sóng là một hiện tượng vật lý trong đó năng lượng được dẫn truyền dưới dạng dao động của các phần tử vật chất của môi trường truyền sóng. Về bản chất, sóng siêu âm là sóng cơ học, do đó nó tuân theo mọi quy luật đối với sóng cơ, có thể tạo ra sóng âm bằng cách tác động một lực cơ học vào môi trường truyền âm. Ví dụ đánh vào mặt trống, tác động dòng điện làm rung màng loa, tác động làm rung âm thoa, đạn bay trong không khí, ... (Bergmaam, 1948; Achenback, 1973).

Do mỗi vị trí trong môi trường ở trạng thái bình thường đều có một mật độ phân tử ρ và một áp suất P cố định. Khi có một phần tử trong một môi trường dao động thì mật độ và áp suất tại vị trí đó sẽ thay đổi. Như vậy bản chất của sự lan truyền dao động là sự lan truyền của mật độ khối và áp suất P .

Sóng siêu âm có tần số cao hơn tần số tối đa mà tai người nghe thấy được. Tần số tối đa này tùy vào từng người, nhưng thông thường nó vào cỡ 20.000 Hz. Ngược lại với siêu âm, các âm thanh có tần số thấp hơn ngưỡng nghe được bởi tai người (thường vào khoảng 20 Hz) là hạ âm. Phương pháp siêu âm có nhiều ưu điểm như không phá hủy kết cấu, có thể lặp lại các phép thử trên toàn bộ kết cấu, phát hiện được các khuyết tật nằm trong cấu kiện và đánh giá chất lượng trực tiếp trên công trình. Ngày nay, hệ thống máy siêu âm không chỉ hoạt động độc lập mà còn được nghiên cứu để kết nối với các thiết bị nén đơn trục, ba trục để ghi nhận được quá trình phá hủy của vật liệu. Hiện nay, các nghiên cứu của các tác giả mới chỉ hướng tới việc sử dụng trường vận tốc của sóng dọc, sóng ngang mà chưa đề cập đến các loại sóng Rayleigh, sóng Lamb, sóng Love trong nghiên cứu tính chất của vật liệu (Fortin, 2005; Wasserman, 2006; Javad, 2010; Fethi, 2010; Revil, 2014; ...). Trong báo cáo này, nhóm tác giả sẽ trình bày kết quả nghiên cứu thực nghiệm mối quan hệ giữa vận tốc sóng Rayleigh và độ rỗng của vật liệu vừa xi măng ở trạng thái bão hòa và không bão hòa. Kết quả nghiên cứu sẽ được ứng dụng giải bài toán thuận là vận tốc sóng phụ thuộc vào độ rỗng của vật liệu, hoặc giải bài toán ngược đánh giá không phá hủy độ rỗng của vật liệu thông qua các giá trị đo được của vận tốc sóng.

* Tác giả liên hệ

Email: buitruongson@humg.edu.vn

2. Cơ sở lý thuyết

Sóng Rayleigh được phát hiện năm 1885 và được ứng dụng trong nhiều ngành khoa học như: viễn thông, khoa học vật liệu, địa vật lý,... Trong lĩnh vực địa kỹ thuật xây dựng, sóng Rayleigh được sử dụng trong các thí nghiệm không phá hủy xác định tính chất của vật liệu.

Để nghiên cứu cơ sở lý thuyết về sóng Rayleigh, xuất phát từ phương trình cơ bản chuyển động:

$$\rho \frac{\partial^2 U_i}{\partial t^2} = \frac{\partial^2 \sigma_{ik}}{\partial x_k} \quad (1)$$

$$\text{Thay} \quad \sigma_{ik} = \frac{E}{2(1+\nu)} \left(U_{ik} + \frac{\nu}{1-2\nu} U_{11} \delta_{ik} \right) \quad (2)$$

$$\text{Ta có:} \quad \rho \frac{\partial^2 \vec{U}}{\partial t^2} = \frac{E}{2(1+\nu)} \Delta \vec{U} + \frac{E}{2(1+\nu)(1-2\nu)} \text{grad.div} \vec{U} \quad (3)$$

Trong các công thức (1),(2) và (3): \vec{U} - véc tơ dịch chuyển; ρ - khối lượng riêng; E - mô đun Young; ν - hệ số Poisson.

Vậy nếu véc tơ dịch chuyển \vec{U} chỉ phụ thuộc vào thời gian và một trong các tọa độ (X chẳng hạn), khi đó ta có sóng là sóng phẳng đàn hồi, phương trình chuyển động dưới dạng véc tơ bây giờ sẽ đơn giản, viết theo công thức thành phần:

$$\frac{\partial^2 U_x}{\partial t^2} - V_p^2 \frac{\partial^2 U_x}{\partial x^2} = 0; \quad \frac{\partial^2 U_y}{\partial t^2} - V_s^2 \frac{\partial^2 U_y}{\partial x^2} = 0; \quad \frac{\partial^2 U_z}{\partial t^2} - V_s^2 \frac{\partial^2 U_z}{\partial x^2} = 0 \quad (4)$$

Từ các phương trình trên, ta thấy nghiệm của chúng có dạng:

$$U_x = Ae^{j[\omega t - (\omega/V_p)x]}; \quad U_y = Ae^{j[\omega t - (\omega/V_s)x]}; \quad k_l = \frac{\omega}{V_p} \quad k_t = \frac{\omega}{V_s} \quad (5)$$

Từ công thức (5), ta có 2 loại sóng (P và S) truyền với tốc độ khác nhau V_p, V_s theo phương X, với tần số f nào đó. Vậy, trong vật rắn đẳng hướng có 2 loại sóng dọc và sóng ngang truyền độc lập với nhau và với tốc độ khác nhau. Trong đó, sóng dọc có phương dao động trùng với phương truyền sóng (thường ký hiệu P), sóng ngang có phương dao động vuông góc với phương truyền sóng (ký hiệu S). Sóng Rayleigh là sóng truyền theo phương X trên mặt biên giới giữa không khí và chất rắn đẳng hướng, là tổ hợp tuyến tính của sóng dọc và sóng ngang, có tần số như sóng dọc, ngang nhưng tắt dần theo phương Z.

Trên thực tế sóng Rayleigh chỉ tồn tại sát bề mặt của vật, để có lời giải tìm vận tốc của sóng Rayleigh là rất phức tạp. Fethi, 2010, đã đề xuất phương trình (6) rút gọn liên quan đến vận tốc sóng Rayleigh.

$$16 \left(1 - \frac{V_R^2}{V_P^2} \right) \left(1 - \frac{V_R^2}{V_S^2} \right) - \left(2 - \frac{V_R^2}{V_S^2} \right) = 0 \quad (6)$$

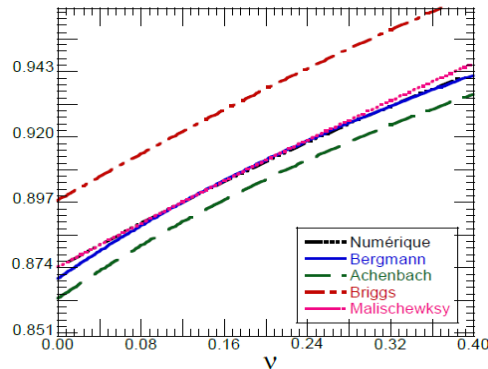
Trong đó: V_p - vận tốc sóng dọc; V_s - vận tốc sóng ngang; V_R - vận tốc sóng Rayleigh.

Theo nghiên cứu của nhiều tác giả (Bergmaam, 1948; Achenback, 1973; Briggs, 1992; Malischewsky, 2005; Li, 2006) vận tốc sóng Rayleigh là một đại lượng cơ bản và quan trọng, thu hút được sự quan tâm của nhiều nhà địa chất học, khoa học vật liệu và vật lý. Vì vận tốc sóng Rayleigh là nghiệm của phương trình tán sắc, nên phương trình tán sắc dạng tường minh là mục tiêu cơ bản khi nghiên cứu sóng Rayleigh. Nó sẽ được ứng dụng giải bài toán thuận là vận tốc sóng phụ thuộc vào độ rỗng của vật liệu, hoặc giải bài toán ngược đánh giá không phá hủy độ rỗng của vật liệu thông qua các giá trị đo được của vận tốc sóng. Vận tốc của sóng Rayleigh có thể được xác định gần đúng theo Bảng 1.

*Bảng 1. Xác định gần đúng vận tốc sóng Rayleigh
(Bergmaam, 1948; Achenback, 1973; Briggs, 1992; Malischewsky, 2005; Li, 2006)*

Tên tác giả	Tỷ số V_R/V_S
Bergmaam, 1948	$(0.87+1.12\nu)/(1+\nu)$
Achenback, 1973	$(0.863+1.139\nu)/(1+\nu)$
Briggs, 1992	$1/(1.11418-0.25771\nu+0.12661\nu^2)$
Malischewsky, 2005	$0.874+0.196\nu-0.043\nu^2$ với $\nu \in [-1, 0.5]$
Li, 2006	$\text{SQRT}[(27.425-11.425\nu-\text{SQRT}(187.438\nu^2-52.4769\nu+121.0384))]/21.5(1-\nu)$

Theo Bảng 1, các giá trị gần đúng khác nhau của tỷ lệ V_R/V_s là một hàm của hệ số Poisson và được biểu diễn trên Hình 1. Các kết quả cho thấy có sự thống nhất giữa nghiệm số và giá trị gần đúng của Bergmann (1948). Sự gần đúng này sẽ được áp dụng cho tất cả sự phát triển lý thuyết về sau này.



Hình 1. Mối quan hệ giữa tỷ số V_R/V_s và hệ số Poisson

Theo Bergmann, 1948 vận tốc sóng Rayleigh có thể viết là hàm của hệ số Poisson:

$$V_R \cong V_S f(\nu) \quad (7)$$

$$\text{Với} \quad f(\nu) = \frac{0.87 + 1.12\nu}{1 + \nu} \quad (8)$$

Bergmann, 1948 đã chứng minh vận tốc của sóng Rayleigh cũng là hàm của độ rỗng theo công thức :

$$V_R \cong (1 - bP)V_{R0} \quad (9)$$

Trong đó: V_R - vận tốc sóng Rayleigh trong vật liệu cần xét; P - độ rỗng của vật liệu ; V_{R0} - vận tốc sóng Rayleigh trong vật liệu không lỗ rỗng ; b - hệ số không thứ nguyên.

Tùy theo tính chất của môi trường, thông thường vận tốc sóng Rayleigh trong vật liệu, luôn bé hơn tốc độ sóng ngang và nằm trong khoảng :

$$0,8 V_s < V_R < 0,94 V_s \quad (10)$$

3. Kết quả thí nghiệm

3.1. Chế tạo mẫu thí nghiệm

Để nghiên cứu mối quan hệ giữa vận tốc sóng Rayleigh, nhóm nghiên cứu sử dụng mẫu vữa xi măng. Mẫu vữa xi măng dùng trong thử nghiệm được chế tạo theo tiêu chuẩn NF EN 196-1, thành phần bao gồm: xi măng Portland CEM II/B-LL 52,5R, nước và phụ gia siêu dẻo. Tỷ lệ nước/xi măng (N/X) từ 0.3; 0.4; 0.5; 0.6; 0.7. Quy trình chế tạo mẫu vữa xi măng dùng thí nghiệm như sau:

- Nước trộn và phụ gia được đưa vào máy trộn trong thời gian 1 phút, không dùng máy trộn, xi măng được đưa vào máy trộn trong thời gian 4 phút.
- Dùng máy trộn, đổ vữa xi măng vào khuôn có kích thước 100x50x10 cm³ và được làm chặt bằng bàn rung (theo tiêu chuẩn NF EN 191-1).
- Bọc mẫu bằng màng nhựa và bảo quản tránh sự trao đổi nước với môi trường bên ngoài trong thời gian 48 giờ. Điều này cho phép tránh bay hơi nước chứa trong hỗn hợp và mặt khác giảm thiểu các vi khe nứt do gradient nhiệt gây ra bởi phản ứng tỏa nhiệt trong quá trình thủy hóa xi măng.
- Sau thời gian bảo dưỡng các mẫu được cắt trên máy có kích thước 30x30x5cm³ để tiến hành các thí nghiệm.

Bảng 2. Thành phần vật chất các mẫu thí nghiệm

Loại mẫu	Mẫu vữa xi măng				
	Tỷ lệ nước/xi măng (N/X)	Xi măng (kg/m ³)	Nước (kg/m ³)	Phụ gia (kg/m ³)	ρ (kg/m ³)
EC1	0.3	400	120	8	2127
EC2	0.4	400	160	8	2216
EC3	0.5	400	200	8	2276
EC4	0.6	400	240	8	2092
EC5	0.7	400	280	8	2138

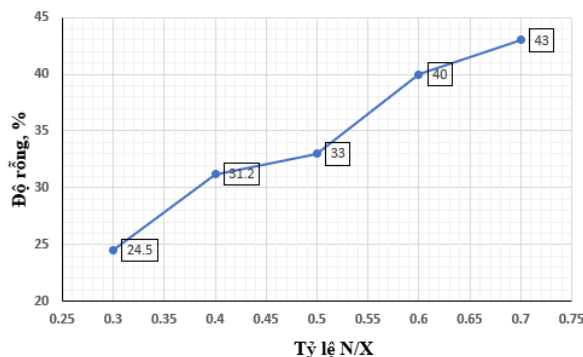
3.2. Xác định độ rỗng của mẫu thí nghiệm

Nhóm nghiên cứu đã xác định độ rỗng của mẫu vữa xi măng theo cả 2 phương pháp: 1) Phương pháp ép thủy ngân xâm nhập vào lỗ rỗng và tính thể tích lỗ rỗng chính là thể tích thủy ngân đưa vào mẫu; 2) Phương pháp bão hòa thông thường. Kết quả tính độ rỗng của các mẫu thí nghiệm được trình bày trong Bảng 3 và Hình 2.

Bảng 3. Kết quả xác định độ rỗng trung bình của các mẫu thí nghiệm

Ký hiệu mẫu	Tỷ lệ nước/xi măng (N/X)	Độ rỗng (%)
EC1	0.3	24,5
EC2	0.4	31,2
EC3	0.5	33,0
EC4	0.6	41,0
EC5	0.7	43,0

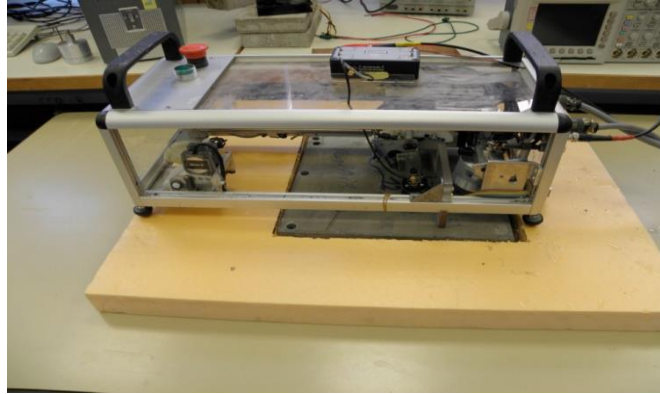
Từ Bảng 3 và Hình 2, chúng tôi có nhận xét là trong cùng điều kiện thí nghiệm, độ rỗng của mẫu vữa xi măng phụ thuộc vào tỷ lệ N/X, trong khoảng tỷ lệ N/X từ 0.3 đến 0.4 độ rỗng tăng nhanh (ứng với lượng nước thiếu không đủ để thủy hóa xi măng), biến đổi chậm trong khoảng tỷ lệ N/X từ 0.4 đến 0.5 và tiếp tục tăng nhanh trong khoảng >0.5 (lượng nước dư thừa cho phản ứng thủy hóa xi măng, khi bay hơi sẽ làm tăng độ rỗng).



Hình 2. Sự thay đổi độ rỗng phụ thuộc vào tỷ lệ N/X của mẫu thí nghiệm

3.3. Đo vận tốc sóng Rayleigh

Vận tốc của sóng Rayleigh được đo bằng một thiết bị tự động không tiếp xúc do Piwakowski và Safinowski, 2009 phát triển. Hệ thống bao gồm hai đầu dò siêu âm được gắn trên một thanh ray tự động (Hình 3). Máy phát (Ultran NCG) được cố định và máy thu (Microsonics mBAT-1) di chuyển với một bước không đổi dọc theo đường ray. Các tần số sử dụng để thí nghiệm lần lượt là 75 KHz, 200 KHz, 350 KHz.



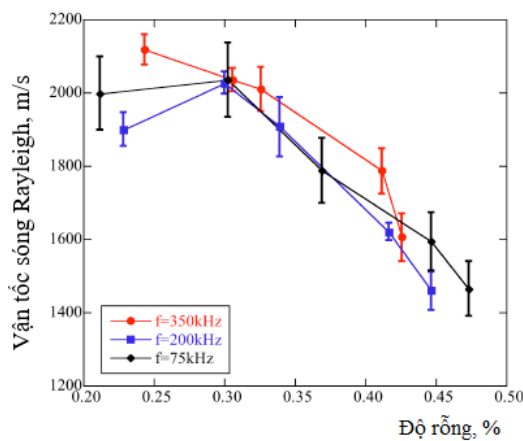
Hình 3. Thiết bị thí nghiệm đo vận tốc sóng Rayleigh do Piwakowski và Safinowski phát triển năm 2009

Bảng 4. Các thông số đầu phát và thu tín hiệu sóng Rayleigh

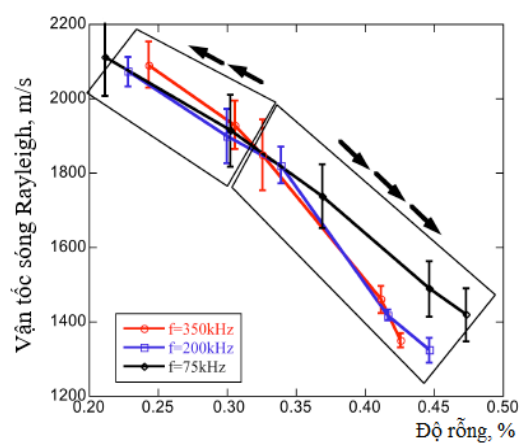
Loại đầu đo	Ký hiệu đầu phát/thu	Tần số hoạt động	Đường kính (cm)	Nguyên lý đo
Đầu phát tín hiệu	Ultran NCG 75	75 KHz	5	Không tiếp xúc
	Ultran NCG 250	200 KHz	5	
	Ultran NCG 350	350 KHz	5	
Đầu thu tín hiệu	MBAT-R1	Từ 40KHz đến 02MHz	6	Không tiếp xúc

3.3. Kết quả thí nghiệm và nhận xét

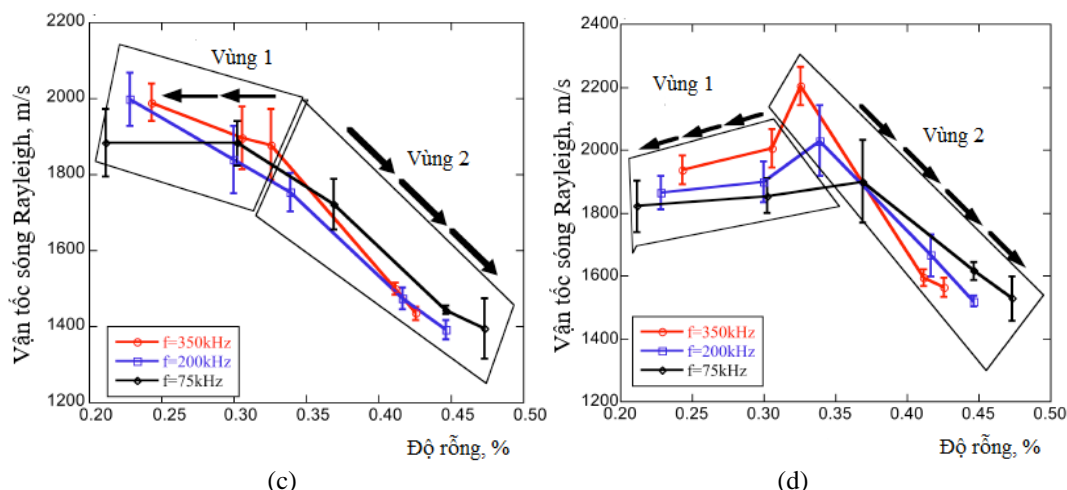
Trên các Hình 4a,b,c,d trình bày kết quả thí nghiệm thể hiện mối quan hệ giữa vận tốc của sóng Rayleigh và độ bão hòa, độ rộng của mẫu vừa xi măng.



(a)



(b)



Hình 4. Kết quả thí nghiệm đo vận tốc sóng Rayleigh phụ thuộc vào độ rỗng và độ bão hòa của vật liệu (a, Mẫu thí nghiệm ở trạng thái bão hòa; b, Mẫu thí nghiệm ở trạng thái bão hòa 70%; c, Mẫu bão hòa ở trạng thái 30%; d, Mẫu ở trạng thái khô)

Từ các kết quả thí nghiệm trên, có nhận xét như sau:

- Nhìn chung ở tất cả các trạng thái, vận tốc sóng Rayleigh đều có xu hướng giảm khi độ rỗng của vật liệu tăng, rõ ràng nhất là khi độ bão hòa đạt 30%, 70%.
- Khi độ rỗng giảm (ứng với tỷ lệ N/X nhỏ) vận tốc của sóng Rayleigh gần như phụ thuộc vào tần số (chiều sâu Z), nhưng khi độ rỗng tăng (tỷ số N/X lớn) thì vận tốc sóng Rayleigh ít biến đổi hơn.
- Sự phát triển của tốc độ sóng Rayleigh trong vữa xi măng bão hòa được thể hiện trong Hình 4a, có thể chia ba giai đoạn. Giai đoạn đầu liên quan đến tỷ lệ N/X thấp, dao động trong khoảng 0.3 đến 0.4 (độ rỗng thay đổi từ 24 % đến 31 %), có sự phân tán tốc độ cho ba tần số. Sự phân tán này là do sự hiện diện của các bọt khí mắc kẹt trong mẫu. Giai đoạn thứ hai liên quan đến tỷ lệ N/X từ 0.4 đến 0.5, ba đường vận tốc gần trùng nhau. Giai đoạn thứ ba liên quan đến tỷ lệ N/X lớn hơn 0.5. Giai đoạn này được đánh dấu bằng sự thay đổi của tốc độ theo độ xuyên thấu của sóng Rayleigh. Các giá trị tốc độ sóng Rayleigh đối với tần số cao ($f = 350$ KHz) cao hơn tốc độ đo ở tần số thấp ($f = 75$ KHz).
- Trong các Hình 4 b,c,d có thể chia làm 2 vùng, vùng 1 và vùng 2. Khi độ bão hòa giảm, vùng 1 có xu thế giảm và đạt giá trị min khi ở trạng thái khô. Đối với mẫu ở trạng thái khô V_R đạt max ở khoảng tỷ lệ N/X từ 0.4 đến 0.5. Các xu hướng quan sát được trong vùng 1 cho thấy tốc độ đo được ở tần số thấp thấp hơn tốc độ ở tần số cao.

Vùng 2 ứng với tỷ lệ N/X lớn hơn hoặc bằng 0,6 (độ rỗng lớn hơn 41%). Trong phần này của đường cong, tốc độ đo được ở tần số cao thấp hơn tần số đo ở tần số thấp. Xu hướng này là ngược lại với xu hướng quan sát được ở vùng 1. Điều này có thể liên quan đến sự hiện diện của các vi khe nứt xuất hiện trên bề mặt vật liệu, ảnh hưởng đến giá trị của tốc độ của sóng Rayleigh.

4. Kết luận

Từ các kết quả nghiên cứu có thể kết luận sau:

- Vận tốc sóng Rayleigh là hàm của độ rỗng của vật liệu vữa xi măng, có xu hướng giảm khi độ rỗng tăng, mức độ tăng giảm phụ thuộc vào độ bão hòa của mẫu. Khi độ bão hòa tăng, mối quan hệ giữa vận tốc sóng Rayleigh và độ rỗng vật liệu gần như tuyến tính và ngược lại.
- Cần có thêm các nghiên cứu về hệ số suy giảm của sóng Rayleigh trên các loại vật liệu khác nhau để mở rộng khả năng ứng dụng trong các lĩnh vực khác

Lời cảm ơn

Nhóm nghiên cứu chân thành cảm ơn Mr Fethi Soltani, Trường Đại học Lille, Cộng hòa Pháp đã cung cấp số liệu để hoàn thành báo cáo này.

Tài liệu tham khảo

- Achenback, 1973. Wave propagation in elastic solids, Editor.
- Bergmaam, 1948. Ultrasonics and their scientific and technical application, John Wiley Sons, New York.
- Briggs, 1992. Acoustic Microscopy, Clarendon Press, Oxford.
- Fethi S., 2010. Caractérisation de la pâte de ciment par des méthodes ultrasonores. Thèse de doctorat,

École Centrale de Lille.

Fortin J., 2005. Compaction homogène et compaction localisée des roches poreuses. Étude expérimentale et théorique. Thèse de doctorat, École Normale Supérieure.

Javad Eslami., 2010. Etude de l'endommagement à court et long terme d'une roche poreuse par méthodes acoustiques. Thèse de doctorat, Institut National Polytechnique de Lorraine, Nancy.

Li, 2006. On approximate analytic expressions for the velocity of Rayleigh waves. *Wave Motion*, vol. 44, p. 120 - 127.

Malischewsky, 2005. Comparison of approximated solutions for the phase velocity of Rayleigh waves. *Nanotechnology*, vol. 16, p. 995 - 996.

Revil A., Barnier G., Karaoulis M., Sava P., Jardani A and Kulesa B., 2014. Seimoelectric coupling in unsaturated porous media : theory, petrophysics, and saturation front localization using an electroacoustic approach. *Geophys. J.Int* 196, pp 867-884.

Wasserman J., 2006. Etude expérimentale de l'endommagement des roches par des méthodes acoustiques. Thèse de doctorat, Institut National Polytechnique de Lorraine, Nancy.

ABSTRACT

Research on the relationship between Rayleigh wave velocity and porosity of the material

Bui Truong Son¹, Nguyen Thi Nu¹

¹ *Hanoi University of Mining and Geology*

Rayleigh wave was discovered in 1885. It is used in many sciences such as telecommunications, materials science, geophysics, ... In geotechnical construction, Rayleigh wave is used in non-destructive testing which determines the physical and mechanical properties of the material. The report presents the results of experimental research on the relationship between Rayleigh wave velocity and porosity of the material in the saturated and unsaturated states. The research results will be applied to solve the problem that the wave speed depends on the porosity of the material, or solve the inverse problem to evaluate non-destructive, porosity of the material through measured values of the wave velocity.

Keywords: Rayleigh wave; velocity; non-destructive; porosity.

Assessing the Settlement Compensation Methods Applied for The Breakwater on the Entrance of Hau's River Navigation Channel

Nguyen Huu Son^{1,*}, Dau Van Ngo¹, Vo Thanh Long¹, Nguyen Ngoc Minh¹

¹ Ho Chi Minh City University of Technology - VNU-HCMC

ABSTRACT

The settlement of the sea dike body and toe sand layer which require the compensated settlement mostly occur in the construction phase. To determine the compensated settlement method during the construction phase, two issues need to be pre-analyzing are resettlement method using sand or rock core compensation during the construction process and calculating the compensated volume. The aims of researcher are to assess the compensated resettlement methods with focus on the (1) the conformity of structure characteristics and stability; (2) implementation of the construction and acceptance activities; and (3) volume of compensated settlement, project cost impacts and project schedule. Results show that, method using the rock core meet the study targets, project schedule with quality and constructability. Rock core compensation shortens 8 months than sand layer method; reduce VND 7 billions of incurred cost; and witness a maximum site monitoring settlement rate of 0.541m lower than calculated rate for the South breakwater at Long Vinh commune, Duyen Hai district, Tra Vinh province, Vietnam.

Keywords: Settlement compensation; sand layer; settlement compensation volume; rock core.

1. Introduction

The southern breakwater under the Project of Investment in construction of artificial channels for large vessels to enter the Hau River has a project scale of 2,400m in length. The dike structure is covered with Chinese Accropode modules. The breakwater is placed on the toe sand layer with thickness instead of sand from 3.5 to 6.0m. During the design phase, it was determined the settlement during construction phase is 0.469 to 0.72m with total 25-year settlement is 0.3m. However, during the project implementation, the cost was incurred due to lack of settlement compensation in construction phase.

During the construction, there are typical settlement of the sea dike are body and toe sand layer (about 20 ÷ 30 months). Main reasons are the settlement of the dike foundation and material itself. In general, the material settlement is very complicated, long-term and there are no clear rules so it cannot be described by empirical formula as in the case of settlement of the foundation. However, in the first stage, the material settlement will be large and there is no rule, then the material settlement will decrease over time.

To provide a basis for determining the settlement compensation volumes and settlement expenses, it is necessary to study the plan of handling and calculating the settlement compensation volumes for the breakwater in the construction process. Analysis and evaluation of the settlement compensation plan considering the main factors such as: Conformity with the structural characteristics and the degree of impact on the structure stability; The impact level of the construction and acceptance activities; Conformity with the construction schedule and incurred costs, and the method of calculating the settlement compensation volume of the breakwater. The content of the study focused on analyzing the two alternatives, which are pre-compensating settlement with sand and compensating settlement in the construction process with dike core rock.

The research results show that compensation of rock subsidence is faster than 8 months in comparison with sand pre-compensation settlement plan, reducing costs incurred by more than VND 7 billion and the actual observed settlement value is 0.51m smaller than the calculated value during the construction.

2. Determination of compensation settlement

To study the settlement compensation plan, it is necessary to focus on analyzing the important aspects with the two options, which are pre-settlement with sand and compensating settlement in the construction process of dike core rock: the degree of impact on the construction and acceptance activities; Characteristics

* Tác giả liên hệ

Email: nguyenuhuuson@hcmut.edu.vn

and extent of affecting the stability of structures; the construction progress; the costs incurred due to changing the settlement compensation plan.

2.1. Settlement compensation by rock

According to the construction process of the dike body (including core rock, rock pads, and Chinese Accropode), it is divided into 2 main phases given in Figure 1 and Figure 2.

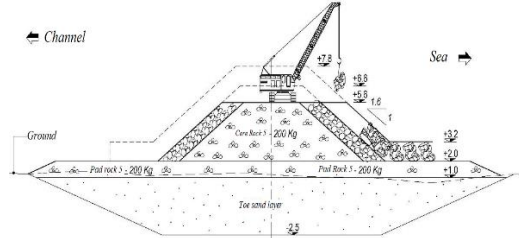


Figure 1. Phase 1 - Execution of core rock, bedrock, and coating to the height of +5.6m

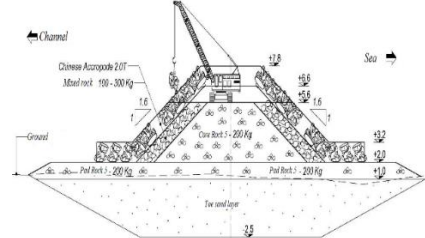


Figure 2. Phase 2 - Execution of bedrock and coating from +5.6m to +7.8m

After the completion of phase 1, based on the forecasted settlement result of $0.469 \div 0.72\text{m}$, the settlement will be compensated by the material used as the core rock layer (Figure 3) and the core rock material from $5 \div 200\text{kg}$ (average diameter $\text{DN}50 = 0.35\text{m}$) then the settlement compensation in the construction process can be easily done by the settlement thickness at the center of the dike equivalent to $(1 \div 2)$ times the average rock size (Figure 3 and Figure 4).

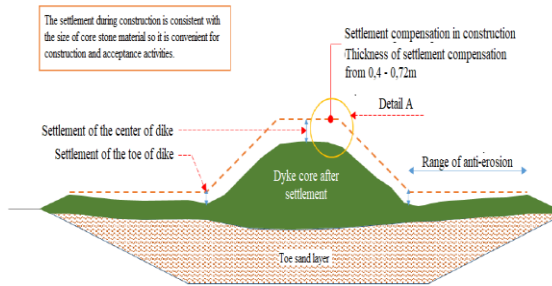


Figure 3. Settlement compensation by rock

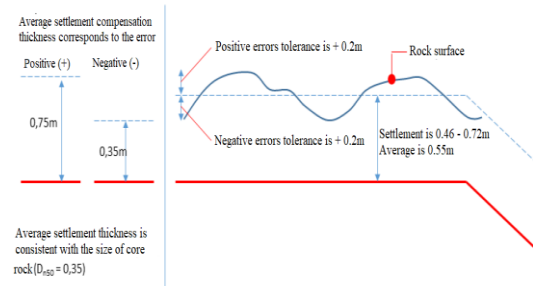


Figure 4. Detail A

2.2. Settlement compensation by sand

Because the sand layer is below the rock pads and core rock layer, it should be compensated by sand for pre-compensation settlement. After pouring the sand layer higher than the design level to prevent subsidence and pouring the padding layer, the core rock onto the sand layer during construction, no matter how much the settlement reaches, it will not need to be compensated as the settlement has already been compensated by sand. In sand compensation method, follow one of two methods: (1) Method 1: compensation of settlement on the whole area of toe sand layer with the compensation thickness on the cross section is equal and equal to the expected settlement at the center of the dike (Figure 5) and (2) Method 2: Compensating settlement on the whole surface area of the toe sand layer but the settlement thickness on the cross section is different. The thickness within the dike body is equal to the predicted settlement at the center of the dike and narrows to two boundaries (Figure 6).

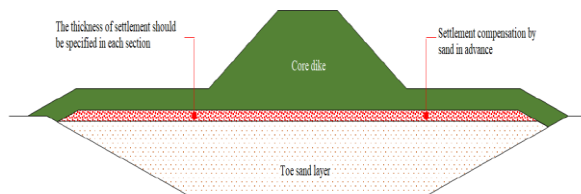


Figure 5. Constant thickness on cross section

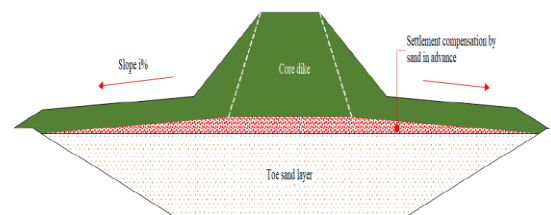


Figure 6. Thickness change on cross section

2.3. Comparison on settlement compensation methods

Table 1 summaries the comparison of two settlement compensation methods with focus on schedule and cost impacts. It was seen that, settlement compensation by rock is better than by sand with overall cost incurred reduce by >7 billions VND without schedule impacts.

Table 1. Comparison of settlement compensation methods

No.	Compensation material	Schedule impact (month)	Cost impacts (10 ⁹ VND)
1	By rock	0	52.55
2	By sand	+8	59.2

3. Method of calculating the settlement compensation volume

3.1. Model of settlement compensation volume

To determine the volume of settlement compensation, the Geo-slope model has been applied. As results, the settlement compensation by rock was given in Figure 7. After modelling, on the cross-section, the settlement area is divided into 3 main areas as shown in Figure 8. Specific areas are as follows: (1) Area 1: is the area subjected to the dike core load, the width of this area at the surface of the sand layer depends on the width of the top of the rock core and the pressure transmission angle of the rock (this value is equal to 45° according to 22TCN 207-92); (2) Area 2: the transition area between the dike core and the arrangement of settlement markers at the border; and (3) Area 3: area under the protection of the dike toe of the Chinese Acropode.

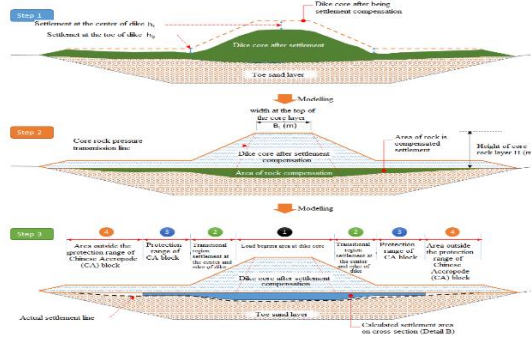


Figure 7. Modeling to calculate the volume of rock settlement

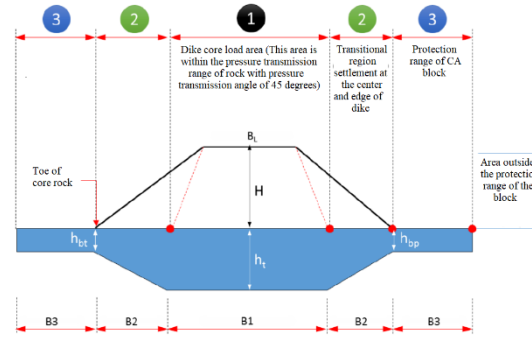


Figure 8. Detail B - Compensation area by rock

3.12. Settlement compensation area on cross-section

The process of calculating the settlement area on a cross-section is as follows:

$$S_i = h_t \cdot B_1 + \left(\frac{h_{bt} + h_t}{2} \right) \cdot B_2 + \left(\frac{h_{bp} + h_t}{2} \right) \cdot B_2 + (h_{bt} + h_{bp}) \cdot B_3 \quad (1)$$

Where: S_i is the area of settlement compensation by rock at cross section i (m²); h_t is the settlement at the center of cross section i (m); h_{bt} & h_{bp} are the settlement at the dike toe on the left and right (m); $B_1 = B_L + 2 \cdot H \cdot \tan(\varphi) = B_L + 2 \cdot H$ is the width of core rock pressure transmission range (m).

3.3. Calculation method of settlement compensation volume

The settlement compensation volume will be calculated by the method of average cross section according to the formula:

$$V = \sum_{i=1}^n \left(\frac{S_i + S_{i+1}}{2} \right) \cdot L_i \quad (2).$$

Where: V is the volume of settlement compensation by rock (m³); S_i and S_{i+1} are area of settlement compensation by rock on consecutive cross-sections (m²); and L_i is the distance between cross sections S_i and S_{i+1} (m).

3.4. Forecast of settlement compensation volume

The actual estimated settlement compensation by rock will be calculated based on the results of monitoring the settlement in the field. The volume of settlement compensation in this calculation is calculated based on the predicted settlement results of the theoretical model. The following specific figures are applied to forecast settlement compensation volume: The value of settlement at the center along each section of the dike is determined on the predicted value of settlement at the sections of Km 0+250; Km 0+85; Km 1+850 and Km 2+300; and reference cross-section of geological survey records and parameters used to calculate the settlement process (shown in Figure 9):

Table 2. Soil analysis parameters according to Mohr Coulomb Model

Name	Type	γ_{unsat} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	k_x [m/day]	k_y [m/day]	μ	E_{ref} [kN/m ²]	ϕ [degree]
Chinese Accropode	MC	12	17	86400	86400	0.3	500000	40
Rock	MC	17	20	86400	86400	0.3	40000	40
Core rock	MC	17	20	25900	25900	0.3	40000	40
Sand fill	MC	18	20	1.72	0.86	0.3	70000	30
Layer 2	MC	18.3	18.3	1.72	0.86	0.3	14000	28.4
Layer 4	MC	18.7	18.7	1.72	0.86	0.2	67200	30.9
Layer 6	MC	18	19	1.72	0.86	0.2	21000	31.1

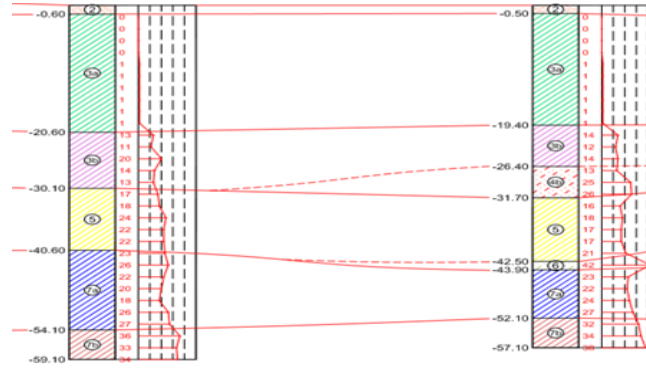


Figure 9. Geological profile of the reference boreholes at Km 0+250

From the settlement forecast results according to the theoretical model, we can see: the settlement at the sections of Km 0+250, Km0+850, Km 1+850, Km 2+300 are 0.496m, 0.696m, 0.72m, 0.703m respectively and the value of boundary subsidence is approximately $\frac{1}{2}$ of settlement value at the center. The calculation of the total estimated amount of rock for settlement compensation calculated by the formulas (1) and (2) is: 50.661 m³.

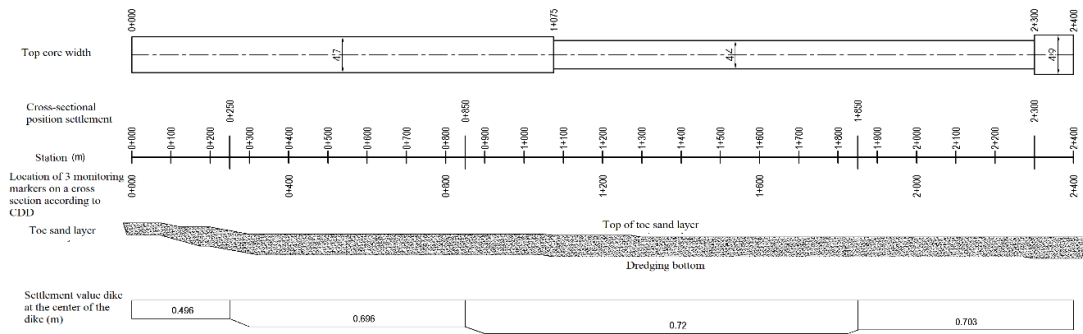


Figure 10. Estimated settlement at dike center

4. Evaluation of actual settlement monitoring results

The settlement monitoring method used in the project is geometric measurement combined with trigonometric measurement, these methods are suitable to the actual situation of construction and ensure the technical requirements on monitoring subsidence under Vietnamese National Standard. The equipment used in subsidence monitoring is Leica NA2-NAK2 and Leica TS02 with satisfactory technical features of measurement accuracy.

The results of monthly subsidence measurements were strictly measured and adjusted; the closed errors were within permitted limits. Actual settlement results at 04 monitoring points are relatively consistent with theoretical calculations and actual construction conditions.

Both the settlement plate at the heart and the two sides of the slope are protected by steel pipes $D = 14 \div 15\text{cm}$ with a length of 1m each and there are threaded. The top of the pipe mouth has a cap to protect it. The settlement plate is constructed after the sand layer is replaced. During the construction process of pouring pad rock and dike core, it is necessary to avoid contact with the settlement monitoring pile.

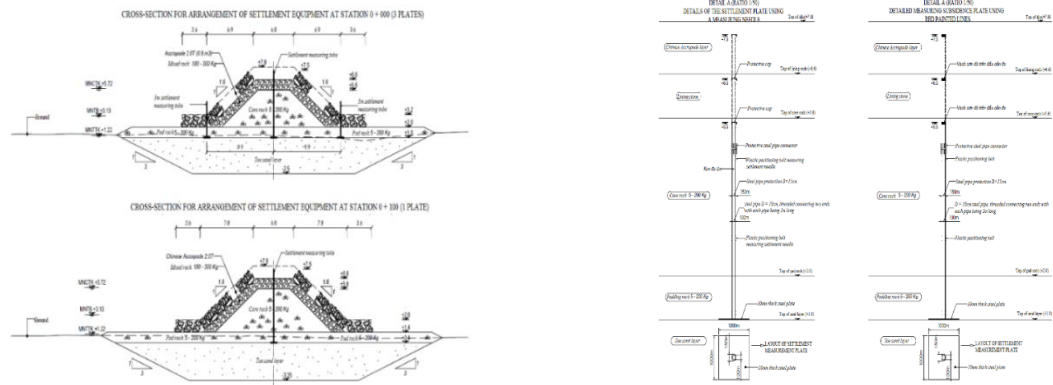


Figure 11. Layout cross section and settlement monitoring plate details

Table 3. Actual settlement measurement results compared to the theoretical model

Numerical order	Name of marker	Number of measurement cycles	Actual total settlement measurement, m	Total settlement according to the theoretical model, m
1	MG-0+200	48	0.320	0.496
2	MG-0+800	31	0.448	0.696
3	MG-1+800	37	0.541	0.720
4	MG-2+200	30	0.404	0.703

Thus, the largest settlement was 0.541m at the MG-1 + 800 monitoring marker and the smallest settlement was 0.320m at the MG-0 + 200 monitoring markers. The settlement values are relatively consistent with the theoretically calculated settlement. At some marker with a relatively low settlement, the reason is that during the construction process, these sections are finished early construction, thus stopping monitoring settlement. From the above comments, it is shown that the use of settlement monitoring results to calculate the settlement compensation amount is suitable to reality.

5. Results and discussion

Based on the above analysis, the proposed option is to compensate settlement by the dike core according to Table 5. It was shown that, settlement compensation is an important work that directly affects the progress and quality of the bidding package in particular and the whole project in general. Therefore, the plan for settlement compensation by rock as a basis for contractors to carry out the construction.

The volume of settlement compensation has not been calculated in the technical design documents and bidding documents. Therefore, to have a budget to carry out the construction of quality, it is necessary to advocate additional funding for the work of compensation settlement compensation by rock during the construction process.

The actual volume settlement compensation by rock will be calculated based on the results of monitoring the settlement in the field. Quality settlement monitoring results as a basis for calculating the settlement compensation amount need to determine the settlement values at the dike center ht and the two borders (left side hbt and right side hbp) corresponding to each section with settlement monitoring plate. These values are calculated from the time of starting the monitoring of settlement until the foundation rock is poured on the dike crest.

Table 4. Summary table comparing settlement compensation by rock and sand:

Comparative criteria	Settlement compensation plan	
	By rock	By sand
The legality and appropriateness of the settlement compensation plan for the technical design document	Fit	Not really fit
Conformity of the settlement compensation plans for quality assurance monitoring and acceptance activity	Fit	Not really fit
Conformity of the settlement compensation plan for the construction progress	Fit	≥8 months

Conformity with the characteristics of the construction and its degree of stability	Fit	Not really fit
Costs incurred (VND billion)	52.55	59.58
Actual settlement monitoring results compared to the theory	Fit	

Acknowledgement

The authors would like to thank Vietnam National University - Ho Chi Minh City (VNU - HCM) have supported the fund for doing this research under grant number C2020-20-24.

References

Technical design document, items Sea dike and Sea channel. Portcoast - Nippon Koei - DHI joint venture made in 2009.

Geological Survey Report of South Sea Dyke Item. Portcoast in 2012.

Handbook of design of construction of water works. Tran Minh Quang (2013).

QCVN 11: 2008/BTNMT National technical regulation on establishment of leveling network.

TCVN 9398: 2012 Surveying in construction - General requirements.

TCVN 9360: 2012 Technical process of settlement monitoring of civil and industrial building by geometrical levelling.

14 TCN 102: 2002 Standards for Basic Elevation Network in Hydraulic Engineering Projects

22 TCN 207: 1992 Design standards - port facilities.

CIRIA-83/CUR-154 Manual on the use of rock in coastal and shoreline engineering.

CIRIA-2000/ CUR-169 Manual on the use of rock in Hydraulic engineering.

CIRIA C683, 2007 The Rock Manual - The use of rock in Hydraulic engineering (2nd edition).

CEM - 2006 Coastal Engineering Manual.

TÓM TẮT

Phân tích và đánh giá phương án bù lún tuyến đê chắn sóng phía nam cho tàu trọng tải lớn vào sông Hậu

Nguyễn Hữu Sơn¹, Đậu Văn Ngọ¹, Võ Thành Long¹, Nguyễn Ngọc Minh

¹Khoa Kỹ thuật Địa chất và Dầu khí - Trường Đại học Bách Khoa - Đại học Quốc gia Tp.HCM

Lún thân đê và lớp cát thay thế hố móng hầu như chỉ xảy ra trong quá trình thi công vì vậy sẽ được bù lún ngay trong quá trình thi công là rất cần thiết. Để lựa chọn phương án xử lý bù lún trong quá trình thi công cần phân tích bù lún trước bằng cát hoặc bù lún trong quá trình thi công bằng đá lõi đê và phương pháp tính toán khối lượng bù lún. Mục tiêu của nhóm nghiên cứu nhằm phân tích phương án xử lý bù lún với các khía cạnh quan trọng như: Sự phù hợp với đặc điểm tính chất của công trình và mức độ ảnh hưởng đến độ ổn định của công trình; Mức độ ảnh hưởng đến công tác thi công và nghiệm thu; Sự phù hợp với tiến độ thi công và chi phí phát sinh, và phương pháp tính khối lượng bù lún của tuyến đê chắn sóng. Kết quả cho thấy phương án xử lý bù lún bằng đá lõi đê phù hợp với mục tiêu của nhóm nghiên cứu, đạt được tiến độ, chất lượng và đủ cơ sở để triển khai thi công bù lún tuyến đê. Kết quả bù lún bằng đá đẩy nhanh tiến độ hơn 08 (tám) tháng so với phương án bù lún trước bằng cát, giảm chi phí phát sinh hơn 7 tỷ đồng và độ lún quan trắc thực tế có giá trị lớn nhất đạt 0,51m nhỏ hơn giá trị tính toán trong quá trình thi công của dự án tuyến đê chắn sóng phía Nam tại Xã Long Vĩnh, Huyện Duyên Hải, Tỉnh Trà Vinh, Việt Nam.

Từ khóa: Bù lún; cát thay thế; khối lượng bù lún; phương án bù lún; đá lõi đê.

Roles of the Geological Structure to Bank Erosion at Hau's river Entrance Navigation Channel, Tra Vinh Province, Vietnam

Nguyen Huu Son^{1,*}, Huynh Trung Tin¹, Dau Van Ngo¹

¹ Ho Chi Minh city University of Technology, VNU-HCMC, Vietnam

ABSTRACT

Bank erosion is one of the most unpredictable hazards in around the world and Vietnam, where the hydrodynamic is occurring. The breaking of the bank materials occurs by two main mechanisms: surface eroding by weakness and weathering of the soil components; and (2) hydraulic eroding by hydrodynamic activities. This paper focuses on the role of geological structure of the river banks on erosion resistance: the combination of the sand, silt and clay component play an important role in the bank erosion as per ROM. Results from site analysed data from various boreholes at 1.5 to 7.5m depth show that, the Quan Chanh Bo channel is categorized as “low” from erosion because of its clay materials of 50.0% to 74.1% (left bank 50.0%-74.1%, right bank 50.0%-72.2%), and the critical shear stress of 22.06 to 22.52 N/m² in respectively. In the contrast, the erosion risk of the artificial canal (Tat canal) is fallen into “critical” region due to its low percentage of clay material (0.2% to 67%).

Keywords: “Geological structure”; “erosion”; “rom”; “quan chanh bo canal”; “tat canal”.

1. Introduction

The Hau's river entrance navigation route (*hereinafter as Hau's entrance route*) was kicked off in 2009 and completed in 2017. The project scope includes with digging of 8.5km of artificial channel (name as Tat (bypass) channel) with 7.7km of marine route at the entrance and dredging of 19.2km of existing Quan Chanh Bo canal to -6.5m to allow the large cargo vessel up to 10,000DWT (full loaded) and 20,000DWT (unloaded) entering the inland ports (Soc Trang, Hau Giang, Can Tho and An Giang province). As intent, the movement of cargo ship through Hau's entrance route will reduce 03 hours of trip to inland ports and avoid the risk of grounding due to high sedimentation rate at Dinh An estuary. *Figure 3* maps out the schematic of the entrance route project.

The navigation profoundly impacts on aquatic ecosystems, bank erosion and deposition. Natural bank erosion occurs by many factors which are natural properties and human-being factors. These natural properties are wind-wave, current, tidal, geological structure of the riverbank... Human activities contribute a significant impact on the bank loss, including buildings along the riverbank, ship movement, dredging... In fact, movement on the surface water, they create the hydrodynamic impacts, lead the pressure, and generate the front wave to the river bank. Ship-generated wave has been the most topics which took considerations of many...

Several decays ago, bank erosion has attracted the concerns of various researchers focusing on erosion / accretion of the Tien river, Hau river. Most of the concerns of the researcher focus on the hydrodynamic, flow, river morphology, human impacts (sand extractions, river train...). Regarding the geological sector, the low land area has gone by the sedimentation processes, tectonics activities, and external impacts. By current affects, the bank materials are broken out and go along with the flow to the downstream. Therefore, the construction of the bank material plays an important role in the bank resistance from external impacts. In fact, there are two main causes triggered the river bank erosion including (1) hydrodynamic eroding and (2) surface eroding. Current acts as the main cause leading the dynamic eroding while tidal regime, weathering contribute to the other erosion mechanism of the river system. Weathering impacts on the bank compositions which weakness the connection of the bank materials. Bank resistance from erosion comprises *with* the various factor including geological structure, grain size distributions, physical characteristic... Depends on the grain size composition, river bank is divided in the cohesive and non-cohesive bank. In this paper, the authors have identified the role of geological structure on bank stability

* Tác giả liên hệ

Email: nguyenuhuuson@hcmut.edu.vn

using the erodibility index called as “ROM” scale (Zainal Abidin, R & Mukri, M 2002). Study are chosen in the Hau’s entrance navigation channel in Tra Vinh province.

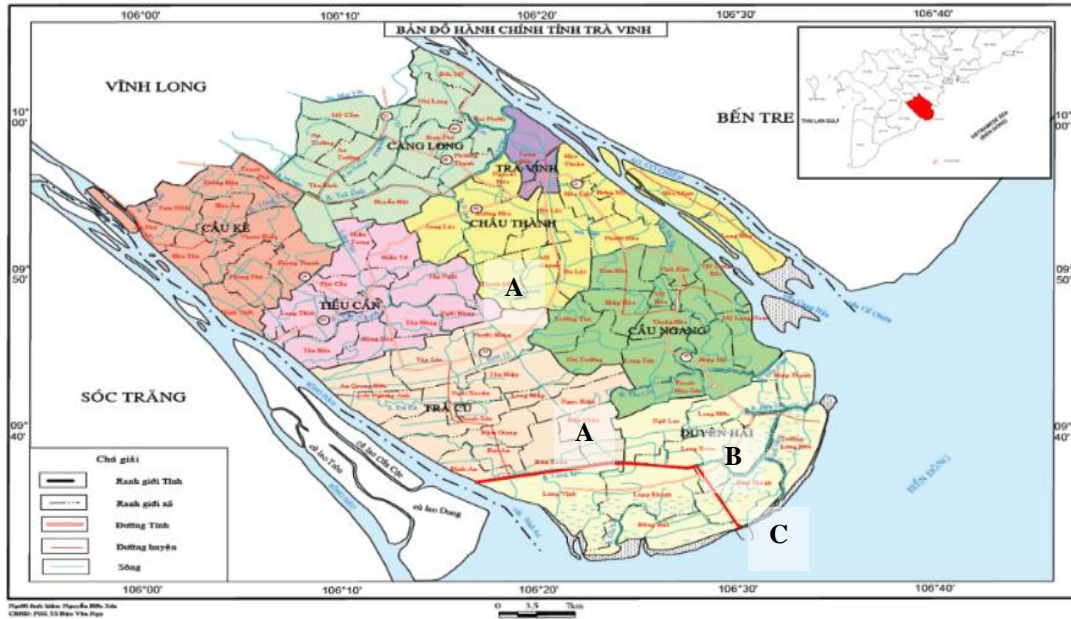


Figure 3. Overall map of Hau’s entrance navigation project including (A) 19.2km of existing QCB channel; (B) 8.5km of artificial cannal (named as Tat cannal) and (C) 7.7km of marine route.

2. Methodology

2.1. Geological survey

To survey the geological structure, 93 boreholes along the navigation route in various depth of 1 - 1.5m were obtained for the experimental analysis of grain size distribution. Figure 2 presents the result bank composition of the borehole along the navigation route. It was shown that, fine material (silk and clay) contributes the significant amount in the geological composition. There were total of 12 boreholes (Figure 4) have been sampled for further laboratory analysis to supplement the survey area where existing boreholes were missing or faulty.

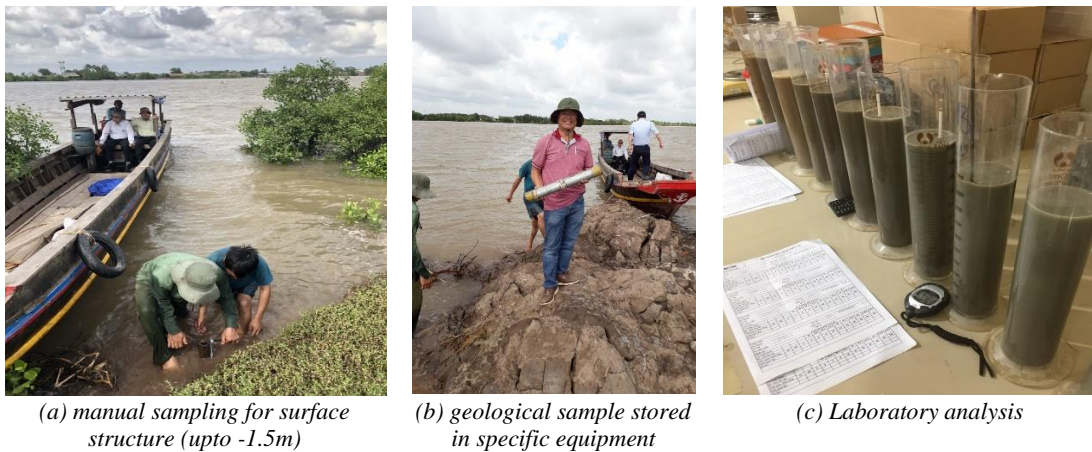


Figure 4. Geological sample and laboratory analysis for the bank material structure

2.2. ROM Scale

In term of geological structure, bank erosion is divided into two main categories: geological and accelerated erosion. Geological erosion is an essential process of forming the earth landscape. This process takes place for a long period of time and shapes the natural topographic features. As a result, the process of soil formation and erosion is in a balance state. The natural vegetative cover is of vital importance in the maintenance of this balanced state while anything which disturbs this state would tend to produce

accelerated erosion (Bache & MacAskill, 1984). In facts, bank erosion occur by the flow on a surface exceeds the resistance of the bank structure. Until now, vulnerability index of the bank structure against eroding is the *most* interesting for many researchers. According the Bouyoucos, G.J (1962) the erodibility is proportional to the following ratio:

$$\text{Bouyou Erodibility Index} = \frac{\% \text{ of sand} + \% \text{ of Silk}}{\% \text{ of Clay}} \quad (1)$$

The erodibility theory has been expanded and modified by Zainal Abidin and Mukri (2002) to assess the stability of the bank which is known as “ROM” scale using the bank material grade.

$$EI_{ROM} = \frac{\% \text{ of sand} + \% \text{ of Silk}}{2 * \% \text{ of Clay}} \quad (2)$$

Table 1 categorises the “ROM” scale which are varying “low, moderate, high, very high and critical level”. Equation 2 shows that, the risk of erosion is dependent on the clay percentage.

Table 1. The soil erodibility ROM scale

<i>ROM scale</i>	<i>Risk Level</i>
<1.5	Low
1.5÷4.0	Moderate
4.0÷8.0	High
8.0÷12.0	Very high
>12	Critical

2.3. Critical shearstress

Critical shearstress plays an important role in the bank stability. It protects the bank structure from external eroding impacts. Experimental equation has been suggested by many researchers to prove the relationship of critical shearstress and cohesive materials. Determination of critical shearstress suggested by Julian J.P. and Torres (2006) is given as follows:

$$\tau_c = 0.1 + 0.1779(SC\%) + 0.0028(SC\%)^2 - 2.34 \times 10^{-5}(SC\%)^3 \quad (3)$$

where SC is the percentage of sand and clay combined.

3. Results and Discussion

3.1. Bank material composition and Erosion resistance

Figure 3 presents the grain size distribution of the borehole along the channel. It was shown that, silk and clay are predominant in the bank materials.

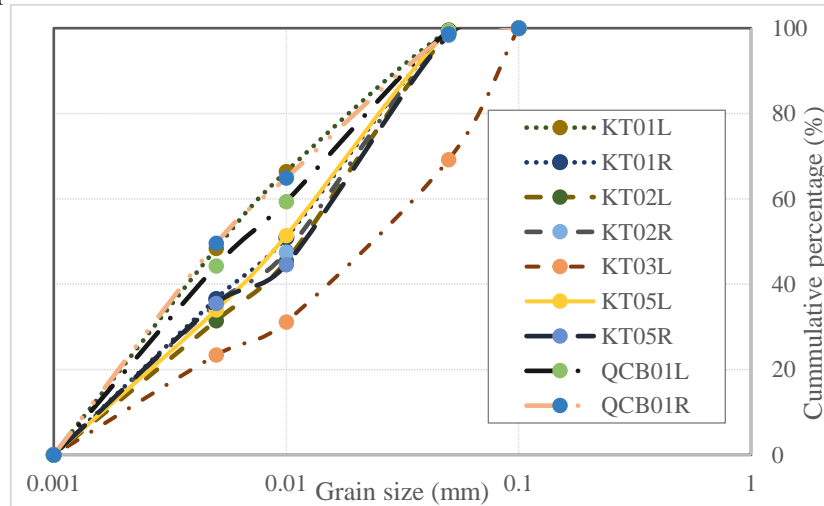


Figure 5. Grain size distribution of the borehole samples

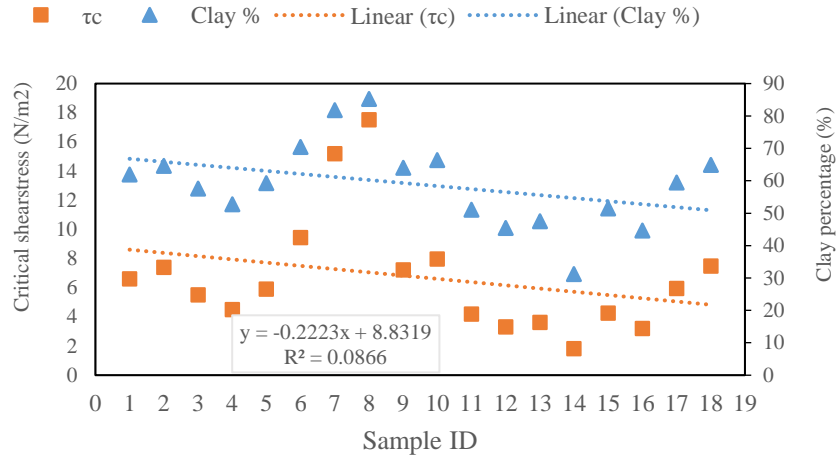


Figure 6. Relationship of clay contribution and critical shear stress on the littoral material samples

3.2. Soil erodibility “ROM” scale

Determination of soil erodibility index benchmarked with the ROM scale are applied for 12 borehole samples and 93 boreholes at -1.5 - 7.5m acquired from the entrance navigation project. Overall relationship of clay contribution and ROM scale is described in Table 2 and Table 3.

Table 2. Determination of ROM scale at QCB channel

ROM Scale	Risk level	Grain size contribution		
		% clay	% silk	% sand
0.2	Low	74.1	25.9	0
0.5	Low	50.1	49.9	0
0.2	Low	74.1	25.9	0
0.4	Low	55.1	37.5	7.4
0.5	Low	50	45.8	4.2

Table 3. Determination of ROM scale at Tat cannal

ROM Scale	Risk level	Grain size contribution		
		% clay	% silk	% sand
0.2	Low	67	31	2
0.8	Low	39	61	0
1.7	Moderate	22.3	77.5	0.2
13.0	Critical	3.7	2.7	93.6
249.5	Critical	0.2	6.6	93.2

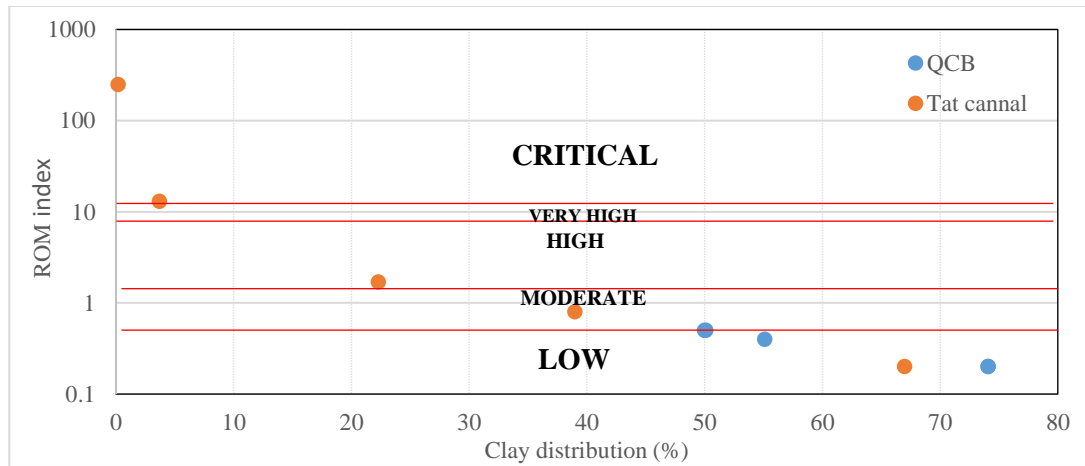


Figure 7. ROM index and clay distribution in QCB and Tat cannal

Table 2 shows that, ROM indexes along the QCB channel are fallen into “Low risk” region, i.e the bank resistance is safe from the natural erosion causes (*current*, tidal, wave...). Otherwise, ROM scale at Tat channel varies from 0.2 to 249.5 which is fallen into “Critical” region. The high risk level of the Tat cannal is depend on the wide range contribution of *the* clay material in the bank structure (Figure 6).

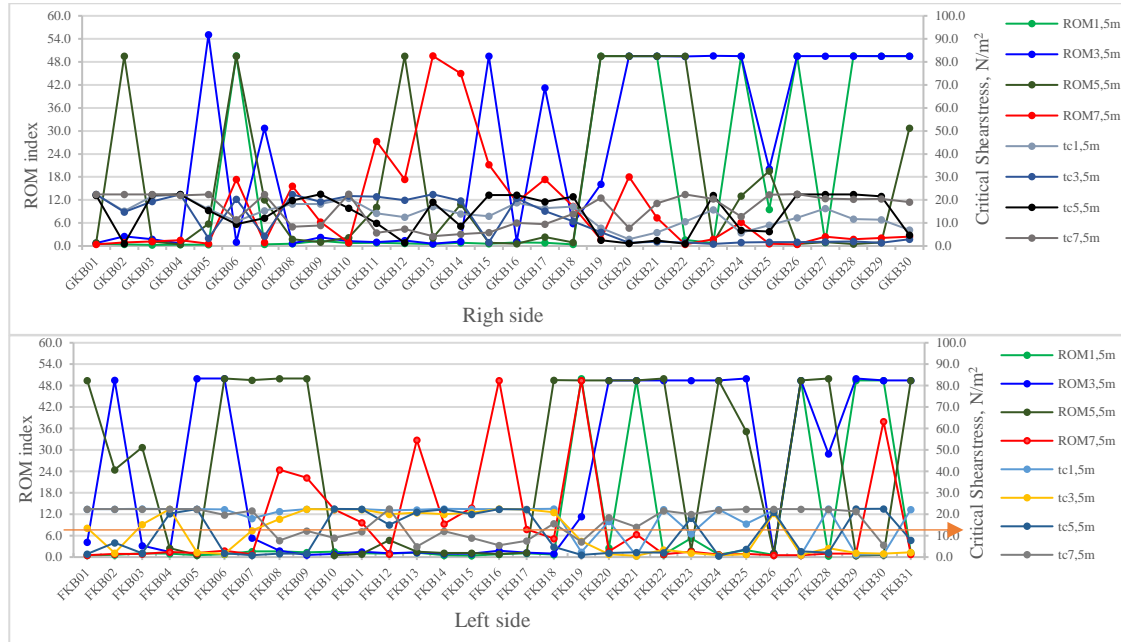


Figure 8. ROM index and Critical Shearstress at Tat canal

Figure 8 determines the relationship of ROM index and critical shearstress along the Tat canal in various depth levels. It is shown that, the higher of ROM index of the bank structure shall lead the weak resistance of the bank structure from external impacts.

Left side of QCB channel has the ROM index varies in range of 1.9 - 40.1 of which critical shearstress are 4.73 to 21.90 N/m² in respectively. Meanwhile, the right hand side has the critical shear stress in the range of 0.98 - 22.49 N/m². The relationship of the ROM index and critical shear stress is given in Figure 7.

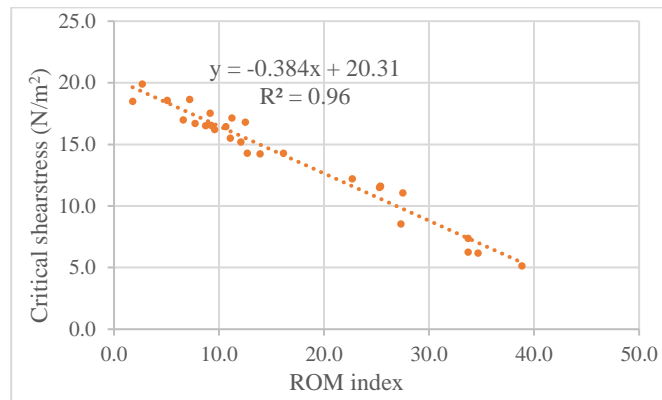


Figure 9. Relationship of the ROM index and critical shearstress

Besides, the ROM indexes at Tat canal varies in a wide range which leads the high risk of erosion. Based on the ROM determination and calculation of critical shearstress along the canal, the vulnerability of erosion at the canal is summarised in Figure 9.

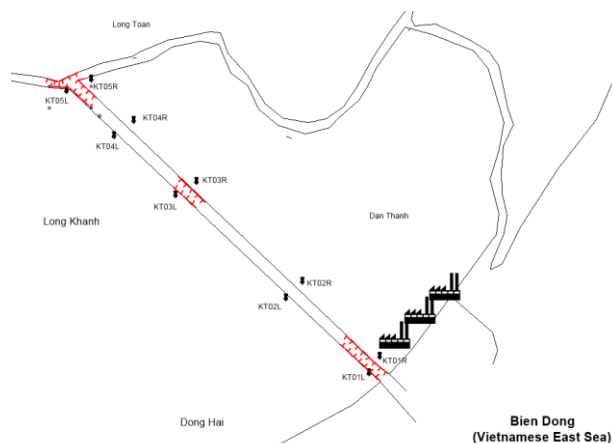


Figure 10. Vulnerability map of erosion at Tat cannal

4. Conclusion

Bank erosion is the most concerns at the lower Mekong river which have attracted the interest of many researchers around the world. ROM determination is the tools for sorting out the erodibility of the bank structure based on its materials. Application of ROM index allows the researchers / management overview the bank stability, supports on the early detection and warning of erosion hazards.

References

- Julien, P.Y. (2012). Erosion and sedimentation 2nd edition United Kingdom: Cambridge University Press
- Sulaiman, M.S., Sinnakaudan, S.K., & Shukor, M.R. (2013). Near bed turbulence measurement with acoustic Doppler velocimeter (ADV). KSCE Journal of Civil Engineering, 17(6), 1515-1528
- Julian, J.P., & Torres, R (2006). Hydraulic erosion of cohesive river banks. Geomorphology, 76 (1), 193-206
- Zainal Abidin, R & Mukri, M. (2002). Establishment of soil erosion scale with regards to soil grading characteristic. In: 2nd World Engineering Congress, pp.235-239, Sarawak, Malaysia
- Bache, D.H., & MacAskill, L.A. (1984). Vegetation in civil and landscape engineering London: HarperCollins Publishers Ltd.,
- Bouyoucos, G.J. (1962). Hydrometer method improved for making particle size analysis of soil. Agricultural Journal, 54(5), 464-465.

TÓM TẮT

Vai trò của cấu trúc địa chất đến xói lở đường bờ tại tuyến luồng cho tàu tải trọng lớn vào sông Hậu, tỉnh Trà Vinh

Nguyễn Hữu Sơn¹, Huỳnh Trung Tín¹, Đậu Văn Ngo¹

¹Trường Đại học Bách khoa - Đại học Quốc gia Tp. Hồ Chí Minh

Xói lở bờ sông được xem là một trong những tai biến không đoán trước được trên thế giới bao gồm cả ở Việt Nam, những nơi mà có quá trình thủy thạch động lực còn đang diễn ra. Sự tách rời của các thành phần vật liệu bờ sông diễn ra bởi 2 quá trình: (1) sự xói lở gần mặt đất bởi sự suy yếu và phong hoá của các vật liệu bờ và (2) sự xói lở thủy lực gây ra bởi dòng chảy lòng sông. Bài báo này tập trung vào vai trò của kết cấu đất trong quá trình xói lở: sự kết hợp tương đối của cát, bột và sét trong đất được xem góp phần thúc đẩy hoặc kìm hãm quá trình xói lở dựa trên thang tỷ lệ ROM. Kết quả đánh giá cho các hố khoan có độ sâu từ 1.5m đến 7.5m cho thấy rằng, đoạn kênh Quan Chánh Bó hiện hữu có mức độ nhạy cảm đối với xói lở “trung bình” bởi phần trăm hạt sét từ 50.0% đến 74.1% (bờ trái 50.0%-74.1%, bờ phải 50.0%-72.2%), tương ứng với giá trị ứng suất cắt tới hạn là 22.06-22.52 N/mm². Trái lại, đoạn kênh đào mới (kênh Tắt) thông ra biển có mức độ nhạy cảm đối với xói lở “nguy kịch” bởi phần trăm hạt sét 0.2% đến 77.5%.

Từ khóa: Cấu trúc địa chất; xói lở; rom; kênh quan chánh bó; kênh tắt.

Nghiên cứu tính chất cơ lý mẫu Xi măng- đất san hô khi thi công hầm ở khu vực đảo Trường Sa

Đỗ Minh Vượng^{1,*}, Nguyễn Huy Hiệp¹

¹ Đại học kỹ thuật Lê Quý Đôn

TÓM TẮT

Việc đưa công trình ngầm xuống sâu ở khu vực đảo Trường Sa gặp nhiều khó khăn, nguyên nhân là do mực nước ngầm cao, địa chất ở khu vực này là các rạn san hô đá vôi có hệ số thấm lớn, nước ta chưa có điều kiện công nghệ thi công giảm thiểu ảnh hưởng của mực nước ngầm tới việc xây dựng các công trình ngầm. Dựa trên công nghệ khoan phun vữa với áp lực cao Jet - Grouting, nhóm tác giả đã nghiên cứu áp dụng đối với môi trường đá san hô để tạo màng chống thấm giúp cho việc thi công các công trình ngầm trở nên dễ dàng hơn. Bài báo đưa ra kết quả nghiên cứu mẫu trong phòng và kết quả mô phỏng số bước đầu khẳng định sự đúng đắn của hướng nghiên cứu.

Từ khóa: Jet- Grouting; xi măng - đất san hô; trường sa; công trình ngầm; khoan phun.

1. Đặt vấn đề

Trong quá trình phát triển kinh tế và quốc phòng, việc xây dựng công trình ngầm đang là vấn đề cần thiết đối với Quân đội nói riêng và Nhà nước nói chung. Đặc biệt là nền móng, công trình ngầm trên các đảo san hô đã và đang được nghiên cứu. Công nghệ Jet-grouting là công nghệ sử dụng bơm vữa xi măng với áp lực cao để cắt đất trộn với vữa xi măng tại chỗ dưới sâu. Công nghệ này xuất xứ từ Nhật bản vào đầu những năm 1970. Năm 2004, để thực hiện đề tài độc lập cấp Nhà nước, Viện Khoa học Thủy lợi (nay là Viện khoa học thủy lợi Việt Nam) đã du nhập công nghệ này từ Nhật bản. Trước khi áp dụng công nghệ ngoài thực địa cần tiến hành nghiên cứu tính chất cơ lý của mẫu đất - xi măng với các tỷ lệ khác nhau. Nhóm tác giả đã nghiên cứu áp dụng đối với môi trường đất - đá san hô để gia cố tạo màng chống thấm giúp cho việc thi công nền móng, công trình ngầm trở nên dễ dàng hơn.

2. Tính chất cơ lý mẫu san hô tự nhiên và mẫu xi măng- san hô trong phòng thí nghiệm

Nền san hô khu vực quần đảo Trường Sa được phân chia như sau (Nguyễn Quý Đạt, 2016):

- Lớp 1: Lớp san hô cành, nhánh lẫn cát, sạn, tầng san hô;
- Lớp 2: Lớp dăm, sạn kết san hô;
- Lớp 3: Lớp đá vôi san hô.

Chế độ nhật triều không đều với biên độ triều lớn nhất: 2,2m; nước dòng nhỏ nhất: 0,0m. Chế độ muối trong nước biển: nước biển có tên gọi là clorua-kalinatri, độ khoáng hóa khoảng 35 g/l, độ pH= 7,7; Nhiệt độ nước biển: nhiệt độ tầng mặt ở vùng biển Trường Sa dao động trong khoảng 26,5 ÷ 29°C (10/1992). Để nghiên cứu các tính chất cơ lý của san hô cần tiến hành chế bị mẫu trong phòng thí nghiệm xác định các chỉ tiêu : hệ số thấm, tham số chống cắt, tính nén lún của mẫu đại diện.

2.1. Xác định hệ số thấm của mẫu đất- đá

Mẫu san hô được lấy từ các đảo ở Trường Sa, đem về chế bị tại phòng thí nghiệm công trình đặc biệt - Đại học kỹ thuật Lê Quý Đôn. Thí nghiệm xác định hệ số thấm mẫu cành nhánh được thực hiện theo các bước:

Bước 1. Trộn cấp phối và tạo mẫu

- Trải từng lớp cấp phối với chiều dày 5cm vào khuôn tạo mẫu, dùng đầm đầm nhẹ theo cách làm cấp phối trong mô hình thí nghiệm cọc.
- Tạo mẫu với chiều cao mẫu 60cm thì dừng lại.
- Lắp tấm đệm sắt đục lỗ có bọc vải địa kỹ thuật lên phía trên cùng mẫu.
- Lắp tấm đáy mẫu.
- Vuốt nhẹ bao tạo mẫu, sau đó lắp vòng thép để bao tạo mẫu ôn chặt nắp đáy mẫu.

* Tác giả liên hệ

Email: dominhvuongdk1@gmail.com

- Lắp các ống cấp nước, thoát nước.
- Bước 2. Bão hòa mẫu và tiến hành thí nghiệm thấm mẫu đất.
- Tiến hành bão hòa mẫu: nước bão hòa mẫu 1 ngày đêm.
 - Sau khi bão hòa mẫu, tiến hành đảo vị trí các van cấp nước, đưa dòng thấm từ trên đỉnh mẫu xuống đáy mẫu. Chờ dòng thấm ổn định tiến hành xác định lưu lượng thấm.
 - Dùng bình đo thể tích xác định thể tích nước thoát ra, đồng hồ bấm giây để xác định thời gian.
- Bước 3. Xử lý kết quả thí nghiệm



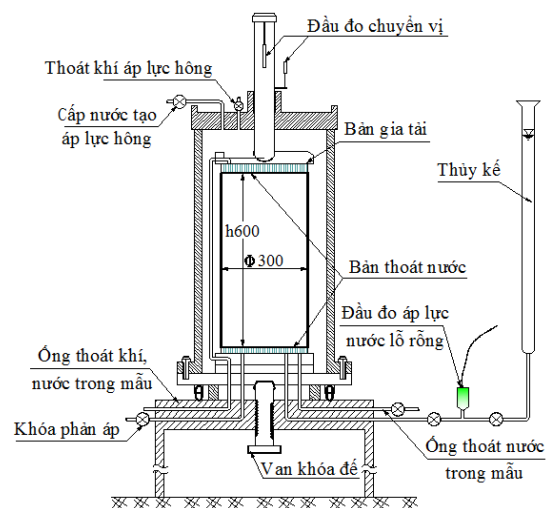
Hình 1. Thí nghiệm thấm

2.2. Xác định khả năng chống cắt của đất

Mẫu san hô được trộn theo cấp phối định trước, sử dụng hệ thống máy nén ba trục cỡ lớn, đường kính 30 cm tự chế để thí nghiệm thấm và xác định tính chất cơ lý của mẫu đất san hô dạng cành nhánh theo mô hình Mohr- Coulomb.

Bảng 1. Xác định modun biến dạng E_{50} ứng với từng cấp áp lực

Thông số	Đơn vị	Cấp áp lực buồng σ_3 (kPa)		
		30	40	50
Áp lực phá hoại $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$	kPa	262.41	299.54	365.19
Biến dạng tương ứng 1/2 áp lực phá hoại	kPa	0.01171	0.01004	0.009868
Modun biến dạng E_{50} (kPa)	kPa	11209	14911	18500



Hình 2. Thí nghiệm ba trục cỡ lớn

Kết quả được lấy theo tài liệu Báo cáo chuyên đề, 2019:

Bảng 2. Xác định các tham số về cường độ của mẫu đất

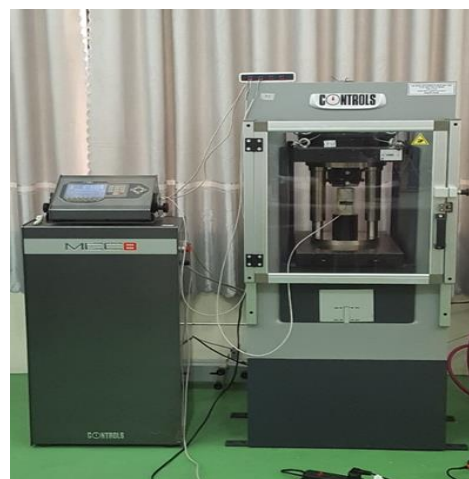
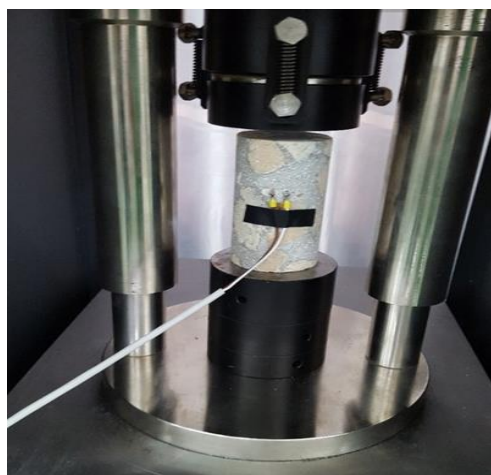
Điều kiện phá hủy mẫu	Tên các tham số	Đơn vị	Mẫu thí nghiệm với áp lực buồng khác nhau		
			Mẫu 1	Mẫu 2	Mẫu 3
	Áp lực buồng - σ_3	kPa	30	40	50
	Biến dạng - ε	%	6.00	6.50	7.11
	$\sigma_1 - \sigma_3$	kPa	262.41	299.54	365.19
Tham số chống cắt	Lực dính c	kPa	20.88		
	Góc ma sát φ	độ	46.04		
	Góc trương nở	độ	14.00		

2.3. Tính chất mẫu xi măng - san hô

Mẫu xi măng cành nhánh được trộn với tỷ lệ cấp phối:

* Cấp phối mẫu xi măng - cát san hô: Xi măng: 1,2 kg; cát san hô: 17,05 kg; nước: 1000 ml

*Cấp phối mẫu xi măng - cành nhánh: Cát : 1,5 kg; xi măng: 1,2 kg; cục san hô: 3,07 kg; nước: 700 ml



Hình 3. Thí nghiệm nén mẫu đá trên máy nén đơn trục



Hình 4. Thí nghiệm thấm mẫu: cát san hô - xi măng; cành nhánh, cát san hô - xi măng
Kết quả mẫu xi măng san hô dạng cành nhánh sau khi gia cố:

Hệ số thấm $K = 4.10^{-5}$ m/s

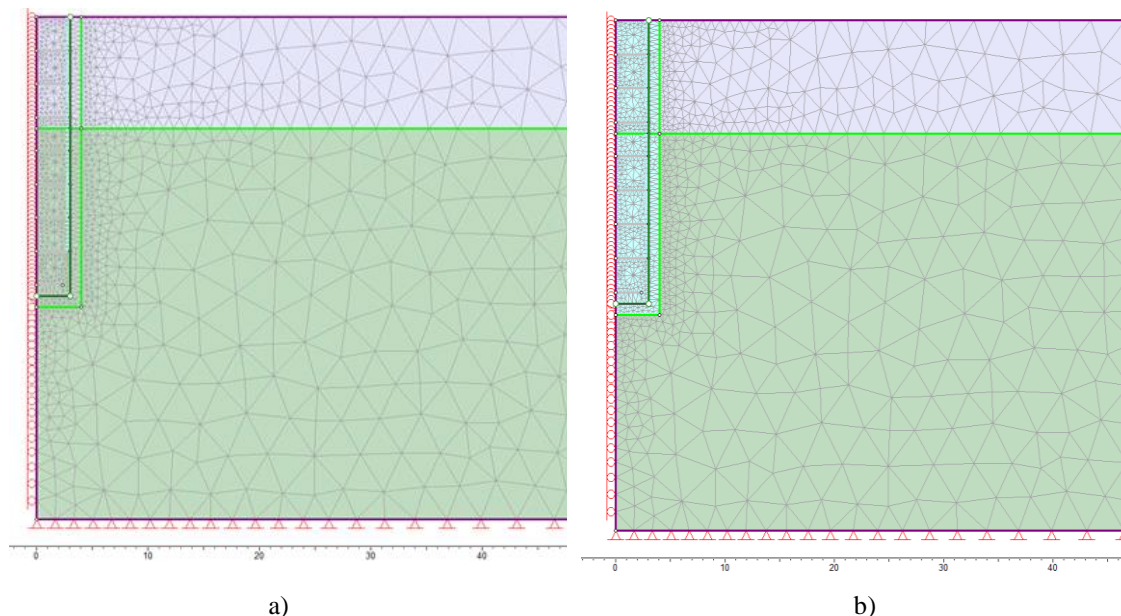
Thông số theo tiêu chuẩn Mohr - Culomb: $E = 11950$ MPa; $\nu = 0,2$; $c = 2,98$ MPa; $\phi = 56,5^\circ$

3. Mô phỏng số

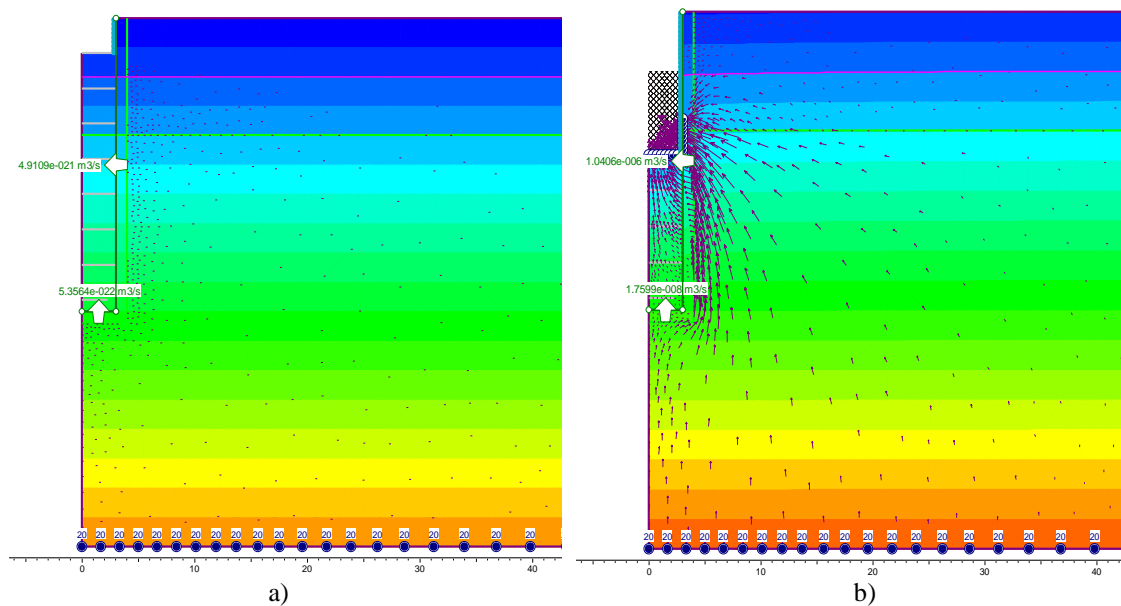
Dựa trên kết quả nghiên cứu trong phòng thí nghiệm, tiến hành xây dựng mô hình mô hình giếng đứng (hoặc hố đào) thi công ở các đảo thuộc khu vực đảo Trường sa qua hai lớp cát san hô và san hô dạng cành nhánh với kết cấu chống giếng bằng công nghệ Jet - Grouting và vật liệu chống đỡ bằng composite với các chỉ tiêu như sau:

Thông số vật liệu: nhựa nền polyester không no - vải thuỷ tinh: độ bền kéo 100 - 120 Mpa (1000 - 1200 kG/cm²); độ bền nén: 150 - 170 Mpa (1500 - 1700 kG/cm²); độ bền uốn: 130 - 150 Mpa (1300 - 1500 kG/cm²); khối lượng riêng: 1,4 T/m³; Mô đun đàn hồi: 240000 kG/cm².

Thông số tiết diện: Tầm dạng thanh mỏng, dày 1cm, rộng 40cm; diện tích tiết diện: $F = 40$ cm²; mô men quán tính tiết diện: $J = b.h^3/12 = 3,333$ cm⁴



Hình 5. Sơ đồ bài toán đối xứng trục: a) khi chưa gia cố và b) sơ đồ bài toán gia cố để đào giếng đứng bằng phương pháp Jet - Grouting



Hình 6. Kết quả dòng thấm khi đào bước 1 với phân đoạn 3m (a) và kết quả dòng thấm khi đào với chiều sâu giếng đứng 12m (b)

Kết quả mô phỏng với lớp gia cố xi măng - san hô đảm bảo quá trình chống thấm khi thi công chống thấm ở khu vực đảo Trường Sa, tại đáy hố đào lưu lượng thấm là $1,04 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$.

4. Kết luận và khuyến nghị

- Khi nghiên cứu cấp phối mẫu cảnh nhánh (không có cát) phương pháp Jet - Grouting không hiệu quả khi chỉ phun dung dịch xi măng. Nhóm nghiên cứu đã tìm ra cấp phối với dung dịch phun: cát + xi măng.
- Bằng phần mềm địa kỹ thuật hiện đại Roscience Phase 2 mô phỏng được bước thi công giếng đứng (hố đào) tính toán được nội lực kết cấu chống, tính toán được lưu lượng nước ngấm chảy vào trong hố đào từ đó làm cơ sở lập biện pháp thi công.
- Cần hoàn thiện công nghệ thi công, tính toán giếng đứng để áp dụng tại Việt Nam.
- Bài báo đã vận dụng kết quả nghiên cứu về vật liệu san hô của nhóm Địa kỹ thuật bộ môn Cơ sở kỹ thuật Công trình, vật liệu mới: composite dạng sợi dệt trong Viện kỹ thuật Công trình đặc biệt làm vỏ chống giếng đứng với trọng lượng nhẹ chế tạo sẵn trong đất liền có thể cơ động thi công ngoài biển đảo, thi công bằng phương pháp thủ công phù hợp với thể trạng của người Việt Nam.
- Phương pháp gia cố hầm Jet - Grouting đã được sử dụng ở đảo Hawaii gia cố giếng đứng, công trình nằm ngang ở độ sâu -80m, qua nghiên cứu nhận thấy rằng phương pháp này có thể áp dụng tại các đảo san hô của Việt Nam nhằm xây dựng công trình ngầm dưới mực nước biển, tăng cường sức chiến đấu của Quân đội nhân dân Việt Nam.

Tài liệu tham khảo

- Trần Nguyễn Hoàng Hùng, 2016, Công nghệ xói trộn vữa cao áp (Jet Grouting), NXB Đại học Quốc Gia TP. Hồ Chí Minh.
- Đặng Duy Tư, Trần Thế Kỳ, 1997, Cơ học đất, Học viện Kỹ thuật Quân sự.
- TS. Trần Tuấn Minh, 2016, Giáo trình cơ học đá và khối đá, NXB Xây dựng.
- TCVN 9148:2012, TCVN 8723:2012.
- Nguyễn Tương Lai, Nguyễn Huy Hiệp, 2016, Bài giảng Cơ học đất, Đại học Kỹ thuật Lê Quý Đôn.
- Buluchev, 1989, Cơ học công trình ngầm, NXB Neva (bản tiếng Nga).
- Nguyễn Quý Đạt, 2016, Nghiên cứu điều kiện địa chất công trình-Địa kỹ thuật các đảo vùng quần đảo Trường Sa và DKI, phân chia các kiểu cấu trúc nền phục vụ công tác thiết kế và xây dựng công trình tại các khu vực nói trên, Đề tài khoa học và công nghệ cấp cơ sở, MS: 14.0.A.54.
- Báo cáo chuyên đề, 2019, đề tài: “Nghiên cứu ma sát giữa móng cọc với nền san hô và dự báo sự ổn định của công trình dưới tác động của sóng biển”. Mã số: ĐTDL-CN.17/15.
- Reyn Hashiro, P.E, Devin nakayama, 2016, Use of jet grouting in Challenging Infrastructure Renewal Situation in Hawaii. Civil engineering conference in the Asian region Waikiki, Oahu, Hawaii.

ABSTRACT

Study on calculating the basis of cement samples- coral soil during tunnel construction in Truong Sa

Do Minh Vuong¹, Nguyen Huy Hiep¹,

¹ *Le Quy Don Technical University*

It is difficult to bring underground works into deep area around the island Truong Sa, because of the high groundwater level and geology in this area which is limestone reefs with a large permeability coefficient, our country hasn't had the technology conditions to minimize the impact of groundwater level on the construction of underground works. Based on Jet - Grouting, a high pressure grouting drilling technology, the authors have studied and applied them to the coral rock environment to create a waterproof membrane which makes the construction of underground works easier. The article presents the results of sample research in the lab and the initial numerical simulation results confirm the correctness of the research direction.

Keywords: Jet- Grouting; cement - coral soil; underground works, drilling.

Vai trò của biên sông Hồng đối với lượng bổ cập cho nước dưới đất trong trầm tích Đệ tứ khu vực Hà Nội

Triệu Đức Huy^{1,*}, Nguyễn Văn Lâm², Tống Ngọc Thanh¹, Phạm Bá Quyền¹, Hoàng Đại Phúc³

¹Trung tâm Quy hoạch và Điều tra tài nguyên nước Quốc gia

²Trường Đại học Mỏ - Địa chất

³Liên đoàn Quy hoạch và Điều tra tài nguyên nước miền Bắc

TÓM TẮT

Thành phố Hà Nội nằm trên một bề nước ngầm nhạt rộng hàng nghìn km², chiếm toàn bộ phần Tây Bắc của đồng bằng châu thổ sông Hồng. Ở đây nước dưới đất có chất lượng tốt, trữ lượng ổn định với nguồn bổ cập thường xuyên là sông Hồng. Điều kiện khai thác dễ dàng, thuận tiện và đặc biệt là rất kinh tế, chi phí thấp so với nguồn nước khác. Trong các nguồn hình thành trữ lượng nước dưới đất (NDĐ) ở thành phố Hà Nội, sông Hồng đóng vai trò rất quan trọng đối với lượng bổ cập cho nước dưới đất trong các trầm tích Đệ tứ. Kết quả nghiên cứu đã chỉ ra tổng trữ lượng nước dưới đất ở các vùng ven sông Hồng khu vực Hà Nội được nước sông cung cấp trực tiếp dao động từ 410.285m³/ngày đến 591.123m³/ngày, trung bình 471.569 m³/ngày, chiếm 47% tổng trữ lượng NDĐ khu vực ven sông. Trong đó sông Hồng cung cấp cho TCN qh trung bình 69.346m³/ngày, chiếm 34% tổng trữ lượng NDĐ của TCN qh và cung cấp cho TCN qp trung bình 402.223m³/ngày, chiếm 51% tổng trữ lượng NDĐ của TCN qp. Với tổng trữ lượng khai thác nước dưới đất trong cả 2 TCN qh và TCN qp ở các vùng ven sông Hồng khoảng 482.737m³/ngày thì vai trò của sông Hồng cung cấp trung bình 98% trữ lượng khai thác NDĐ. Trong đó, đối với TCN qh, sông Hồng cung cấp 100% lượng nước khai thác, đối với TCN qp sông Hồng cung cấp 83% lượng nước khai thác.

Từ khóa: Nước dưới đất; biên sông Hồng; trữ lượng khai thác.

1. Đặt vấn đề

Các thành phần cung cấp trữ lượng khai thác nước dưới đất của một công trình cụ thể gồm thành phần từ tài nguyên nước tích chứa và lượng bổ cập tự nhiên. Đây là hai thành phần nước dưới đất cơ bản của trữ lượng khai thác nước dưới đất. Nhưng trong những trường hợp đặc biệt, khi các tầng chứa nước có mối quan hệ thủy lực với nhau và có quan hệ thủy lực với nước mặt thì còn hình thành trữ lượng cuốn theo (cuốn theo từ dòng mặt, cuốn theo từ những tầng chứa nước khác). Đây là trường hợp khá đặc trưng đối với cấu trúc địa chất thủy văn vùng Hà Nội. Các công trình khai thác nước dưới đất trong nhiều năm qua đã cho thấy những bãi giếng bố trí ở gần sông Hồng thì trữ lượng cuốn theo từ sông Hồng có vai trò quan trọng.

Các nhà máy nước ven sông Hồng như Bắc Thăng Long, Gia Lâm, Cáo Đình, Yên Phụ, Lương Yên, Nam Dư,... hàng ngày được khai thác xấp xỉ 400.000m³ nước, chiếm khoảng 2/3 sản lượng cung cấp nước của Công ty kinh doanh nước sạch Hà Nội (Nguyễn Minh Lâm, 2014). Đến nay, qua nhiều năm vận hành cho thấy các bãi giếng này chưa hoàn toàn hợp lý, có thể bố trí thêm các hành lang khai thác, điều chỉnh giảm các giếng trong nội thành, bổ sung các giếng gần sông để phát huy hết năng lực của tầng chứa nước khu vực ven sông. Bài báo này trình bày kết quả xác định vai trò của từng đoạn biên sông Hồng đối với lượng bổ cập cho nước dưới đất trong trầm tích Đệ tứ khu vực Hà Nội. Kết quả này là cơ sở quan trọng trong việc tái cấu trúc sơ đồ khai thác và bố trí bổ sung các công trình khai thác thăm lọc ven sông, đồng thời điều chỉnh vị trí, lưu lượng khai thác của các nhà máy nước ven sông Hồng nhằm duy trì và phát huy hiệu quả việc khai thác nước dưới đất phục vụ phát triển kinh tế - xã hội thành phố Hà Nội mà các tác động tiêu cực đến môi trường là không đáng kể.

2. Cơ sở lý thuyết và phương pháp nghiên cứu

2.1 Phương trình vi phân vận động của nước dưới đất

* Tác giả liên hệ

Email: trieuduchuy@gmail.com

Trong đó, phụ kiểu I-A nước dưới đất có quan hệ thủy lực chặt chẽ với sông Hồng, đặc trưng bởi cấu trúc địa chất thủy văn dưới đáy sông Hồng gồm 3 lớp chứa nước (q_h , q_{p2} và q_{p1}) tạo thành một hệ thống thủy lực. Phụ kiểu I-B đặc trưng bởi cấu trúc địa chất thủy văn dưới đáy sông Hồng gồm lớp cách nước hệ tầng Vĩnh Phúc và 2 lớp chứa nước q_{p2} và q_{p1} tạo thành một hệ thống thủy lực. Phụ kiểu II-A đặc trưng bởi sông Hồng cắt vào lớp chứa nước q_h , giữa lớp chứa nước q_h và q_{p2} không có lớp cách nước nên tạo thành một hệ thống thủy lực, lớp chứa nước q_{p1} được ngăn cách bởi lớp cách nước. Phụ kiểu II-B đặc trưng bởi sông Hồng cắt vào lớp chứa nước q_h , giữa lớp chứa nước q_h và q_{p2} tồn tại lớp cách nước, giữa lớp chứa nước q_{p2} và q_{p1} không có lớp cách nước nên tạo thành một hệ thống thủy lực. Kiểu III đặc trưng bởi sự có mặt đầy đủ các lớp chứa nước và các lớp cách nước ngăn cách giữa các lớp nên mức độ quan hệ thủy lực giữa sông Hồng với lớp chứa nước q_{p2} và q_{p1} kém hơn.

Kết quả nghiên cứu cũng xác định được kiểu điều kiện biên trên sông Hồng đối với các lớp chứa nước là biên sông. Do đó để mô hình hóa điều kiện biên trên sông Hồng, mô phỏng là biên sông với trị số mực nước trên sông là mực nước quan trắc trung bình tháng giai đoạn 1995-2017, cốt cao đáy sông được sử dụng từ tài liệu khảo sát đo đạc mặt cắt sông Hồng.

Sau khi cập nhật toàn bộ số liệu đầu vào mô hình số, chúng tôi tiến hành chỉnh lý mô hình bằng giải bài toán ngược (chuẩn hóa bộ thông số đầu vào của mô hình). Trong quá trình chỉnh lý mô hình tác giả sử dụng bộ số liệu quan trắc động thái nước dưới đất ở các lỗ khoan quan trắc trong mạng quan trắc Quốc gia và mạng quan trắc thành phố Hà Nội. Do đó mô hình số này sẽ được sử dụng làm cơ sở để xác định vai trò của từng đoạn biên sông Hồng đối với lượng bổ cập cho nước dưới đất trong trầm tích Đệ tứ khu vực Hà Nội.

3. Kết quả và thảo luận

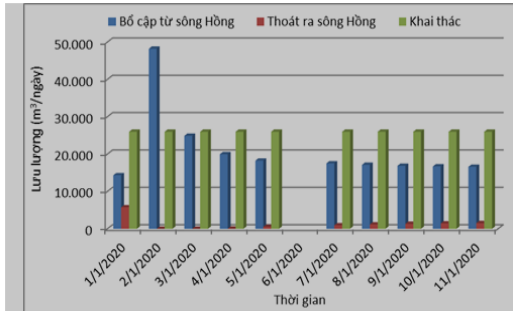
3.1 Vai trò của sông Hồng đối với lượng bổ cập cho NĐĐ ở các vùng thuộc kiểu I

Kết quả tính toán cho thấy các vùng thuộc kiểu I với tổng diện tích khoảng 297km² có tổng trữ lượng nước dưới đất khoảng 581.288m³/ngày. Trong đó trữ lượng NĐĐ trong TCN q_h khoảng 143.008m³/ngày, trữ lượng NĐĐ trong TCN q_p khoảng 438.280m³/ngày. Đây là nơi tập trung nhiều công trình khai thác nước của các nhà máy nước lớn như: Sơn Tây, Cáo Đình, Yên Phụ, Lương Yên, Gia Lâm, Đồn Thủy,... với tổng lưu lượng khai thác trung bình 289.166m³/ngày. Dưới tác động của việc khai thác nước dưới đất, sông Hồng là nguồn cung cấp chủ yếu cho NĐĐ với lưu lượng trung bình 231.918m³/ngày, chiếm 78% lượng nước đang khai thác. Trong đó, sông Hồng bổ cập cho nước dưới đất trong TCN q_h trung bình 43.326m³/ngày và TCN q_p trung bình 188.592m³/ngày.

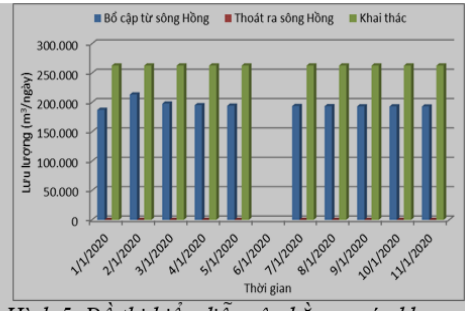
- Vùng ven sông Hồng từ phường Lê Lợi thị xã Sơn Tây đến xã Thọ An huyện Đan Phượng là nơi tập trung các công trình khai thác nước của Nhà máy nước Sơn Tây và một số công trình khai thác đơn lẻ với tổng lưu lượng khai thác 25.987m³/ngày. Dưới tác động của việc khai thác nước dưới đất, sông Hồng bổ cập cho NĐĐ với lưu lượng trung bình 21.043m³/ngày, chiếm tỷ lệ 81% tổng lượng nước đang khai thác. Nước dưới đất thoát ra sông Hồng không đáng kể. Kết quả nghiên cứu này lớn hơn kết quả nghiên cứu trước đây (Nguyễn Minh Lân, 2014; Nguyễn Văn Lầu, 1982; Trần Minh, 1993) đã xác định lượng bổ cập của sông Hồng cho các giếng của nhà máy nước Sơn Tây là 70% là do số liệu chi tiết và tin cậy hơn. Kết quả tính toán cân bằng nước dưới đất ở vùng này xem Hình 4.

- Vùng ven sông Hồng từ phường Phú Thượng quận Tây Hồ đến phường Thanh Lương quận Hai Bà Trưng, nơi tập trung khá nhiều giếng khoan của các nhà máy nước như Cáo Đình, Yên Phụ, Văn Đồn, Thủy Lợi bên phía bờ hữu sông Hồng và một số giếng của nhà máy nước Gia Lâm phía bờ tả và rất nhiều giếng khai thác đơn lẻ. Tổng trữ lượng khai thác của các giếng khoan trong TCN q_p ở vùng này khoảng 262.884m³/ngày. Tuy nhiên vùng này được bổ cập rất lớn từ sông Hồng với giá trị trung bình 195.627m³/ngày, chiếm tỷ lệ 74% tổng lượng nước đang khai thác. Trong đó, sông Hồng bổ cập cho TCN q_h trung bình 38.443m³/ngày và bổ cập cho TCN q_p trung bình 157.183m³/ngày. Nước dưới đất thoát ra sông Hồng không đáng kể. Kết quả nghiên cứu này cũng khá tương đồng với kết quả nghiên cứu trước đây (Trịnh Văn Giáp, 2006; Nguyễn Minh Lân, 2014) đã xác định lượng bổ cập của sông Hồng cho các giếng của nhà máy nước Cáo Đình, Yên Phụ khoảng 66-78%.

Mặc dù tổng trữ lượng khai thác của các bãi giếng ven sông vùng này khá lớn (chiếm 27% tổng trữ lượng khai thác nước dưới đất của toàn vùng Hà Nội) nhưng mực nước dưới đất không hạ thấp sâu, với cốt cao mực nước dao động từ -5m đến -6m. Kết quả tính toán cân bằng nước dưới đất ở vùng này xem Hình 5.



Hình 4. Đồ thị biểu diễn cân bằng nước khu vực từ Lê Lợi - Sơn Tây đến Thọ An - Đan Phượng



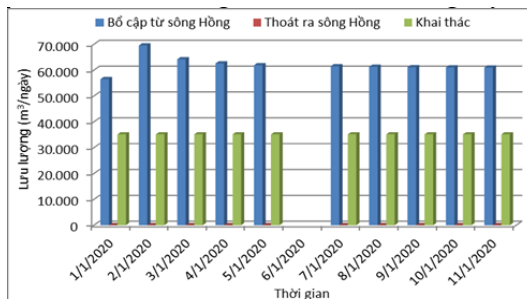
Hình 5. Đồ thị biểu diễn cân bằng nước khu vực từ Phú Thưng - Tây Hồ đến Thanh Lương - Hai Bà Trưng

3.2 Vai trò của sông Hồng đối với lượng bổ cấp cho NĐĐ ở các vùng thuộc kiểu II

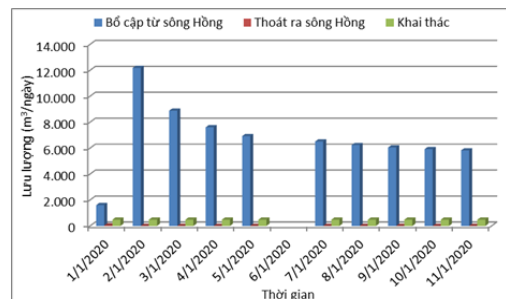
Các vùng thuộc kiểu II với tổng diện tích khoảng 71km² có tổng trữ lượng nước dưới đất khoảng 114.228m³/ngày. Trong đó trữ lượng NĐĐ trong TCN qh khoảng 18.903m³/ngày, trữ lượng NĐĐ trong TCN qp khoảng 95.325m³/ngày. Sông Hồng là nguồn cung cấp chủ yếu cho NĐĐ với lưu lượng trung bình 68.813 m³/ngày, chiếm 60% tổng trữ lượng nước dưới đất. Trong đó, sông Hồng bổ cấp cho nước dưới đất trong TCN qh trung bình 9.291m³/ngày, chiếm 49% trữ lượng NĐĐ của TCN qh và bổ cấp cho NĐĐ trong TCN qp trung bình 59.522m³/ngày, chiếm 62% trữ lượng NĐĐ của TCN qp.

- Vùng ven sông Hồng từ phường Thanh Lương quận Hai Bà Trưng đến phường Lĩnh Nam quận Hoàng Mai tập trung các giếng khoan khai thác nước lớn của Nhà máy nước Nam Dư phía bờ hữu và Nhà máy nước Gia Lâm phía bờ tả và một số giếng khai thác đơn lẻ với tổng lưu lượng khai thác khoảng 35.130m³/ngày (TCN qh không có hoạt động khai thác nước). Do việc khai thác nước lớn quy mô lớn và tác động khai thác mãnh liệt khu vực trung tâm nội thành nên NĐĐ được nước sông Hồng bổ cấp quanh năm với lưu lượng trung bình 62.040m³/ngày. Trong đó, sông Hồng cung cấp cho TCN qh trung bình 7.124m³/ngày và TCN qp trung bình 54.917m³/ngày. Nước dưới đất không thoát ra sông. Như vậy có thể thấy việc bố trí các bãi giếng khai thác ven sông như của Nhà máy nước Nam Dư, Gia Lâm tương đối hợp lý. Mặc dù khai thác nước dưới đất với quy mô lớn nhưng do được sông Hồng bổ cấp quanh năm nên mực nước hạ thấp không lớn, cốt cao mực nước dao động khoảng trên dưới -10m. Không những thế, việc khai thác nước dưới đất ở vùng này còn chưa phát huy hết năng lực của TCN trong khu vực, tổng lưu lượng khai thác chỉ bằng 64% lượng bổ cấp từ sông Hồng cho TCN qp nên nước sông Hồng ngoài việc cung cấp cho các giếng khoan còn cung cấp cho khu vực trung tâm thành phố. Kết quả tính toán cân bằng nước dưới đất ở vùng này xem Hình 6.

- Vùng ven sông Hồng từ xã Hồng Vân đến xã Lê Lợi huyện Thường Tín chủ yếu là các giếng khoan khai thác đơn lẻ với lưu lượng khoảng 481m³/ngày. Do có quan hệ thủy lực chặt chẽ với sông Hồng nên NĐĐ chủ yếu được nước sông Hồng bổ cấp quanh năm với lưu lượng trung bình 6.773m³/ngày. Trong đó sông Hồng bổ cấp cho TCN qh trung bình 2.167m³/ngày và TCN qp trung bình 4.605m³/ngày. Nước dưới đất thoát ra sông Hồng không đáng kể. Như vậy có thể thấy việc khai thác nước không đáng kể trong vùng nên nguồn cung cấp cho các giếng khoan chủ yếu là lượng bổ cấp từ nước sông, đồng thời vùng này cũng là vùng trung chuyển lượng bổ cấp từ sông Hồng cung cấp cho khu vực trung tâm thành phố. Kết quả tính toán cân bằng nước dưới đất ở vùng này xem Hình 7.



Hình 6. Đồ thị biểu diễn cân bằng nước khu vực từ Thanh Lương - Hai Bà Trưng đến Lĩnh Nam - Hoàng Mai



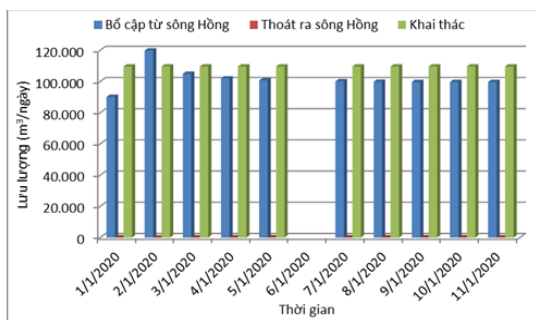
Hình 7. Đồ thị biểu diễn cân bằng nước của NĐĐ khu vực từ Hồng Vân đến xã Lê Lợi - Thường Tín

3.3 Vai trò của sông Hồng đối với lượng bổ cập cho NĐĐ ở các vùng thuộc kiểu III

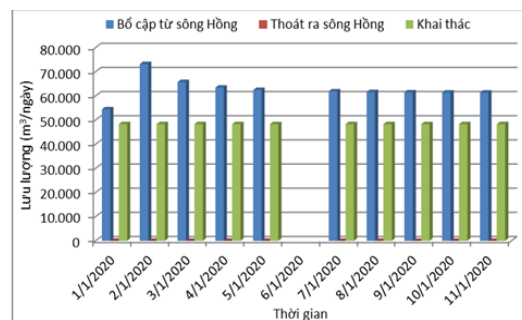
Các vùng thuộc kiểu III với tổng diện tích khoảng 202km² có tổng trữ lượng nước dưới đất khoảng 299.162m³/ngày. Trong đó trữ lượng NĐĐ trong TCN qh khoảng 40.516m³/ngày, trữ lượng NĐĐ trong TCN qp khoảng 258.645m³/ngày. Sông Hồng là nguồn cung cấp chủ yếu cho NĐĐ với lưu lượng trung bình 170.838m³/ngày, chiếm 57% tổng trữ lượng nước dưới đất. Trong đó, sông Hồng bổ cập cho nước dưới đất trong TCN qh trung bình 16.729m³/ngày, chiếm 41% trữ lượng NĐĐ của TCN qh và bổ cập cho NĐĐ trong TCN qp trung bình 154.109m³/ngày, chiếm 60% trữ lượng NĐĐ của TCN qp.

- Vùng ven sông Hồng từ xã Liên Hồng huyện Đan Phượng đến phường Phú Thượng quận Tây Hồ, là nơi tập trung các giếng khoan khai thác nước lớn của Nhà máy nước Thượng Cát, Cáo Đình bên phía bờ hữu và Nhà máy nước Bắc Thăng Long bên phía bờ tả và một số giếng khai thác đơn lẻ với tổng lưu lượng khai thác nước trong vùng khoảng 109.669m³/ngày (TCN qh không có hoạt động khai thác nước). Do việc khai thác nước với quy mô lớn và tác động khai thác mãnh liệt khu vực trung tâm nội thành nên NĐĐ được nước sông Hồng bổ cập quanh năm với lưu lượng trung bình 101.704m³/ngày, chiếm 93% tổng lưu lượng đang khai thác. Nước dưới đất thoát ra sông Hồng không đáng kể. Kết quả này cho thấy cũng khá phù hợp với kết quả nghiên cứu trước đây (Trịnh Văn Giáp, 2006; Nguyễn Minh Lân, 2014; Trần Minh, 1993) đã xác định lượng bổ cập của sông Hồng cho các giếng của nhà máy nước Thượng Cát, Cáo Đình khoảng 75%. Như vậy có thể thấy việc bố trí các bãi giếng khai thác ven sông như Thượng Cát, Cáo Đình, Bắc Thăng Long tương đối hợp lý. Mặc dù khai thác nước dưới đất với quy mô lớn nhưng do được sông Hồng bổ cập quanh năm nên mực nước hạ thấp không lớn, cốt cao mực nước dao động khoảng trên dưới -7m. Kết quả tính toán cân bằng nước dưới đất ở vùng này xem Hình 8.

- Vùng ven sông Hồng từ phường Lĩnh Nam quận Hoàng Mai đến xã Ninh Sở huyện Thường Tín tập trung các giếng khoan khai thác nước lớn của Nhà máy nước Nam Dư bên phía bờ hữu và một số giếng khai thác đơn lẻ với tổng lưu lượng khai thác nước của TCN qp trong vùng khoảng 48.281m³/ngày. Khai thác nước trong TCN qh không đáng kể. Do việc khai thác nước lớn quy mô lớn và tác động khai thác mãnh liệt khu vực trung tâm nội thành nên NĐĐ được nước sông Hồng bổ cập quanh năm với lưu lượng trung bình 62.679m³/ngày, chiếm 130% tổng lưu lượng đang khai thác. Trong đó, sông Hồng bổ cập cho TCN qh trung bình 11.524m³/ngày và bổ cập cho TCN qp trung bình 51.155m³/ngày. Nước dưới đất không thoát ra sông Hồng. Kết quả này cho thấy cũng khá phù hợp với kết quả nghiên cứu trước đây (Nguyễn Thế Chuyên, 2012; Trịnh Văn Giáp, 2006; Nguyễn Minh Lân, 2014) đã xác định lượng bổ cập của sông Hồng cho NĐĐ khu vực nhà máy nước Nam Dư khoảng 53%. Việc bố trí các bãi giếng khai thác ven sông như Nam Dư tương đối hợp lý, mặc dù khai thác nước dưới đất với quy mô trên 48.000m³/ngày nhưng do được sông Hồng bổ cập quanh năm nên mực nước hạ thấp không lớn, cốt cao mực nước dao động khoảng trên dưới -10m. Không những thế, việc khai thác nước dưới đất khu vực này còn chưa phát huy hết năng lực của TCN trong khu vực, tổng lưu lượng khai thác bằng 77% lượng bổ cập từ sông nên sông Hồng ngoài việc cung cấp cho các giếng khoan khai thác còn cung cấp cho khu vực trung tâm thành phố. Kết quả tính toán cân bằng nước dưới đất ở vùng này xem Hình 9.



Hình 8. Đồ thị biểu diễn cân bằng nước khu vực từ Liên Hồng - Đan Phượng đến Phú Thượng - Tây Hồ



Hình 9. Đồ thị biểu diễn cân bằng nước khu vực từ Lĩnh Nam - Hoàng Mai đến Ninh Sở - Thường Tín

4. Kết luận

Các tầng chứa nước trong trầm tích Đệ tứ vùng ven sông Hồng khu vực Hà Nội có trữ lượng phong phú, là nguồn nước đang được khai thác với quy mô lớn và có quan hệ thủy lực chặt chẽ với sông Hồng. Tổng trữ lượng nước dưới đất trong 2 TCN qh và TCN qp vùng ven sông Hồng khu vực Hà Nội dao động từ 947.304m³/ngày đến 1.180.236m³/ngày, trung bình 994.677m³/ngày. Trong đó, tổng trữ lượng nước dưới đất trong tầng chứa nước qh trung bình 202.427m³/ngày, tổng trữ lượng nước dưới đất trong tầng chứa nước qp trung bình 792.250m³/ngày.

Sông Hồng bổ cập cho nước dưới đất quan năm với lưu lượng khoảng 471.569m³/ngày, chiếm 98% tổng lưu lượng đang khai thác, lớn nhất tập trung chủ yếu ở những nơi có các công trình khai thác nước lớn ven

sông như Sơn Tây, Thượng Cát, Cáo Đình, Yên Phụ, Lương Yên, Nam Dư,... nên trữ lượng cuốn theo khá lớn, cung cấp hầu hết cho các giếng khai thác nước. Ngoài ra, còn cung cấp một phần cho khu vực trung tâm thành phố nơi đã hình thành phễu hạ thấp mực nước.

Nếu điều chỉnh lưu lượng khai thác các giếng ở khu vực trung tâm, thậm chí điều chỉnh bổ sung thêm các giếng khai thác nước quy mô lớn ở khu vực ven sông, nơi có nguồn bổ cập phong phú thì sẽ phát huy hết năng lực của các tầng chứa nước và vai trò của sông Hồng. Kết quả này cho thấy, việc duy trì và phát triển hoạt động khai thác nước dưới đất ở các khu vực ven sông Hồng hoàn toàn đảm bảo cấp nước cho thành phố cho hiện tại và tương lai mà các tác động của nó đến môi trường là không đáng kể.

Tài liệu tham khảo

Nguyễn Thế Chuyên, 2012. Xác định giá trị bổ cập từ sông Hồng vào nhà máy nước Nam Dư do khai thác nước gây ra. Luận văn thạc sĩ kỹ thuật, Đại học Mỏ - Địa chất.

Nguyễn Văn Dân, 2000. Đề tài nghiên cứu khoa học công nghệ cấp Bộ “Nghiên cứu quy luật động thái NĐĐ vùng đồng bằng Bắc Bộ” thuộc chương trình 7.3.14/20. Lưu trữ TTTT Bộ Khoa học Công nghệ.

Trịnh Văn Giáp, 2006. Nghiên cứu kỹ thuật đồng vị và ứng dụng để xác định tuổi nước ngầm khu vực Hà Nội. Luận án tiến sĩ Vật lý, Viện Khoa học và Kỹ thuật Hạt nhân, Hà Nội.

Triệu Đức Huy, 2018. Bảo vệ nước dưới đất ở các đô thị lớn. Lưu trữ Trung tâm QH&ĐTTNNQG.

Triệu Đức Huy, 2019. Báo cáo chuyên đề 1 cấp tiến sĩ “Nghiên cứu xác định và phân loại các kiểu điều kiện biên sông Hồng và biên đá gốc phần tây nam thành phố Hà Nội”. Trường Đại học Mỏ - Địa chất.

Nguyễn Minh Lân và nnk, 2014. Đề tài KHCN cấp Bộ: “Nghiên cứu mối quan hệ giữa nước sông và nước dưới đất, đề xuất hệ phương pháp xác định trữ lượng khai thác nước dưới đất vùng ven sông Hồng từ thị xã Sơn Tây đến Hưng Yên”, mã số: TNMT.02.33. Lưu trữ Liên đoàn QH&ĐTTNNMB.

Nguyễn Văn Lầu, 1982. Báo cáo kết quả thăm dò nước dưới đất vùng Tông-Sơn Tây. Lưu trữ Liên đoàn QH&ĐTTNNMB.

Trần Minh, 1993. Báo cáo kết quả thăm dò nước dưới đất vùng Hà Nội mở rộng. Lưu trữ Liên đoàn QH&ĐTTNNMB.

Phạm Quý Nhân, 2008. Đề tài “Nghiên cứu đánh giá tiềm năng tài nguyên nước dưới đất khu vực Hà Nội, khả năng suy thoái trữ lượng và chất lượng nước, xây dựng định hướng chiến lược khai thác hợp lý, bảo vệ môi trường phục vụ cho phát triển bền vững Thủ đô” mã số 010-04/09-2008-2.

Đặng Hữu Ôn, 2013. Trữ lượng khai thác nước dưới đất của Hà Nội và những vấn đề cần giải quyết. Tuyển tập báo cáo hội thảo khoa học: Trữ lượng khai thác nước ngầm vùng Hà Nội và giải pháp cấp nước cho Thủ đô Hà Nội.

Đặng Đình Phúc, 2013. Cơ sở thủy động lực và phương pháp đánh giá trữ lượng nước dưới đất.

Phạm Bá Quyền, 2016. Báo cáo tổng kết dự án cấp Bộ: Điều tra, đánh giá tài nguyên nước vùng thủ đô Hà Nội. Lưu trữ Liên đoàn QH&ĐTTNNMB.

ABSTRACT

The role of the Red River boundary in the amount of recharge for groundwater in the Quaternary sediments in Hanoi area

Trieu Duc Huy¹, Tong Ngoc Thanh¹, Nguyen Van Lam², Pham Ba Quyen¹, Hoang Dai Phuc³

¹National Center for Water Resources Planning and Investigation

²Hanoi University of Mining and Geology

³Northern Division for Water Resources Planning and Investigation

Hanoi lies on a groundwater aquifer that covers thousands of square kilometers, occupying the entire North West part of the Red River Delta. In this area, groundwater is in good quality and stable reserves with frequent recharge source from Red River. Extraction conditions are easy, convenient, economical, and low cost compared to other water sources. Among the sources of groundwater reserves (GW) in Hanoi, the Red River plays a very important role in the groundwater recharge in Quaternary sediments. The study results showed that the total amount of groundwater reserves in riverside area of Red River in Hanoi, which is directly supplied by river water ranging from 410,285 m³/day to 591,123 m³/day, averaging with 471,569 m³/day, accounting for 47% of the total groundwater reserves in the riverside area. Specifically, the Red River supplies aquifers qh with an average of 69,346 m³/day, accounting for 34% of the total groundwater reserves of qh aquifers and provides an average of 402,223 m³/day to qp aquifers, accounting for 51% of

the total groundwater reserves of qh aquifers. With a total groundwater extraction reserves in both qh and qp aquifers in riverside area of Red River averaging about 482,737 m³/day, the Red River's role provides an average of 98% of groundwater extraction reserves. Specifically, the Red River provides 100% of the exploited water amount for qh aquifer, and 83% for qp aquifer.

Keywords: Groundwater; red river boundary; exploitation reserves.

Using inverse analysis to estimate the hydraulic properties of unsaturated layered sand under capillary barrier effect

To Viet Nam^{1,*}, Nguyen Viet Ky¹, Hosung Shin²

¹Dept. of Geotechnics, Ho Chi Minh City University of Technology, Vietnam

²Dept. of Civil Engineering, University of Ulsan, Republic of Korea

ABSTRACT

A numerical study was used to assess the applicability of the inverse parameter estimation method to determine the unsaturated hydraulic properties of soils under capillary barrier effect in a one - dimensional outflow experiment. A sample structure comprising a 40cm thick layer of fine sand overlying a 40cm thick layer of medium sand was set up in a Plexiglas column. Eight locations at 10cm vertically in the sample were set with eight tensiometers and eight electrical resistivity probes (ERP) for measuring soil suctions and water saturations respectively. The drying experiment was carried out to measure cumulative outflow, water saturation and suction of soil over time. Simultaneously, the unsaturated hydraulic properties were also calculated by a finite element code and an inversion code using measured data of soil suction and the outflow rate from outflow experiments as input data. To evaluate the applicability of the inverse parameter estimation method, the comparison between computed and measured values of the unsaturated hydraulic properties of the layered sands was conducted. The results indicate that the inverse analysis based on the 1-D outflow experiment can be used to estimate the capillary barrier effect of unsaturated layered soils with reasonable accuracy.

Keywords: Capillary barriers; unsaturated hydraulic property; inverse analysis; one-dimensional column test; finite element method.

1. Introduction

Capillary barrier is the phenomenon that appears when soil water moves from the smaller to larger pore zones; it is formed at the interface between these zones and has long been known. Capillary barrier relates to many fundamental problems of soils such as seepage, water contamination, water storage, slope stability, water resource management and waste management in various fields: geotechnical engineering, environmental engineering, soil science, agricultural engineering, groundwater hydrology, etc (Nam, 2013).

Numerous studies have described the effective use of capillary barrier to prevent water infiltration in arid and semi-arid conditions (Nyhan et al, 1997; Khire et al, 1999), resist the capillary rise and stop salinization from underlying sources, thus permitting salt-sensitive plants to develop well (Rooney et al. 1998), protect steep slope from rainfall-induced slope instability (Rahardjo et al, 2018), etc.

In unsaturated soils, the Capillary barrier can be comprehended by observing the unsaturated hydraulic properties of two different soils (Bahar et al, 2016). The volumetric water content - soil suction (θ - ψ) relationship is called the soil-water characteristic curve (SWCC), which plays the most important role in the description and design of a capillary barrier (Fredlund and Rahardjo, 1993). However, proposed methods for achieving reliable unsaturated hydraulic properties of soils are still difficult. Therefore, reasonable and simple methods to accurately determine the hydraulic properties of unsaturated layered soils are very necessary and essential.

The objective of this study was to estimate the reliability of a numerical method of a capillary barrier based on hydraulic characteristics measured in samples of the applied materials. To serve the objective, a numerical simulation was carried out combining finite element code and inversion code to estimate unsaturated hydraulic parameters for the capillary barrier using measured data of soil suction and the outflow rate from one-step outflow experiments as input data. In addition, a comparison between predicted and measured hydraulic properties was also performed to determine the optimal method for inverse parameter estimation of unsaturated hydraulic properties.

* Corresponding author

Email: tovietnam@hcmut.edu.vn

2. Methods and materials

Material properties and experimental methods

In this study, two sands used to perform the capillary barrier of vertical heterogeneous soil are medium sand and fine sand.

The properties of two sands are shown in Table 1.

Table 1. The properties of medium sand and fine sand

Sample	G_s	C_u	C_c	D_{50} (mm)	e_{max}	e_{min}
Medium sand	2.66	1.65	0.94	0.55	0.99	0.60
Fine sand	2.7	1.73	0.98	0.18	1.22	0.73

which, the hydraulic parameters (saturated hydraulic conductivity and fitting parameter) of medium sand and fine sand are $k_s = 1.9E-3$ m/s, $P_{0m} = 1.29$ and $\lambda_m = 0.882$; $k_s = 8.5E-5$ m/s, $P_{0f} = 3.32$ and $\lambda_f = 0.889$, respectively (Figure 1).

A sample structure comprising a 40cm thick layer of fine sand overlying a 40cm thick layer of medium sand was put up in a Plexiglas column. Eight tensiometers and eight electrical resistivity probes (ERP) were installed every 10cm vertically in the soil column to measure the soil suction and soil saturation respectively. An electronic balance was set up to measure the cumulative outflow at the bottom of the column by weighing and automatic recording. Output signals of all the implements were recorded automatically using a data logger system, which is connected and controlled by a computer system, at every given time-interval (Figure 2; Nam và nnk, 2013).

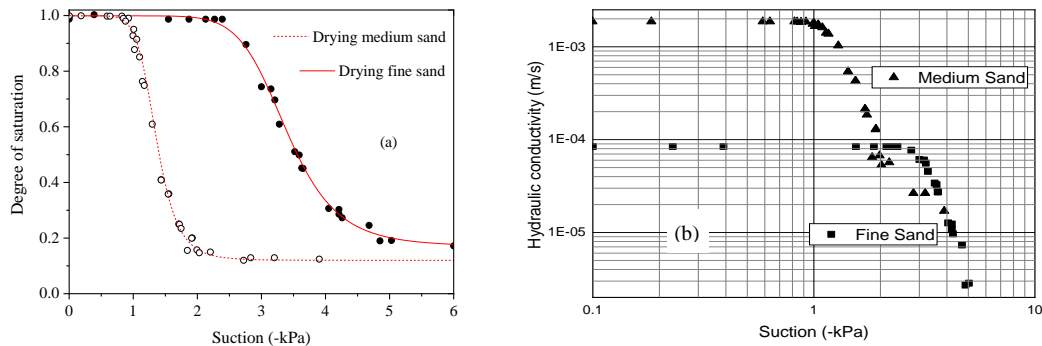


Figure 1. (a) The drying SWCC of two sands determined from independent experiments, (b) Hydraulic conductivity of medium sand and fine sand.

The degree of saturation of soil at different locations in soil column and different times during draining test was calculated by using calibration curves, which were built with exponents was fitted using Archie's law (Archie, 1942; Nam et al, 2013). As the results of independent experiments, the fitting exponents of calibration curves for medium sand and fine sand are $m = 1.32$, $n_a = 1.57$ and $m = 1.68$, $n_a = 1.93$, respectively (Figure 3).

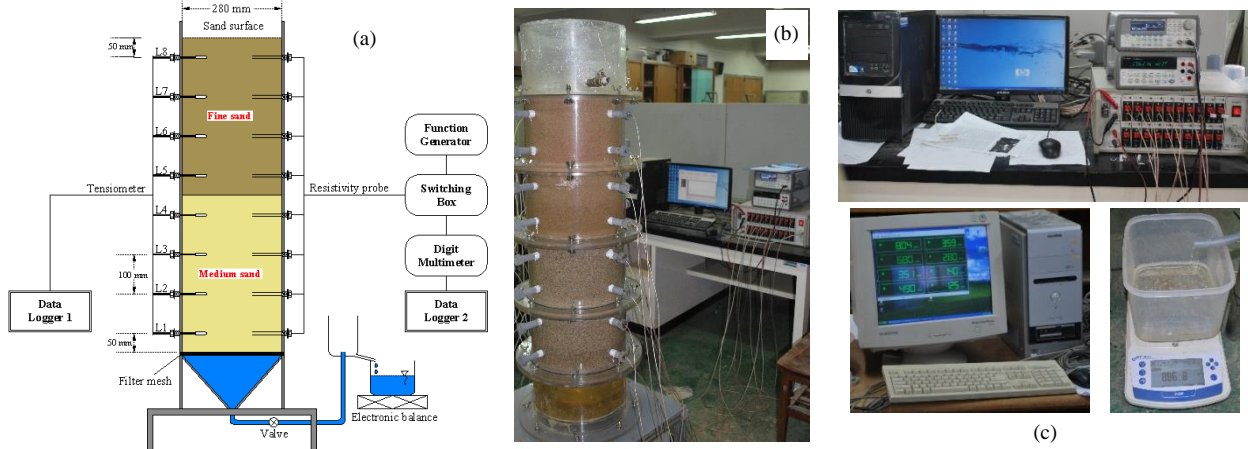


Figure 2. (a) The schematic diagram of column test, (b) The laboratory test for layered system, (c) The data acquisition systems

The temperature in the laboratory was maintained at 20°C to prevent a change in water-air surface tension (Kechavarzi and Soga, 2002). Only one-step outflow experiment was conducted in this study. The time interval for recording the hydraulic properties was set at every 10 seconds (Nam et al, 2013).

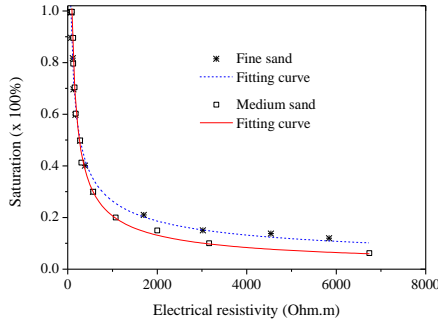


Fig. 3. Calibration relationship between electrical resistivity and saturation for two sand

Numerical method

Forward simulation for unsaturated flow

For 1-D vertical transient water flow assuming no gas flow rate and no soil particle movement, the governing equation becomes the well-known Richards equation:

$$\frac{\partial}{\partial t} [\rho_l^w \phi S_l] + \nabla \cdot [\rho_l^w q_l] = 0 \quad (1)$$

where $q_l = -k \left(\frac{\partial h}{\partial z} - 1 \right)$, ϕ is porosity of the soil, S_l is saturation of liquid water, ρ_l^w is mass of water per unit volume in the liquid phases, q_l is the liquid flow flux in liquid

phase, k is the hydraulic conductivity, h is the pressure head, and z is the depth which is positive upward from the sample bottom.

The hydraulic properties of unsaturated soils are described by using the Van Genuchten model (1980):

$$S_e = \frac{S - S_{r_{\min}}}{1 - S_{r_{\min}}} = \left(1 + \left(\frac{P_g - P_l}{P_0} \right)^{1-\lambda} \right)^{-\lambda} \quad (2)$$

$$k_{rl} = \sqrt{S_e} \left(1 - \left(1 - S_e^{1/\lambda} \right)^\lambda \right)^2 \quad (3)$$

where S_e is effective saturation, S_r is the residual saturation, S is degree of saturation, $P_g - P_l$ is soil suction, P_0 and λ is the curve fitting parameter, $k_{rl} (= k_{\text{unsat}}/k_{\text{sat}})$ is relative hydraulic conductivity and k_{sat} is saturated hydraulic conductivity.

Nonlinear optimization

A non-linear optimization method used to minimize the objective function was L_2 error norm, which expresses the difference between observed and predicted data by using the least-square solution for the parameters in Eqs. (2) and (3) (Santamarina and Fratta, 2005).

$$\Gamma = \underline{e}^T \underline{e} = [\underline{W} \cdot \underline{y}^{<m>} - \underline{W} \cdot \underline{h} \cdot \underline{x}_0 - \underline{W} \cdot \underline{h} \cdot \underline{\Delta x}]^T \cdot [\underline{W} \cdot \underline{y}^{<m>} - \underline{W} \cdot \underline{h} \cdot \underline{x}_0 - \underline{W} \cdot \underline{h} \cdot \underline{\Delta x}] \quad (4)$$

where \underline{x} are unknown soil properties ($\underline{x} = \underline{x}_0 + \underline{\Delta x}$), \underline{x}_0 is initial guess of unknown variables, $\underline{y}^{<m>}$ is the measurement data (saturation, pressure head, outflow, displacements, stresses, etc.), \underline{h} is the transformation matrix and \underline{W} is the weight factor (where W_{ij} = weight value, $W_{ij} = 0$ for $i \neq j$).

In the optimization process, the minimization approach for the objective function and the sensitivity analysis are embedded into a multilevel algorithm. Minimization starts with the initial guess following van Genuchten parameters P_0 and λ . The values of initial guess parameters are repeatedly updated until a certain stopping criterion is satisfied, or the convergence criterion is achieved.

3. Results and discussions

To reduce the quantity of data for analysis and simulation but still keep enough typical information for the experiment, especially at location nearby the layer interface, the data at four locations of L2, L4, L5 and L8 was selected out of eight locations to perform, compile the SWCC and use as input data for simulation.

Experimental results

Because of the highest hydraulic gradient at initial testing, the cumulative outflow with time performed the steep slope during 60 min right after starting the test, and stopped flowing after 11 h with total outflow $Q \approx 20.5$ cm (Fig 4a). The discharge rate reached the highest value of 0.023 cm/s just after starting the test, decreased corresponding to hydraulic pressure and was nearly stop after 270 min (Fig 4b).

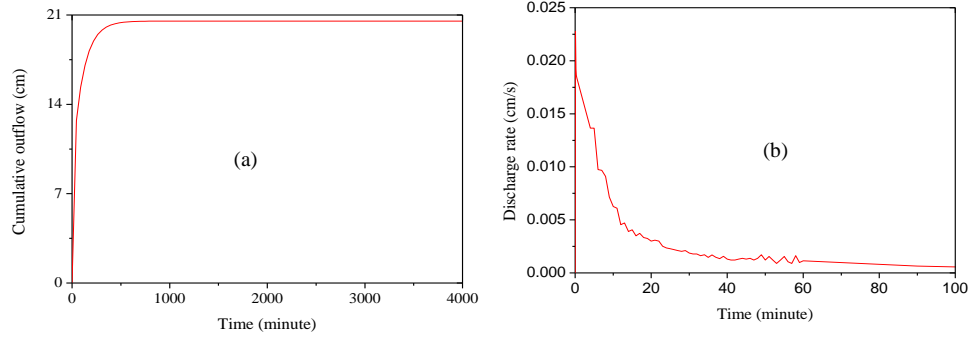


Figure 4. (a) Cumulative outflow with time, (b) Discharge rate with time.

Immediately, after opening the bottom valve to allow free drainage, the lower end of the medium sand column was exposed to atmospheric pressure, and soil is allowed to drain by gravity at that moment, hence the pore water pressure started to drop at every location in soil column (Figure 5). As shown in Figure 5, the distribution of pore water pressure for experiment was not hydrostatic at end of experiment ($t = 3.0$ d).

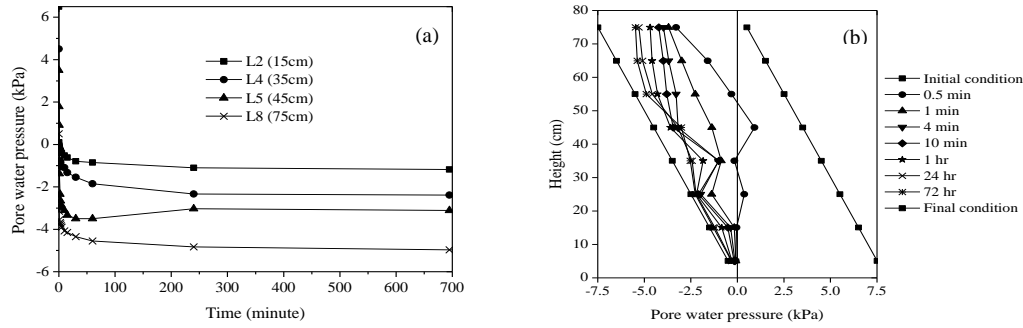


Figure 5. (a) Pore-water pressure with time at different heights, (b) Pore-water pressure head profile.

Water drainage of the saturated models was initiated at time $t = 0$. Figure 6 shows the vertical water saturation profiles measured by the ERP and calibration curve (Figure 3). The saturation time series inferred from the four ERP are shown in Figure 6a. The soil saturation at different locations started to decrease only after the pore water pressure at those locations reached to neighboring value of air-entry values or when the capillary fringe passes through the profile.

When the unsaturated porous sand with a fine grained sand overlays on a medium-grained sand, the capillary barrier phenomenon is developed during experiment (Zornberg, 2010). The gradual decrease in water saturation across the interface from 60 % (L5) in the fine sand to 15.8 % (L4) in the medium sand (Fig 6b) was obtained, that value indicates a transition zone with intermediate retention properties. Therefore, the entrapped air saturations at these two locations were 0.3 and 0.842, respectively. The nearly saturated liquid flow across the interface explains the lack of marked discontinuity in water saturation that would be expected during unsaturated flow in layered soils. In addition, the permeability barrier effect was limited to a small increase in the fine sand. The capillary barrier was also main cause of high hysteresis at location around the interface of sands (Figs 5 and 6). This phenomenon was not observed for the case of the uniform medium sand over the uniform fine sand.

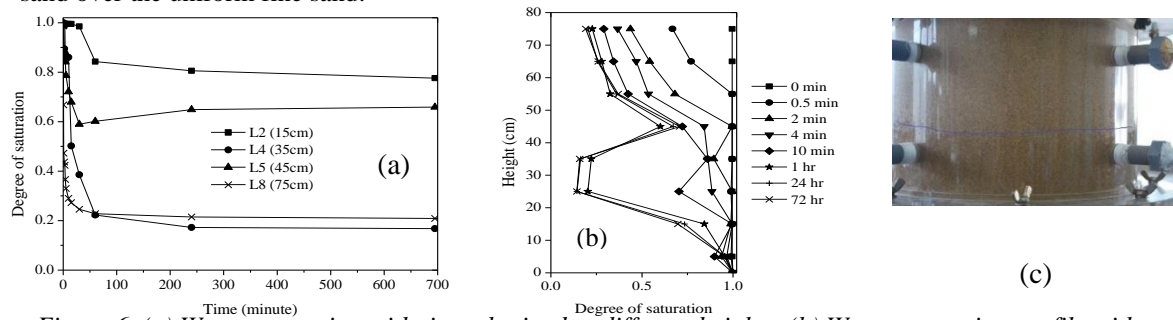


Figure 6. (a) Water saturation with time obtained at different heights, (b) Water saturation profile with height, (c) water remaining at interface between two sands in laboratory test

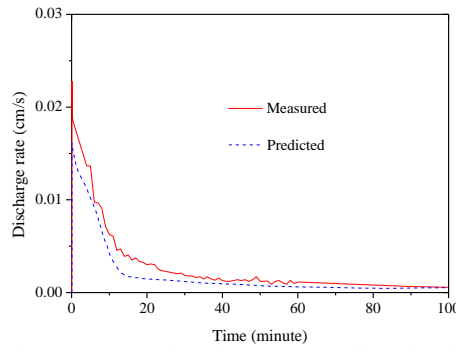


Fig. 7. Comparison between predicted and measured outflow rate.

Numerical results

The initial guess following van Genuchten parameters for medium sand and fine sand were: $P_0 = 1.4$ and $\lambda = 0.8$; $P_0 = 3.0$ and $\lambda = 0.8$, respectively. Two unknown parameters in the van Genuchten model, P_0 and λ , were determined by solving iteratively the general flow equation, updating the values of the parameters until the solution agrees with measured data. After 9 iterative steps, inversion results converged to $\lambda_m = 0.9$, $P_{0m} = 1.54$ and $\lambda_f = 0.92$, $P_{0f} = 3.83$ for medium sand and fine sand, respectively.

Figure 7 shows the evolution of discharge rate and pore-water pressure from the experimental observations and reproduced numerical results. The predicted value of discharge rate calculated using assessed hydraulic

parameters produced good agreement with experimental observations, although there exist of the difference right after beginning of testing.

The comparison between predicted data and measured data of pore water pressure shows the well agreement (Figure 8). This Figure indicates that at location of L2, L4, L5 and L8, the predicted values of pore water pressure dropped more quickly than measured values at beginning of testing and then progressively decreased with time during testing. The final predicted values of pore water pressure at four locations were all lower than measured values at the end of the experiment.

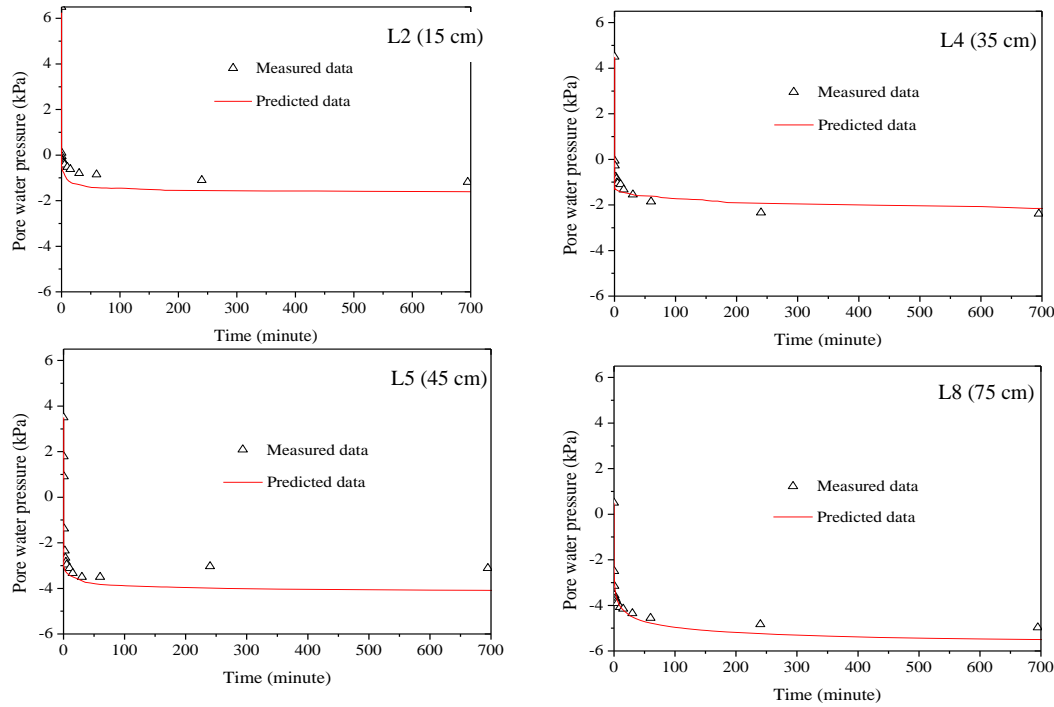


Figure 8. Comparison between predicted and measured pore water pressure at location of L2, L4, L5, L8.

The Figure 9a also shows a good comparison between predicted data and measured data of soil saturation. However, contrast to pore water pressure, the predicted saturation dropped more slowly than measured values right after beginning of testing and gradually decrease to get value lower than experimental values at the end of experiment. The collected values with time at the same location of both soil saturation and pore-water pressure can be compiled into the SWCC (Figure 9b). The difference of the pore system between lower part and upper part in soil column and dramatic changes of pore water pressure at bottom of soil column cause the discrepancy between predicted and measured data (Figs. 8 and 9). This discrepancy arises also because the capillary barrier effect occurring at the lower textural interface between the fine-sand layer and the bottom medium-sand deposit. The capillary barrier effect is controlled by the contrast in the hydraulic properties of the layer and the soil formation (Zornberg, 2010). Because of the lower air-entry pressure of the medium sand compared with the fine sand (Figure 1), the bottom medium-sand deposits

start to drain before the fine-sand layer. As shown in Figs. 5b, 6b and 9b, the capillary barrier effect is characterized by a discontinuity in water saturation across the lower textural interface.

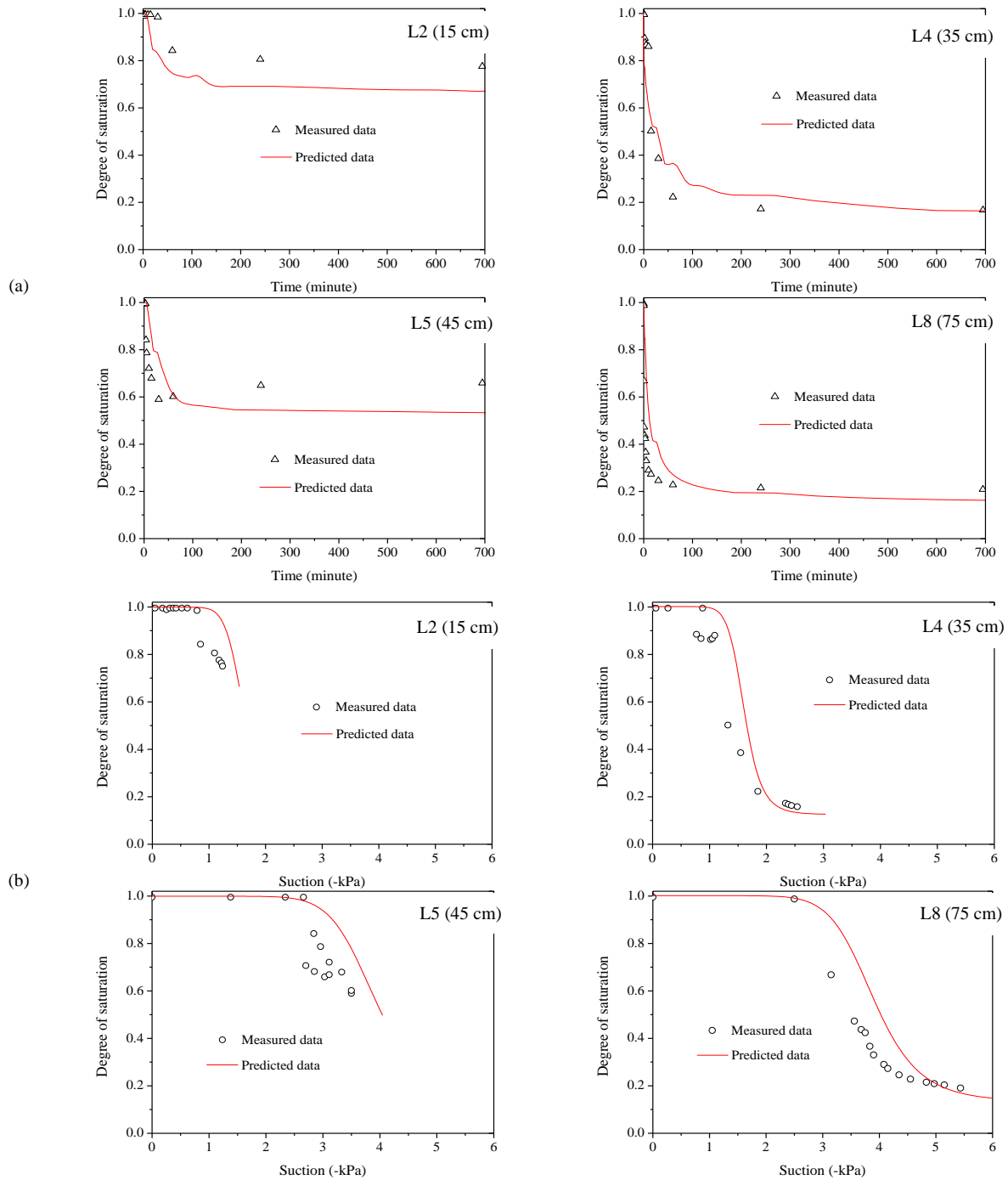


Figure 9. Comparison between predicted and measured hydraulic properties at location of 2, 4, 5 and 8: (a) change in degree of saturation, (b) compiled SWCC

The comparison was conducted by evaluating the root mean square error (RMSE) from predicted and observed soil suction and soil saturation values. The Table 2 shows the accuracy of comparison between the measured values and modeled values. The inverse analysis in this study is inappropriate to describe the

Table 2. RMSE from predicted and measured data in time domain.

	pore-water pressure (kPa)				Saturation			
Location	L2	L4	L5	L8	L2	L4	L5	L8
RMSE	0.57	0.62	1.02	0.55	0.065	0.052	0.11	0.045
Average	0.6		0.785		0.059		0.077	

hysteresis and capillary barrier phenomenon. Therefore, at location influenced by the strongest hysteresis and capillary barrier, the difference between predicted and measured data will be highest, which can be proven with highest values of RMSE at L5 (Table 2, Fig 10b, Nam et al, 2013).

4. Conclusions

The issue of hydraulic properties for unsaturated layered sand showed the acceptable performance of inverse analysis in predicting the unsaturated hydraulic properties of sands under capillary barrier effect. The comparisons between predicted and measured hydraulic properties in that are less agreed than the comparisons in homogeneous soil column. When the heterogeneous soil profiles are defined by every single homogeneous soil profile, the straightforward calculation can be conducted using known hydraulic parameters of single homogeneous soil to compute the unsaturated hydraulic properties of sand.

In the experiment, at location slightly above the interface, besides the capillary barrier effect, the hysteresis effect also mainly governed to final results and iterative step for the convergence in inversion analysis. Therefore, in this case, the multi-step outflow condition is more appropriate than one-step outflow condition.

This study showed that inversion analysis of a 1-D de-saturation column test could be a promising indirect method to evaluate hydraulic properties of unsaturated soils under the effect of the capillary barrier.

Since the laboratory experiment with layered sand and with more initial boundary conditions was carried out, the presented approach should be extended to further investigate various soils with different sedimentation and much more initial boundary conditions.

Acknowledgements

This research was supported by the Research Fund of University of Ulsan and HCM City University of Technology.

References

- Archie, G.E., 1942. The electrical resistivity log as an aid in determining some reservoir characteristics. *Petroleum Transactions of AIME*, 146: 54-62.
- Bahar, A., Alexandre, R.C., 2016. Influence of capillary barrier effect on biogas distribution at the base of passive methane oxidation biosystems: Parametric study. *Waste Management*, 63, 172-187.
- Fredlund, D.G., Rahardjo, H., 1993. *Soil mechanics for unsaturated soils*. Wiley, New York.
- Kechavarzi, C., Soga, K., 2002. Determination of Water Saturation Using Miniature Resistivity Probes During Intermediate Scale and Centrifuge Multiphase Flow Laboratory Experiments. *Geotechnical testing journal*, GTJODJ, Vol. 25, No. 1, pp. 95-103.
- Khire, M.V., Benson, C.H., Bosscher, P.J., 1999. Field data from a capillary barrier and model predictions with UNSAT-H. *J Geotech Geoenviron Eng*, 7:5, 18-27.
- Nam T.V., Min T.K., and Shin H.S., 2013. Using inverse analysis to estimate hydraulic properties of unsaturated sand from one-dimension outflow experiments. *Engineering Geology*. 164, 163-171.
- Nyhan, J., Schofield, T., and Starmer, R., 1997. A water balance study of four landfill cover designs varying in slope for semi-arid regions. *J. Envir. Quality*, 26, 1385-1392.
- Rahardjo, H., Y. Kim., N. Gofar., E.C. Leong., C.L. Wang., J.L.H. Wong., 2018. Field instrumentations and monitoring of GeoBarrier System for steep slope protection. *Transportation Geotechnics*, 16, 29-42.
- Rooney, D.J., Brown, K.W., Thomas, J.C., 1998. The effectiveness of capillary barriers to hydraulically isolate salt contaminated soils. *Water Air and Soil Pollution*, 104, 403-411.
- Santamarina, J.C., Fratta, D., 2005. *Discrete Signals and Inverse Problems*. Wiley, New York.
- van Genuchten, M.T., 1980. A Closed-Form Equation for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils. *Soil Science. Society. Am. J*, Vol. 44, pp. 892-898.
- Zornberg, J.G., Bouazza, A., and McCartney, J.S., 2010. Geosynthetic Capillary Barriers: State-of-the-Knowledge. *Geosynthetics International*, October, Vol. 17, No. 5, pp. 273-300.

TÓM TẮT

Sử dụng phân tích ngược để đánh giá đặc tính thủy lực của cát phân lớp chưa bão hòa dưới ảnh hưởng của rào cản mao dẫn

Tô Viết Nam^{1*}, Nguyễn Việt Kỳ², Hosung Shin³

^{1,2} Bộ môn Địa Kỹ Thuật, trường Đại học Bách Khoa TP.HCM

³ Bộ môn công trình xây dựng, trường đại học Ulsan, Hàn Quốc

Một nghiên cứu sơ bộ được sử dụng để đánh giá khả năng áp dụng của phương pháp phân tích ngược xác định các đặc tính thủy lực của đất chưa bão hòa dưới tác dụng của rào cản mao dẫn trong thí nghiệm thoát nước một chiều. Cấu trúc mẫu thí nghiệm bao gồm một lớp cát mịn dày 40cm nằm bên trên một lớp cát trung bình dày 40cm được chuẩn bị trong một ống mẫu làm bằng nhựa. Tám đầu đo lực hút bấc và tám đầu đo điện trở suất được đặt tại 8 vị trí với các cao độ cách nhau 10cm để đo lực hút của đất và độ bão hòa nước tương ứng. Thí nghiệm thoát nước được thực hiện để đo dòng chảy tích lũy, độ bão hòa nước và lực hút của đất theo thời gian. Đồng thời, các đặc tính thủy lực của cát không bão hòa cũng được tính toán bằng phân tử hữu hạn phương pháp và phương pháp phân tích ngược sử dụng dữ liệu đo được về lực hút của đất và tốc độ dòng chảy từ thí nghiệm làm dữ liệu đầu vào. Để đánh giá khả năng áp dụng của phương pháp phân tích ngược, việc so sánh giữa các giá trị tính toán và giá trị đo được của các đặc tính thủy lực không bão hòa của cát phân lớp đã được tiến hành. Kết quả chỉ ra rằng phân tích ngược dựa trên thí nghiệm thoát nước một chiều có thể được sử dụng để đánh giá ảnh hưởng của rào cản mao dẫn của cát phân lớp chưa bão hòa với độ chính xác hợp lý.

Từ khóa: Rào cản mao dẫn; đặc tính thủy lực chưa bão hòa; phân tích ngược; one-dimensional column test; phương pháp phân tử hữu hạn.

Đánh giá động thái nước dưới đất phục vụ định hướng khai thác hợp lý tài nguyên nước tại tỉnh Tiền Giang, Việt Nam

Thái Bá Ngọc^{1,*}, Trần Anh Tú¹, Lê Thanh Phong¹, Phí Hoàng Quang Trung¹, Nguyễn Đỗ Hữu Hiệp²

¹Khoa KT Địa chất & Dầu Khí-Đại học Bách Khoa-Đại học Quốc Gia TP.HCM

²Viện Quy hoạch Thủy lợi Miền Nam

TÓM TẮT

Nước dưới đất là tài nguyên đặc biệt quan trọng, là thành phần thiết yếu của sự sống và môi trường. Những thông tin, số liệu về sự biến động tài nguyên nước dưới đất là đặc biệt quan trọng để ra quyết định đúng đắn trong công tác quản lý tài nguyên nước dưới đất. Bài báo trình bày các nghiên cứu, phân tích, đánh giá động thái nước dưới đất phục vụ định hướng khai thác hợp lý tài nguyên nước cho tỉnh Tiền Giang. Động thái nước dưới đất được đánh giá qua khai khía cạnh: Động thái mực nước dưới đất (các giếng khai thác trong tầng Pliocen trên (n_2^2), tầng Pliocen dưới (n_2^1), tầng Miocen trên (n_1^3)) và Động thái chất lượng nước dưới đất (dựa vào 2 chỉ tiêu cơ bản: độ pH và hàm lượng ion Cl^-). Nhìn chung theo thời gian, hàm lượng clo trong các tầng chứa nước Pliocen trên, Pliocen dưới và Miocen trên đều có khuynh hướng tăng. Từ đó có thể nhận định tác nhân gây ảnh hưởng đến sự biến động chất lượng nước của các tầng chứa nước nói chung được đánh giá thông qua hàm lượng clo có thể từ các tác động phía trên, trong đó có hoạt động khai thác NĐĐ. Trong khi đó, hiện tại nước đang được khai thác tập trung trong tầng chứa nước Pliocen dưới và Miocen trên, nếu không khai thác hợp lý thì hàm lượng sẽ còn biến đổi nhanh hơn nữa.

Từ khóa: Tài nguyên nước; động thái nước dưới đất, tầng chứa nước; giếng khai thác; chất lượng nước.

1. Mở đầu

Nước dưới đất là tài nguyên đặc biệt quan trọng và không phải là vô hạn, nó góp phần vào sự phát triển của xã hội và nhu cầu khai thác sử dụng nước dưới đất ngày càng gia tăng. Việc khai thác ồ ạt tài nguyên nước dưới đất đã gây ra nhiều tác động gây suy thoái, cạn kiệt và ô nhiễm nguồn nước dưới đất. Những thông tin, số liệu về sự biến động tài nguyên nước dưới đất là đặc biệt quan trọng để ra quyết định đúng đắn trong công tác quản lý tài nguyên nước dưới đất.

Sự biến động tài nguyên nước dưới đất theo thời gian gọi là động thái nước dưới đất. Cụ thể hơn - Động thái nước dưới đất là sự thay đổi (dao động) các đặc trưng về số lượng và chất lượng của nước dưới đất (mực nước, lưu lượng, nhiệt độ, thành phần hóa học và khí, v.v...) theo thời gian. Nghiên cứu và phân tích động thái nước dưới đất cho phép xác định mối liên hệ giữa những nhân tố cơ bản hình thành động thái với các yếu tố động thái, làm sáng tỏ những quy luật thay đổi của chúng theo thời gian và không gian. Làm sáng tỏ những nguyên nhân dẫn đến sự thay đổi, cơ chế tương tác, quy luật xuất hiện để có thể dự báo đúng đắn sự thay đổi của dòng thấm theo thời gian, xây dựng mô hình tối ưu sử dụng nước dưới đất và điều tiết dòng thấm theo yêu cầu của con người.

Nghiên cứu động thái nước dưới đất còn cho phép giải quyết các bài toán thực tế trong Địa chất thủy văn, như xác định các thông số thấm, đánh giá điều kiện biên của tầng chứa nước, xác định giá trị cung cấp thấm cho nước dưới đất, xác định mối quan hệ thủy lực giữa nước trên mặt với nước dưới đất, giữa các tầng chứa nước với nhau, đánh giá ảnh hưởng tác động của con người tới điều kiện địa chất thủy văn và môi trường xung quanh.

Đặc điểm địa chất thủy văn: Dựa vào cấu trúc địa chất và thành phần thạch học, đặc điểm thủy lực, tầng trữ nước, các nguồn hình thành trữ lượng và chất lượng nước cho thấy trong tỉnh Tiền Giang có mặt 7 phân vị địa tầng địa chất thủy văn theo thứ tự từ trên xuống dưới như sau: 1. Tầng chứa nước lỗ hổng các trầm tích Holocen (qh); 2. Tầng chứa nước lỗ hổng các trầm tích Pleistocen trên (qp3); 3. Tầng chứa nước lỗ hổng các trầm tích Pleistocen giữa - trên (qp2-3); 4. Tầng chứa nước lỗ hổng các trầm tích Pleistocen dưới

* Tác giả liên hệ

Email: tbngoc@hcmut.edu.vn

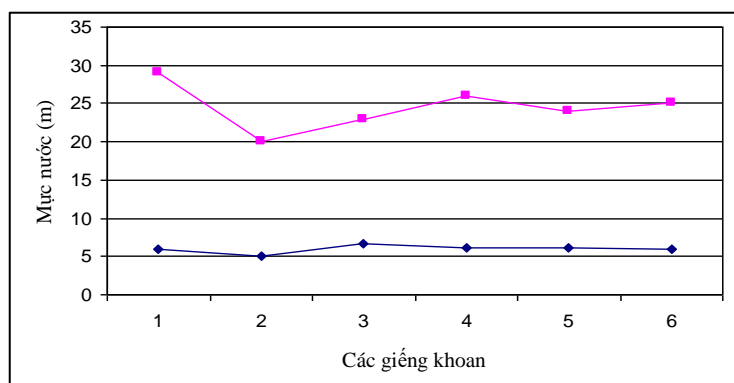
(qp1); 5. Tầng chứa nước lỗ hổng các trầm tích Pliocen giữa (n₂₂); 6. Tầng chứa nước lỗ hổng các trầm tích Pliocen dưới (n₂₁); 7. Tầng chứa nước lỗ hổng các trầm tích Miocen trên (n₁₃).

2. Đánh giá động thái nước dưới đất tỉnh Tiền Giang

2.1. Động thái mực nước dưới đất

2.1.1. Mực nước trong các giếng khai thác trong tầng Pliocen trên (n₂²)

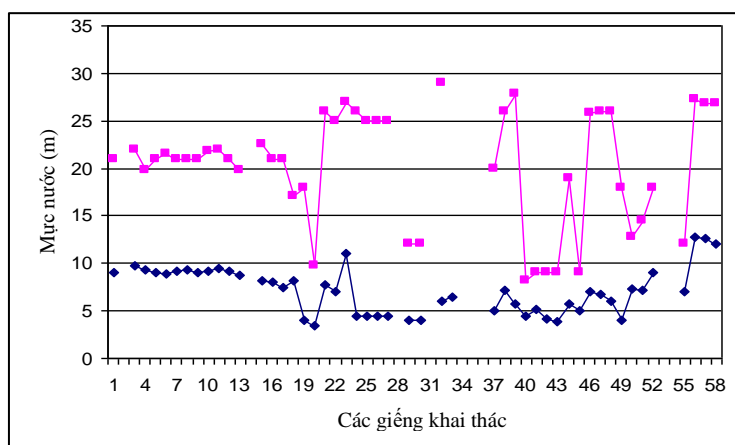
Khai thác trong tầng này có 7 giếng khai thác nước tập trung sâu 253 - 260m với lưu lượng khai thác mỗi giếng đạt 150 - 240m³/ngđ. Nhìn chung, mực nước tĩnh tầng này nằm khá nông, khoảng 5 - 6m. Mực nước động tùy thuộc vào lưu lượng khai thác dao động từ 20m đến 29m, độ hạ thấp mực nước đạt từ 15m đến 23. Các giếng này tập trung ở Chợ Gạo và Gò Công Tây.



Hình 1. Biểu đồ chênh lệch mực nước tĩnh và mực nước động, tầng chứa nước n₂²

2.1.2. Mực nước trong các giếng khai thác tầng Pliocen dưới (n₂¹)

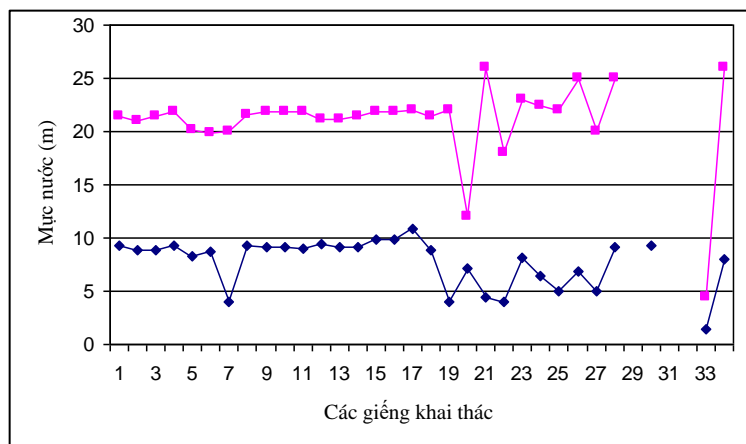
Nước của tầng là nước có áp lực. Chiều cao cột áp trung bình khoảng 290m. Trước đây mực nước thường phun cao khỏi mặt đất tới +1,55m như ở LK 51A tại Gò Công. Nay mực nước thường nằm dưới mặt đất từ 1- 2m. Trong tầng này có số liệu của 58 giếng khai thác tập trung. Độ sâu khai thác của các giếng trong khoảng 280 - 360m. Lưu lượng các giếng từ 80 đến 400m³/ngđ. Mực nước tĩnh dao động trong khoảng 4 - 12,8m. Mực nước động 8,2 - 27,8m tùy theo lưu lượng khai thác. Độ hạ thấp mực nước khoảng 5 - 21,5m (Hình 2). Các giếng khai thác trong tầng này tập trung tại Chợ Gạo, Cai Lậy, Cái Bè, Gò Công Đông, Gò Công Đông, Tân Phước. Độ sâu khai thác của các giếng tại Chợ Gạo thường nông hơn các nơi khác (260 - 280m).



Hình 2. Biểu đồ chênh lệch mực nước tĩnh và mực nước động, tầng chứa nước n₂¹

2.1.3. Mực nước trong các giếng khai thác tập trung tầng Miocen trên (n₁³)

Hiện nay, trong tầng này có 34 giếng khai thác được khảo sát. Độ sâu khai thác của các giếng này thường từ 340m tới 493m. Lưu lượng các giếng dao động từ 100 đến 400m³/ngđ. Mực nước tĩnh khoảng 4,0m tới 10,9m, đa số đạt 7 - 9m. Cá biệt có giếng mực nước nằm khá nông, cách mặt đất chỉ 1,5m như giếng TG84 tại khu phố Tân Bình, thành phố Mỹ Tho. Mực nước động dao động trong khoảng 12 - 22m. Độ hạ thấp mực nước đạt từ 5m đến 21,5m (Hình 3).



Hình 3. Biểu đồ chênh lệch mực nước tĩnh và mực nước động, tầng chứa nước n_1^3

2.2. Động thái chất lượng nước dưới đất

Động thái chất lượng nước dưới đất - một trong những yếu tố quan trọng trong việc đánh giá động thái nước dưới đất. Mọi biến động về trữ lượng đều thể hiện những dấu ấn trong chất lượng nước dưới đất. Ở phần này, các tác giả cố gắng phản ánh những nét chung nhất về sự biến động chất lượng nước dưới đất tỉnh Tiền Giang. Lý do chính tại đây là số lượng điểm quan trắc, mật độ điểm quan trắc không phân bố đều và thời gian quan trắc quá ngắn (4 năm). Cũng chính vì lý do đó, những nhận định về các nhân tố ảnh hưởng, tác động trực tiếp tới sự biến động chất lượng nước vẫn còn mang tính định tính, suy luận là chủ yếu. Trong bộ số liệu về chất lượng nước dưới đất tỉnh Tiền Giang, hiện chỉ có số liệu quan trắc về chất lượng nước dưới đất từ năm 2006 tới 2009 với một số chỉ tiêu như pH, độ cứng, hàm lượng ion Cl^- , sắt, mangan; SO_4^{2-} , hợp chất nitơ... Bởi vậy, để đánh giá động thái chất lượng nước dưới đất, nhóm tác giả sẽ tập trung đáng giá dựa vào 2 chỉ tiêu cơ bản: độ pH và hàm lượng ion Cl^- . Dựa vào độ pH - lý do chính là vì độ pH thể hiện sự tồn tại của các dạng ion trong nước - đây cũng chính là một chỉ tiêu nhạy cảm với sự biến đổi thành phần hóa học nước. Qua bảng dưới đây chúng ta có thể thấy rõ mối quan hệ hữu cơ này (Bảng 1).

Bảng 1. Tương quan giữa các dạng của axit yếu trong tự nhiên

pH	5	6	7	8	9	10	11
Axit	Pha trộn từng dạng riêng với khối lượng chung						
Axit cacbonic							
$\text{H}_2\text{CO}_3 + \text{CO}_2$ (tổng)	96,62	74,08	22,22	2,76	0,27	0,02	-
$[\text{HCO}_3^-]$	3,38	25,92	77,74	96,72	94,62	64,94	15,46
$[\text{CO}_3^{2-}]$	-	-	0,04	0,52	5,11	35,04	84,54
Axit photphoric							
$[\text{H}_3\text{PO}_4]$	0,10	0,01	-	-	-	-	-
$[\text{H}_2\text{PO}_4^-]$	97,99	83,67	33,90	4,88	0,51	0,05	-
$[\text{HPO}_4^{2-}]$	1,91	16,32	66,10	95,12	99,45	99,54	96,53
$[\text{PO}_4^{3-}]$	-	-	-	-	0,04	0,36	3,47
Axit silic							
$[\text{H}_2\text{SiO}_3]$	100	100	99,98	99,79	97,90	82,23	30,68
$[\text{HSiO}_3^-]$	-	-	0,02	0,21	2,10	17,68	65,97
$[\text{SiO}_3^{2-}]$	-	-	-	-	-	0,09	3,35

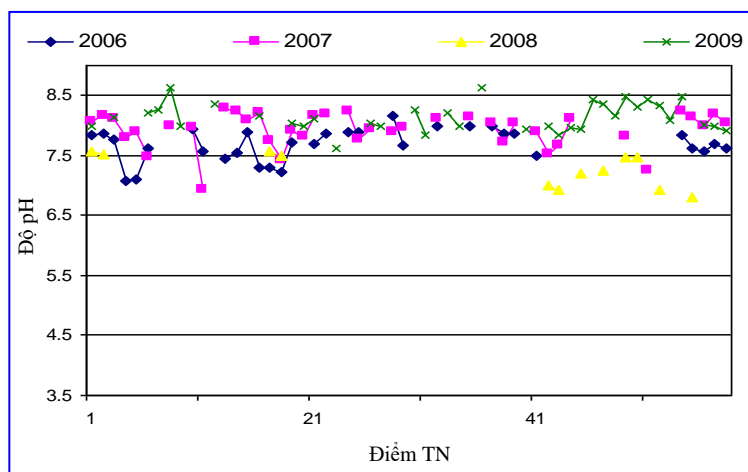
Ion Cl^- - một chỉ tiêu trong đánh giá chất lượng nước dưới đất, hàm lượng ion này gắn bó chặt chẽ với độ tổng khoáng hóa nước dưới đất. Theo tiêu chuẩn VN, hàm lượng ion Cl^- phải dưới 250mg/l, trong khi đó theo tiêu chuẩn của một số nước phát triển trên thế giới như Hoa Kỳ - chỉ tiêu này phải dưới 200mg/l. Để thông nhất, chúng tôi sử dụng giá trị ion Cl^- theo TCVN, tức nhỏ hơn hoặc bằng 250mg/l để theo dõi diễn biến của hàm lượng này theo thời gian và theo diện tích.

Các chỉ tiêu khác hầu như không phản ánh động thái chung của tầng chứa nước, chúng thường phản ánh những đột biến mang tính cục bộ như hàm lượng các hợp chất nitơ, hàm lượng vi sinh... phản ánh tính nhiễm bẩn của nước tại một số địa điểm với những đặc thù riêng nên khó có thể coi là những yếu tố phản ánh diễn biến chung về lượng và chất của nước trong tầng chứa nước. Hiện tại, tại Tiền Giang, các tầng

chứa nước Holocen và Pleistocen không được quan tâm hoặc không có số liệu nên dưới đây, các tác giả tập trung đánh giá động thái nước dưới đất các tầng Pliocen trên, Pliocen dưới và Miocen - các tầng chứa nước đóng vai trò quan trọng trong cung cấp nước cho tỉnh.

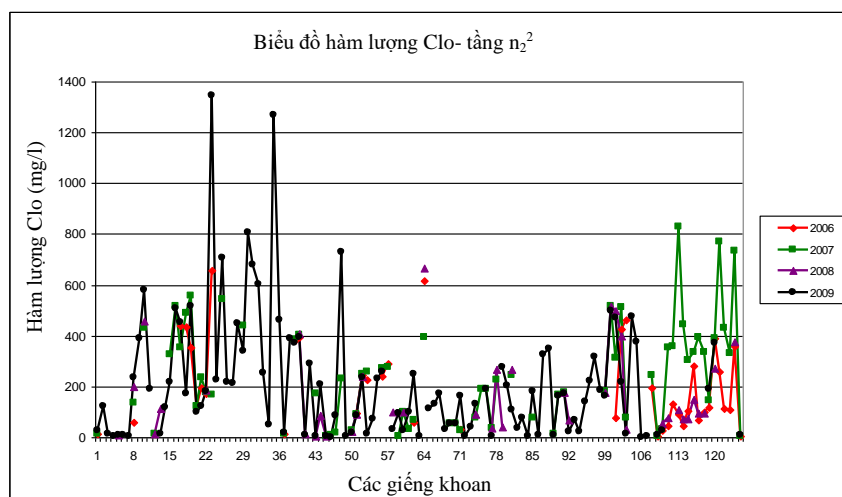
2.2.1. Động thái thành phần hóa học nước dưới đất tầng Pliocen giữa (n_2^2)

Trước tiên, chúng ta xem xét diễn biến độ pH của nước trong tầng Pliocen trên. Nhìn chung, về cơ bản, độ pH của nước dưới đất tầng Pliocen trên có sự cải thiện đáng kể theo thời gian. Hầu hết các mẫu nước tại các điểm quan trắc đều có xu hướng gia tăng trị số pH từ năm 2006 đến nay. Tuy nhiên cũng ghi nhận thấy, năm 2007, số điểm có trị số pH nhỏ hơn năm 2006 tăng đáng kể. Nhiều điểm quan trắc cho trị số pH dưới giá trị 6,5 (TCVN).



Hình 4. Sự thay đổi độ pH theo thời gian của nước tầng Pliocen giữa

Tuy nhiên, có thể nói, hầu hết các mẫu nước tầng Pliocen trên đều có giá trị pH trong giới hạn cho phép và thuộc nhóm trung tính (Hình 4). Những biến đổi trên không lớn song cũng ghi nhận thấy có 2 xu thế biến đổi độ pH. Xu thế suy giảm độ pH từ kiềm yếu tới trung tính phát triển ở khu vực Gò Công Tây và Gò Công Đông, ngoài ra còn gặp rải rác ở nhiều nơi khác. Nguyên nhân gây nên sự suy giảm độ pH có thể do trong nước gia tăng hàm lượng CO_2 tự do từ khí quyển trong quá trình bơm hút nước, hoặc, đã có sự xâm nhập của nước có độ pH nhỏ hơn vào tầng chứa nước ở đới cận giếng. Xu thế gia tăng độ pH từ trung tính tới kiềm yếu - hiện tượng này phổ biến ở các giếng khu vực Chợ Gạo. Để giải thích hiện tượng này, cần phải có nhiều số liệu quan trắc và nghiên cứu riêng.



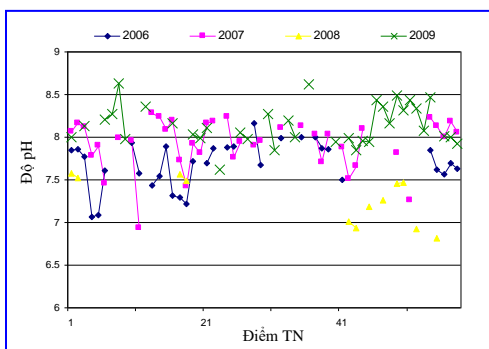
Hình 5. Biểu đồ diễn biến hàm lượng Cl- trong nước tầng Pliocen giữa (n_2^2)

Về hàm lượng ion Cl^- , nhìn chung, sự biến động hàm lượng này không đáng kể. Lý do là các mẫu nước chỉ được thu thập tại các giếng hiện đang còn khai thác, những giếng đã bị nhiễm mặn đã bị hủy bỏ. Tuy nhiên, trong 124 mẫu nước chúng ta cũng thấy những biến động đáng kể. Nhìn chung, hàm lượng clo tăng

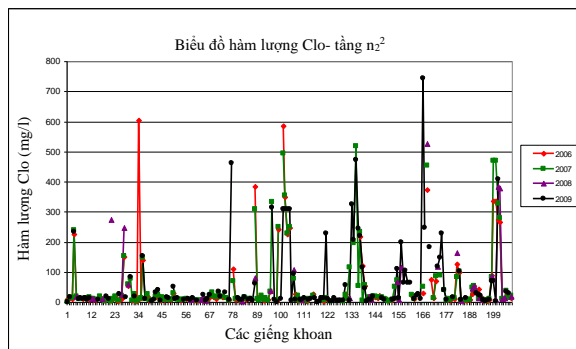
theo thời gian và tăng mạnh vào năm 2009. Riêng cụm lỗ khoan (108-124) hàm lượng clo giảm đáng kể vào năm 2008 (Hình 5). Tuy nhiên, nếu so với quy chuẩn 2008, phần lớn hàm lượng clo vẫn trong giới hạn cho phép $\leq 250\text{mg/l}$, nhưng với tốc độ tăng nhanh như hiện tại thì hàm lượng clo có thể vượt qua giới hạn cho phép trong vài năm vì mặc dù hàm lượng clo trong các lỗ khoan vào năm 2009 chưa vượt qua giới hạn nhưng giá trị cũng đạt gần với giới hạn cho phép.

2.2.2. Động thái thành phần hóa học nước dưới đất tầng Pliocen dưới (n_2^1)

Trên cơ sở 202 giếng khoan được lấy mẫu phân tích thành phần hóa học nước dưới đất (Chủ yếu tập trung ở Cái Bè, Cai Lậy, Châu Thành) chúng ta có thể thấy diễn biến độ pH của nước trong 4 năm quan trắc cũng có những nét tương tự như nước dưới đất tầng Pliocen trên. Toàn bộ các mẫu nước đều có giá trị pH nằm trong giới hạn cho phép ($> 7,0$), ngoại trừ một số mẫu có pH > 8 . Hầu như những thay đổi giá trị pH cũng có xu thế gia tăng từ trung tính tới kiềm yếu (Hình 6).



Hình 6. Biểu đồ diễn biến độ pH trong nước dưới đất tầng Pliocen dưới



Hình 7.: Biểu đồ diễn biến hàm lượng Cl- trong nước tầng Pliocen dưới (n_2^1)

Về hàm lượng ion Cl^- , do đây là tầng chứa nước có số lượng lỗ khoan nghiên cứu tương đối lớn (202 lỗ khoan). Hàm lượng clo tương đối thấp hơn so với quy chuẩn (250mg/l) rất nhiều, tập trung trong khoảng giá trị $6-100\text{mg/l}$ (Hình 7). Một vài lỗ khoan có hàm lượng clo vượt trội (lỗ khoan tại ấp 3 - Mỹ Tho, hàm lượng clo tăng đến $742,5\text{mg/l}$ vào năm 2009). Nhìn chung xu hướng tăng theo thời gian là chủ yếu, riêng cụm lỗ khoan khu vực Cai Lậy lại có xu hướng giảm. Các lỗ khoan khu vực Chợ Gạo cho thấy hàm lượng clo tương đối cao hơn so với khu vực xung quanh và có giá trị vượt qua giới hạn cho phép. Sự suy giảm hàm lượng ion Cl^- trong một số mẫu nước tại khu vực Cai Lậy có thể do quá trình khai thác làm gia tăng lượng nước thấm xuyên và hiện tượng “hiệu quả thẩm Korjinski” đã hoạt động. Nhờ quá trình này, trong tầng chứa nước được bổ sung một lượng nước siêu nhạt, từ đó làm nhạt hóa tầng chứa nước và hàm lượng ion Cl^- giảm. Những khu vực có hàm lượng ion Cl^- tăng cao hơn giá trị cho phép (250mg/l) thường nằm gần ranh giới mặn (LK tại Ấp 3, thị xã Mỹ Tho).

2.2.3. Động thái thành phần hóa học nước dưới đất tầng Miocen trên (n_1^3)

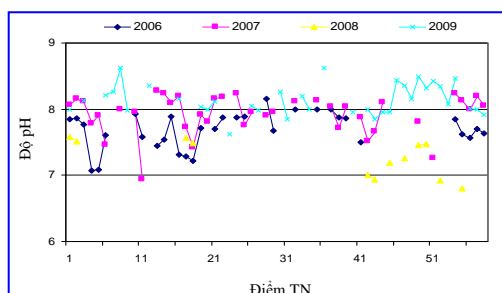
Cũng tương tự như nước trong hai tầng trên, rất nhiều mẫu nước trong tầng này có giá trị pH thay đổi đáng kể từ trung tính chuyển sang kiềm yếu, kiềm (Hình 8). Nhiều mẫu có giá trị pH đạt gần 8.5 và hơn. Có thể thấy rõ một điểm chung của cả 3 tầng chứa nước đang nghiên cứu là giá trị pH có xu hướng tăng. Điều này cần lưu ý vì trong điều kiện tự nhiên, sự thay đổi này hầu như rất ít gặp. Có thể đây là một dấu hiệu ô nhiễm nước mà hiện nay ít được quan tâm. Cần có thêm những phân tích và nghiên cứu bổ sung để làm sáng tỏ xu thế này. Do đặc điểm phân bố tầng chứa nước Miocen trên tương đối sâu nên số lượng lỗ khoan nghiên cứu cũng tương đối hạn chế hơn so với các tầng chứa nước khác. Có 59 lỗ khoan nghiên cứu thành phần hoá học trong tầng chứa này. Theo kết quả phân tích, giá trị hàm lượng clo rất nhỏ so với quy chuẩn 2008 (250mg/l). Các giá trị này có xu hướng tăng theo thời gian nhưng biên độ tăng rất nhỏ từ vài mg/l năm đến vài chục mg/l năm. Riêng lỗ khoan tại Long Tiên - Cai Lậy mặc dù hàm lượng clo cao nhưng có xu hướng giảm rất nhanh (từ 455mg/l năm 2007 giảm còn 17mg/l năm 2008) (Hình 8).

3. Kết luận và kiến nghị

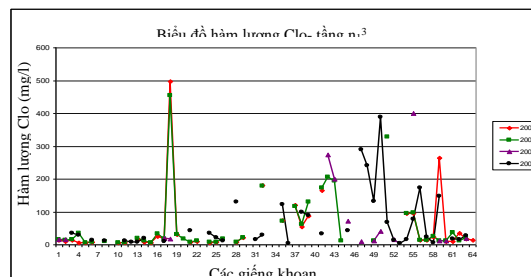
Như vậy nhìn chung theo thời gian, hàm lượng clo trong các tầng chứa nước Pliocen trên, Pliocen dưới và Miocen trên đều có khuynh hướng tăng, trong đó mức độ tăng lớn nhất thể hiện ở tầng chứa nước Pliocen trên và nhỏ nhất thể hiện trong tầng chứa nước Miocen trên. Tuy nhiên trong mỗi tầng chứa nước đều có những dị thường cục bộ.

Từ đó có thể nhận định tác nhân gây ảnh hưởng đến sự biến động chất lượng nước của các tầng chứa

nước nói chung được đánh giá thông qua hàm lượng clo có thể từ các tác động phía trên, trong đó có hoạt động khai thác NĐĐ. Trong khi đó, hiện tại nước đang được khai thác tập trung trong tầng chứa nước Pliocen dưới và Miocen trên, nếu không khai thác hợp lý thì hàm lượng sẽ còn biến đổi nhanh hơn nữa.



Hình 8. Biểu đồ diễn biến giá trị pH theo thời gian trong nước tầng Miocen trên



Hình 9. Biểu đồ biểu diễn hàm lượng ion Cl- trong nước tầng Miocen trên (n_1^3)

Tài liệu tham khảo

Liên đoàn ĐCTV-ĐCCT Miền Nam, Nước dưới đất tỉnh Tiền Giang, Hiện trạng khai thác và định hướng sử dụng giai đoạn 2010-2020, 2003

Liên đoàn ĐCTV-ĐCCT Miền Nam, Báo cáo nghiên cứu tổng hợp đặc điểm địa chất, địa chất thủy văn và hiện trạng khai thác, quản lý nước dưới đất tỉnh Tiền Giang, 2003

Sở Tài nguyên và Môi trường Tiền Giang, Báo cáo Kết quả quan trắc môi trường tỉnh Tiền Giang năm 2008. (02/2009)

Sở Tài nguyên và Môi trường Tiền Giang, Báo cáo Kết quả quan trắc môi trường tỉnh Tiền Giang năm 2007. (01/2008).

ABSTRACT

Evaluating the groundwater behaviors in order to orientate the reasonable groundwater exploitation in Tien Giang province, Vietnam

Thai Ba Ngoc¹, Tran Anh Tu¹, Le Thanh Phong¹, Phi Hoang Quang Trung¹, Nguyen Do Huu Hiep²

¹Faculty Of Geology & Petroleum Engineering-Ho Chi Minh City, University of Technology-VNU

²Ho Chi Minh City, Southern Institute of Water Resources Research, Viet Nam

Groundwater is an extremely important resource, it is an essential substance of life and environment. The information, data of groundwater alterations are very significant in order to make the right decisions for groundwater management. This papers showed the investigated, analized and estimated results of groundwater behaviors in order to orientate the reasonable groudwater exploitation in Tien Giang province. The groundwater behaviors were estimated through 02 aspects: The groundwater 's level (via the exploited wells in Upper Pliocene (n_2^2), Lower Pliocene (n_2^1), Upper Miocene (n_1^3)); and groundwater quality behaviors (based on 02 basis criteria: pH and ion Cl- content). In general, overtime, the clorint content in Upper Pliocene, Lower Pliocene and Upper Miocene groundwater reservoirs tends to increase. Overall, it can be concluded that the factor which affects the groundwater quality alteration can be estimated through clorint content. This alteration may be existed by the performances within shallower layers, which consist of groundwater exploitation. Meanwhile, currently groundwater is being exploited concentrated in Lower Pliocene and Upper Miocene, unless the reasonable exploitation is conducted, the content will alterate faster.

Keywords: Water resource; groundwater behaviors; groundwater reservoir;exploited well; groundwater quality.

Xác định mực nước hạ thấp tối đa cho phép tại Trà Vinh

Nguyễn Việt Kỳ^{1,*}, Đào Hồng Hải¹, Đặng Văn Túc²

¹ Đại học Bách khoa, ĐHQG Tp. HCM

² Liên đoàn Quy hoạch và Điều tra TNN miền Nam

TÓM TẮT

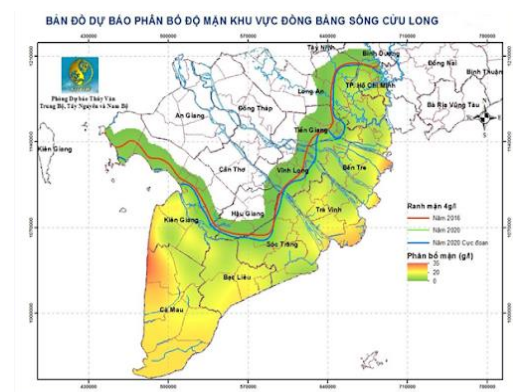
Tỉnh Trà Vinh là một tỉnh nằm ngay ven biển, kẹp giữa sông Hậu và sông Cổ Chiên. Tỉnh Trà Vinh có điều kiện địa chất thủy văn khá thú vị khi tại đây tồn tại 7 tầng chứa nước từ Holocen tới Miocen trên, trong đó hiện đang tập trung khai thác nước trong các giồng cát cổ Holocen (3 khoảnh với tổng diện tích nước nhạt khoảng 1.282km², chiếm 57,1% diện tích phân bố tầng chứa nước) và trong tầng chứa nước Pleistocen trên (diện tích nước nhạt khoảng 1.831km², chiếm 79,4% diện tích phân bố tầng chứa nước). Tầng chứa nước qp2-3 có diện tích phân bố rộng, khả năng chứa nước phong phú, diện tích nước nhạt lớn, diện tích khoảng 1.981km², chiếm 85,9% diện tích phân bố tầng chứa nước. Tầng chứa nước Pleistocen dưới qp1 phân bố với khoảng rộng, diện tích nước nhạt khoảng 1.322km², chiếm 57,4% diện tích phân bố tầng chứa nước. Các tầng chứa nước Pliocen và Miocen có diện tích chứa nước nhạt nhỏ, ít được nghiên cứu. Sự phân bố nước nhạt ở Trà Vinh tập trung chủ yếu ở vùng ven biển, vào sâu nội đồng về phía Vĩnh Long, nước dưới đất chủ yếu là lợ, mặn. Việc xác định mực nước hạ thấp tối đa cho phép đã được thực hiện cho tầng Holocen, đối với các tầng chứa nước còn lại chưa được xác định, mặc dù theo Nghị định 167/2018/NĐ-CP, mực nước hạ thấp tối đa cho phép tại các địa phương thuộc khu vực đồng bằng sông Cửu Long không vượt quá 30 m tính từ mặt đất. Tuy nhiên, việc xác định mực nước hạ thấp tối đa cho phép trong các trường hợp cực đoan như hạn hán, xâm nhập mặn... buộc phải khai thác nước dưới đất để giúp khắc phục phần nào các trường hợp trên là cần thiết, ở bài báo này sẽ tập trung xác định cho tầng Pleistocen giữa - trên.

Từ khóa: Tầng chứa nước; giồng cát cổ; diện tích phân bố; mực nước hạ thấp tối đa cho phép.

1. Đặt vấn đề

Vào mùa khô những năm 2016 và 2020, các tỉnh ven biển đồng bằng sông Cửu Long bị xâm nhập mặn và hạn hán nặng nề, ranh giới mặn nhiều nơi xâm nhập sâu vào đất liền 80 - 100km (Hình 1) (Vũ Hồng, 2020) tổng thiệt hại do hạn mặn gây ra tại khu vực này vào khoảng 39.000 ha lúa (KTTV Việt Nam, 2020). Trước tình hình đó, vấn đề đặt ra là phải tìm ra nguồn nước để chống hạn và cấp nước sinh hoạt cho người dân trong vùng. Tuy nhiên, theo Nghị định 167/2018/NĐ-CP, mực nước hạ thấp tối đa cho phép khi khai thác nước dưới đất không vượt quá 30-35 m tính từ mặt đất. Trong các trường hợp cực đoan như hạn hán, xâm nhập mặn... buộc phải khai thác nước dưới đất nhiều hơn, với độ hạ thấp mực nước lớn hơn quy định để giúp khắc phục phần nào các trường hợp trên là cần thiết.

Tỉnh Trà Vinh cũng rơi vào hoàn cảnh tương tự. Đây là một tỉnh nằm kẹp giữa cửa sông Hậu và sông Cổ Chiên có điều kiện địa chất thủy văn khá đặc biệt khi cả 7 tầng chứa nước (TCN) từ Miocen tới Holocen hầu hết đều chứa nước nhạt ở khu vực ven biển, về phía nội đồng chủ yếu phân bố nước lợ - mặn (Hình 2) (Liên đoàn Quy hoạch và Điều tra tài nguyên nước miền Nam, 2019). Trong dự án “Điều tra, đánh giá và



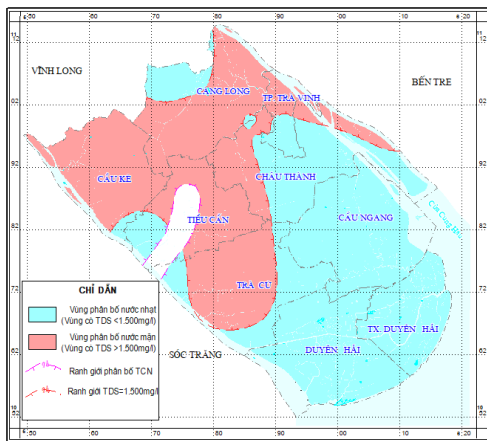
Hình 1. Bản đồ dự báo phân bố độ mặn đồng bằng sông Cửu Long (Nguồn: Trung tâm Dự báo KTTVQG)

* Tác giả liên hệ:

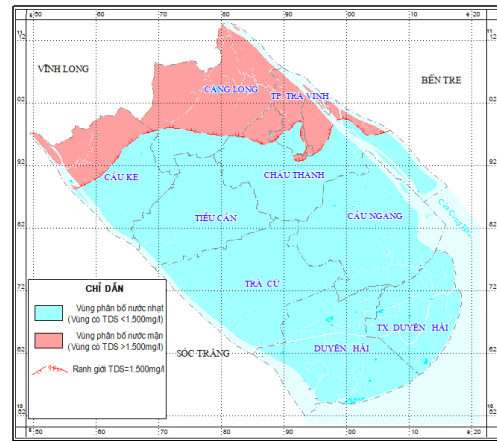
Email: nvky@hcmut.edu.vn

khoanh định khu vực phải đăng ký khai thác nước dưới đất trên địa bàn tỉnh Trà Vinh”, các tác giả thuộc Liên đoàn Quy hoạch và Điều tra TNN miền Nam đã tổng hợp, xây dựng các báo cáo kết quả điều tra, đánh giá hiện trạng và khoanh vùng hạn chế và khu vực phải đăng ký khai thác tài nguyên nước dưới đất. Trong dự án này, diện tích các khoanh chứa ước nhạt, độ sâu phân bố các tầng chứa nước, trữ lượng tiềm năng, khả năng đáp ứng nhu cầu nước, hiện trạng khai thác nước dưới đất cơ bản đã được làm sáng tỏ. Đặc biệt, một trong những kết quả đáng chú ý của dự án này là các tác giả đã xây dựng bản đồ độ sâu mực nước hạ thấp tối đa cho phép cho tầng chứa nước Holocen, các tầng chứa nước Pleistocen - đối tượng được khai thác chủ yếu ở Trà Vinh đều được xác định theo khoản 2, điều 4 - Thông tư 27/2017/TT-BTNMT và khoản 3, điều 7 - Nghị định số 167/2018/NĐ-CP như sau: đối với TCN không áp, chiều sâu mực nước hạ thấp cho phép được tính bằng 1/2 chiều dày TCN; đối với TCN có áp, chiều sâu mực nước hạ thấp cho phép được lấy bằng chiều sâu mái TCN và không được vượt quá 35m đối với khu vực thành phố/thị xã, không vượt quá 30m đối với các khu vực còn lại.

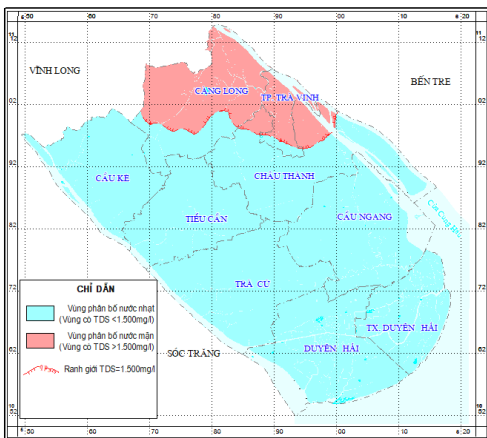
Cũng tương tự như ở các tỉnh khác của đồng bằng sông Cửu Long, tất cả các dự án tương tự đều được thực hiện theo các quy định, nghị định của Chính phủ mà chưa xét đến những tình huống cực đoan. Nghĩa là khi có hạn hán, xâm nhập mặn ở các tỉnh ven biển của đồng bằng, chúng ta hoàn toàn có thể tăng độ hạ thấp mực nước lớn hơn mức cho phép trong quy hoạch, tăng lưu lượng khai thác nhằm giải quyết nhu cầu cấp bách trong thời gian mùa khô. Vào mùa mưa, khi nhu cầu nước nhạt từ nước dưới đất giảm, lượng nước khai thác giảm mạnh, sự hao hụt trữ lượng của TCN phần nào sẽ được phục hồi, ranh giới mặn cũng dần được đẩy lùi về vị trí cũ.



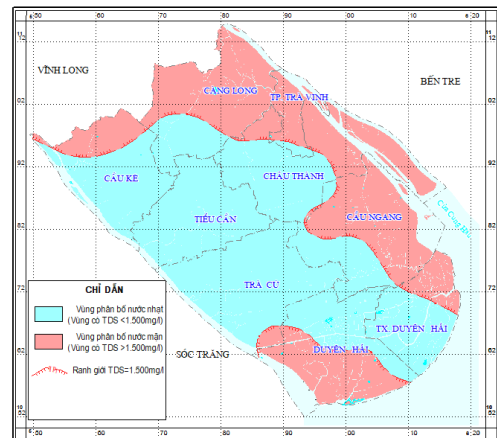
Sơ đồ phân bố nước mặn, nước nhạt - tầng qh



Sơ đồ phân bố nước mặn, nước nhạt - tầng qp₃



Sơ đồ phân bố nước mặn, nước nhạt - tầng qp₂₋₃



Sơ đồ phân bố nước mặn, nước nhạt - tầng qp₁

Hình 2. Sơ đồ phân bố nước mặn – nhạt các tầng chứa nước Holocen và Pleistocen

Với cách tiếp cận như vậy, các tác giả bài báo sẽ xác định mực nước hạ thấp tối đa cho phép đối với TCN Pleistocen giữa - trên (tầng chứa nước có nhiều giếng khai thác nhất trong tỉnh) có xét đến khả năng xâm nhập mặn và sụt lún bề mặt đất mà không tuân theo các quy định của dự án “Điều tra, đánh giá và

khoanh định khu vực phải đăng ký khai thác nước dưới đất trên địa bàn tỉnh Trà Vinh” đã được UBND tỉnh Trà Vinh phê duyệt.

2. Cơ sở lý thuyết và phương pháp nghiên cứu

Trong địa chất thủy văn, độ sâu hạ thấp mực nước tối đa cho phép thường được xác định theo TCN. Đối với TCN không áp, độ hạ thấp mực nước tối đa cho phép bằng một nửa bề dày TCN, đối với TCN có áp, độ hạ thấp mực nước tối đa cho phép bằng chiều cao cột áp cộng với một nửa bề dày... Thực tế, độ hạ thấp mực nước tính theo phương pháp này lớn hơn nhiều so với quy định của Chính phủ.

Cơ sở tài liệu phục vụ cho công tác xác định độ hạ thấp mực nước tối đa cho phép gồm: Các tài liệu về các tầng chứa nước tại Trà Vinh; Kết quả điều tra mực nước động tại thời điểm tháng 7/2019 của 2 TCN là qp2-3 và qp1. tại 198 công trình khai thác có lưu lượng $\geq 20\text{m}^3/\text{ngày}$ trên địa bàn tỉnh Trà Vinh (175 công trình khai thác trong tầng qp2-3); Kết quả tổng hợp chiều sâu phân bố máng và chiều dày các tầng chứa nước từ 71 phiếu mô tả cột địa tầng của các giếng khoan nghiên cứu địa chất thủy văn trên địa bàn tỉnh Trà Vinh cũng như độ sâu hạ thấp mực nước với hai giả thiết được trình bày ở Bảng 1;

Nhóm tác giả dựa vào đặc điểm địa chất thủy văn của TCN Pleistocene giữa - trên để tính toán sơ bộ độ hạ thấp mực nước cho phép đối ở những khu vực khác nhau. Tuy nhiên, do diện tích phân bố khoanh nước nhạt của TCN qp2-3 rất lớn (khoảng 1.981km^2), các tác giả sẽ chọn một số giếng gần ranh giới mặn nhạt để tính toán ảnh hưởng của độ hạ thấp mực nước tới quá trình nhiễm mặn và một số giếng nằm ở những khu vực phễu hạ thấp hiện tại để xác định tác động khi khai thác với độ hạ thấp tối đa theo điều kiện TCN tới sự sụt lún bề mặt đất.

Bảng 1. Các thông tin về tầng chứa nước qp2-3 theo huyện/TX/TP và độ hạ thấp mực nước tối đa dự tính

STT	Huyện/TX/TP	Diện tích (km ²)	Bề dày trung bình tầng qp2-3	Độ sâu trung bình máng/đáy (m)	Độ sâu mực áp lực	S tối đa tính từ mực áp lực $S=H+m/2$	S tối đa lấy bằng mực áp lực $S=H$
1	Thành phố Trà Vinh	67,9	36	75/111	8,5-9	84	66
2	Huyện Càng Long	293,9	60	116/176	8-8,5	138	108
3	Huyện Cầu Kè	246,6	48	94/142	6,5-7	110	86
4	Huyện Tiểu Cần	227,2	38	98/131	8,5-9	108	89
5	Huyện Châu Thành	343,1	43	71/110	9-9,5	79	57
6	Huyện Cầu Ngang	328,4	58	100/158	10-11,5	108	79
7	Huyện Trà Cú	317,5	53	94/142	9-9,5	105	79
8	Huyện Duyên Hải	305,4	45	114/162	9-9,5	122	100
9	Thị xã Duyên Hải	175,1	45	100/145	9	112	91

Để xác định thời gian ranh giới mặn vận động tới công trình khai thác nước, sử dụng công thức:

$$t = \frac{\pi \cdot m \cdot n \cdot R^2}{Q} \quad (1)$$

Với R: Khoảng cách từ biên mặn tới giếng gần nhất.

M: Chiều dày thực trung bình của tầng chứa nước

Q: Tổng lưu lượng khai thác.

Khoảng cách dịch chuyển biên mặn sau thời gian khai thác 180 ngày (6 tháng) được xác định theo công thức:

$$D = \sqrt{\frac{Q \times T}{\pi \times m \times n}} \quad (2)$$

Với Q: Tổng lưu lượng khai thác của hành lang là $20.000\text{ m}^3/\text{ngày}$.

T: Thời gian khai thác theo quy phạm là 10.000 ngày.

M: Chiều dày thực trung bình của tầng chứa nước khai thác là 61,5 m.

N: Độ lỗ rỗng hữu hiệu của đất đá chứa nước là 0,301.

Tổng độ khoáng hóa cực đại của nước khi biên mặn xâm nhập đến hành lang khai thác được xác định theo công thức:

$$C_{\max} = \frac{C_0 \times (360^0 - \alpha^0) + C_m \times \alpha}{360^0} \quad (3)$$

Với C_{\max} : Độ khoáng hóa cực đại của hành lang khi nước mặn xâm nhập đến (g/l)

α^0 : Góc mặn vào thời điểm tính toán ($\alpha = 180^0$).

C_0 : Độ tổng khoáng hóa trung bình của hành lang khai thác

C_m : Độ tổng khoáng hóa lớn nhất

Để dự báo trị số lún khi mực nước hạ thấp, sử dụng công thức của LOHMAN 1961:

$$\Delta m = \Delta P \times \left(\frac{S}{\gamma} - \theta \times m \times \beta \right) \quad (4)$$

Trong đó:

γ - Trọng lượng riêng của nước, ($\gamma = 0,1 \text{ kg/cm}^2 \cdot \text{m}$).

Δm - Trị số lún mặt đất (m).

ΔP - Mực giảm áp trong quá trình khai thác (kG/cm^2).

S - Hệ số nhả nước đàn hồi ($\text{kg/cm}^2 \cdot \text{m}$).

θ - Hệ số rỗng của đất đá chứa nước.

m - Chiều dày tầng chứa nước (m).

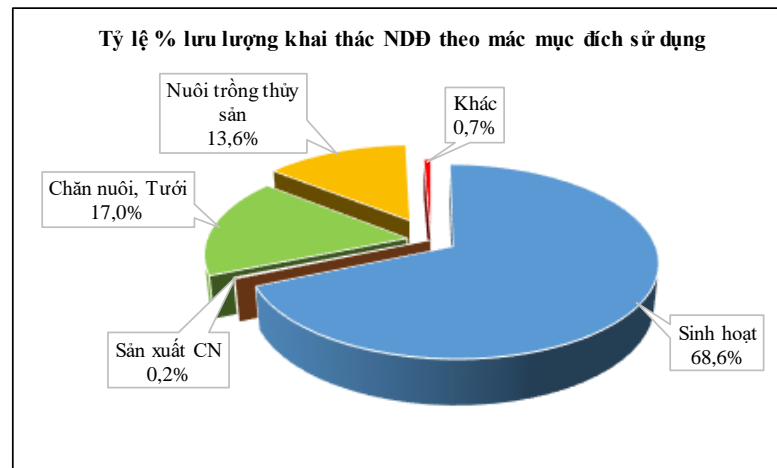
β - Hệ số nén ép của nước, lấy $\beta = 0,75 \times 10^{-6}$

Các kết quả tính toán trên (sự dịch chuyển của ranh mặn) sẽ được kiểm tra bằng mô hình GMS với độ hạ thấp tối đa đề xuất trên cơ sở nền mô hình đã có của đề tài nghiên cứu về xâm nhập mặn của nhóm nghiên cứu từ IHE (Hà Lan), khoa Kỹ thuật Địa chất và Dầu khí (trường ĐHBK Tp HCM) cùng Liên đoàn Quy hoạch và Điều tra tài nguyên nước miền Nam.

3. Kết quả và thảo luận

Từ kết quả điều tra hiện trạng khai thác, sử dụng nước dưới đất trên địa bàn tỉnh Trà Vinh tỷ lệ 1:50.000 năm 2019 cho thấy: lượng nước dưới đất dành cho chăn nuôi, tưới chiếm 17% tổng lượng nước dưới đất được khai thác, lượng nước dành cho sinh hoạt chiếm 68,6%, nuôi trồng thủy sản - 13,6% (Hình 3).

Trên Bảng 2, ta cũng nhận thấy, hiện nay, lượng nước khai thác từ tầng qp₂₋₃ mới chỉ chiếm 14,4% trữ lượng khai thác tiềm năng nước nhạt của tầng và từ Bảng 2 ta cũng thấy, tầng qp₂₋₃ hiện là tầng khai thác chính của tỉnh Trà Vinh - lượng nước khai thác chiếm tới hơn 72% tổng lượng nước khai thác từ tất cả các tầng chứa nước.



Hình 3. Biểu đồ tỷ lệ % lưu lượng khai thác NDD theo mục đích sử dụng

Bảng 2. Mức độ đáp ứng của trữ lượng khai thác tiềm năng vùng nước nhạt

STT	Tầng chứa nước	Trữ lượng khai thác tiềm năng nước nhạt ($\text{m}^3/\text{ngày}$)	Hiện trạng khai thác NDD ($\text{m}^3/\text{ngày}$)	Mức độ khai thác. %
1	qh	30.863	14.985	48,6%
2	qp ₃	465.051	67.831	14,6%

3	qp ₂₋₃	1.579.719	226.859	14,4%
4	qp ₁	315.792	4.608	1,5%
5	n ₂ ²	186.039		
6	n ₂ ¹	212.376		
7	n ₁ ³	169.083		
Tổng		2.958.923	314.283	10,6%

Theo “Quyết định số 63/1998/QĐ-TTg của Thủ tướng chính phủ ngày 18 tháng 3 năm 1998 và Định hướng phát triển cấp nước đô thị quốc gia đến năm 2020”, nếu lấy tiêu chuẩn sử dụng nước sinh hoạt trung bình của 1 người/ngày trên địa bàn tỉnh Trà Vinh là 150 lít/ngày thì lưu lượng khai thác NĐĐ cho mục đích sinh hoạt là 215.529m³/ngày có thể cung cấp được cho 1.436.857 người. Như vậy, nếu lưu lượng khai thác NĐĐ phục vụ cung cấp cho sinh hoạt như hiện nay là 215.529m³/ngày thì có thể đảm bảo đủ nhu cầu cần thiết phục vụ cho mục đích sinh hoạt của nhân dân trên địa bàn tỉnh hiện nay và kể cả cho đến 2030 (1.182.951 người) và ngay cả trong tình hình hạn hán.

Tổng lượng nước dưới đất hiện nay dùng cho chăn nuôi, tưới hàng năm là 53.351m³/ngày và nuôi trồng thủy sản là 42.726m³/ngày, tổng cộng khoảng 96.077 m³/ngày trong điều kiện bình thường. Trong những hoàn cảnh cực đoan như hạn hán năm 2016, 2020, nhu cầu nước cho những nhu cầu này tăng nhiều lần. Trước mắt, ta tạm tính gấp ba lần thời điểm bình thường - tức khoảng 300.000m³/ngày. Như vậy, tổng lượng nước cần cung cấp cho sinh hoạt và chăn nuôi, tưới, nuôi trồng thủy sản là khoảng 500.000m³/ng. Ở bài báo này, các tác giả xem như nguồn nước cấp bù trong giai đoạn này được lấy từ các giếng thiết kế trước và khai thác từ tầng qp₂₋₃ với độ hạ thấp tối đa theo cấu trúc TCN và theo những tính toán phù hợp mà không ảnh hưởng tới môi trường.

Như đã nói trên, giếng được chọn để tính toán là giếng 851 phân bố tại Thành phố Trà Vinh cách ranh giới mặn - nhạt 1,5g/l khoảng 1000m. Giếng hiện đang được khai thác để cấp nước cho sinh hoạt và để đóng chai. Giếng có đường kính 146mm, ống lọc đường kính 130mm đặt ở độ sâu 79 - 108m. Thành phần đất đá tầng chứa nước - Cát sạn sỏi lẫn cuội, xen kẽ bột cát mịn xám nâu, dưới là cát thô xám xanh xám tro chứa sạn cuội thạch anh với hệ số thấm 12m/ngày. TCN qp₂₋₃ phân bố ở độ sâu 75 - 111m, bề dày tầng chứa nước tại đây đạt 36m, mực nước nằm cách mặt đất 9m. Nằm dưới tầng chứa nước qp₂₋₃ là lớp cách nước tuổi Q₁¹ dày 10m. Dưới là tầng chứa nước qp₁.

Theo cấu tạo tầng chứa nước, độ hạ thấp mực nước tối đa được tính bằng:

$$S_{td} = H + m/2 = 66 + 36/2 = 84m$$

Để chọn được độ hạ thấp tối ưu, nhóm tác giả đã cho độ hạ thấp thêm các giá trị S = H = 66m, S = 40m; S = 30m và S = 20m. Giếng để tính toán được cho bán kính r = 0,1m.

Vì đây là tầng chứa nước có áp, công thức tính lưu lượng ứng với các độ hạ thấp mực nước như sau:

$$Q = 2,73 \frac{KmS}{lgR/r} \quad (5)$$

Trong đó: Q - Lưu lượng giếng (m³/ng)
K - Hệ số thấm (m/ng)
m - Bề dày tầng chứa nước (m)
S - Độ hạ thấp mực nước (m)
r - Bán kính giếng (m)

R - Bán kính ảnh hưởng (m), được xác định theo công thức $R = 10S\sqrt{K}$

Bảng 3. Kết quả tính lưu lượng giếng 851 với các độ hạ thấp tương ứng

LK	k	m	S	KmS	R	r	R/r	lg R/r	Q
851	12	36	84	36288	2909	0.1	29090	4.46	22212.16
	12	36	66	28512	2286	0.1	22860	4.35	17893.74
	12	36	40	17280	1385	0.1	13850	4.14	11394.78
	12	36	30	12960	1039	0.1	10390	4.01	8823.142
	12	36	20	8640	693	0.1	6930	3.84	6142.5

Qua Bảng 3 ta thấy, với một giếng công nghiệp đường kính 200mm vào tầng chứa nước qp₂₋₃, với độ hạ thấp mực nước tăng từ 20m tới 84m, lưu lượng giếng có thể tăng từ 6.142,5m³/ng tới 22.212.16m³/ng, tức gần gấp 3,5 lần.

Sau khi xem xét về độ hạ thấp mực nước và lưu lượng giếng, chúng ta cần xem xét các tác động tới môi trường khi tăng độ sâu hạ thấp mực nước.

Trước tiên, tính thời gian dịch chuyển của ranh giới mặn đến giếng khai thác theo công thức (1) với R: Khoảng cách từ biên mặn tới giếng - ở đây ta lấy R = 1.000m; m: Chiều dày thực trung bình của tầng chứa nước - 36m; Q: Tổng lưu lượng khai thác - được lấy theo độ hạ thấp tương ứng; n : Độ lỗ rỗng hữu hiệu - được lấy theo tính toán bằng 0,3.

Bảng 4. Kết quả tính thời gian dịch chuyển của ranh giới mặn đến giếng với các độ hạ thấp tương ứng

LK	m	n	R	R*R	πmnR^2	Q	t(ngày)
851	36	0.3	1000	1000000	33912000	22212	1527
	36	0.3	1000	1000000	33912000	17893	1895
	36	0.3	1000	1000000	33912000	11394	2976
	36	0.3	1000	1000000	33912000	8823	3844
	36	0.3	1000	1000000	33912000	6142	5521

Như vậy, thời gian ranh giới mặn dịch chuyển tới giếng khai thác sớm nhất là 1527 ngày khi độ hạ thấp S = 84m với lưu lượng đạt 22.212m³/ng và lâu nhất là 5.521 ngày khi S = 20m và lưu lượng đạt 6.142m³/ng. Có thể thấy ngay rằng, nếu thời gian khai thác 180 ngày với các chế độ hạ thấp và lưu lượng như tính toán, ranh giới mặn chưa ảnh hưởng tới giếng khai thác.

Để đánh giá khoảng cách dịch chuyển biên mặn sau thời gian khai thác 180 ngày sử dụng công thức (2), trong đó các thông số về lưu lượng cũng lấy theo độ hạ thấp mực nước, bề dày tầng chứa m = 36m, độ lỗ rỗng n = 0,3 và thời gian bơm lấy T = 180 ngày. Kết quả trình bày ở Bảng 4 cho thấy, với độ hạ thấp S = 84m, lưu lượng khai thác đạt 22.212m³/ngày, ranh mặn dịch chuyển khoảng 343m. Tương tự như vậy, khi S = 20m, Q = 6142m³/ng, ranh mặn chỉ dịch chuyển khoảng 180m và hoàn toàn chưa ảnh hưởng tới giếng khoan.

Bảng 5. Khoảng cách dịch chuyển biên mặn sau thời gian khai thác 180 ngày

LK	Q	T	Q*T	m	n	3.14*m*n	QT/(3.14nm)	D (m)
851	22212	180	3998160	36	0.3	33.912	117898.1	343.36
	17893	180	3220740	36	0.3	33.912	94973.46	308.17
	11394	180	2050920	36	0.3	33.912	60477.71	246.47
	8823	180	1588140	36	0.3	33.912	46831.21	216.41
	6142	180	1105560	36	0.3	33.912	32600.85	180.55

Khi ranh giới mặn dịch chuyển tới giếng khai thác, độ khoáng hóa cực đại của nước trong giếng được tính theo công thức (3) với α^0 : Góc mặn vào thời điểm tính toán ($\alpha = 180^0$), C₀: Độ tổng khoáng hóa trung bình của nước giếng đạt 0,7g/l, C_m: Độ tổng khoáng hóa lớn nhất lấy bằng độ mặn tại ranh giới mặn nhất 1,50g/l. Kết quả tính toán cho thấy, khi ranh giới mặn 1,5g/l đạt tới giếng, độ tổng khoáng hóa của nước lúc này sẽ đạt 1,1g/l và dường như không có thay đổi lớn về chất lượng nước so với tiêu chuẩn.

Tại vị trí tính toán, TCN nhạt qp₂₋₃ nằm trên TCN qp₁ mặn. Khi tăng độ hạ thấp mực nước trong giếng khai thác từ 20m lên tới S = 84m, chênh lệch mực áp lực giữa tầng qp₂₋₃ và tầng qp₁ cũng tăng. Ở đây tạm tính với các mức chênh lệch $\Delta H = 20 \div 60$ m. Bề dày lớp cách nước m_o = 10m. Hệ số thấm lớp cách nước K = 0,003m/ng. Tốc độ thấm qua lớp cách nước khá nhỏ, V chỉ dao động từ 0,006 đến 0,018m/ng tương ứng với thời gian thâm nhập mặn theo phương thẳng đứng từ 1.666,7 ngày tới 555,6 ngày. Có nghĩa là sự gia tăng độ hạ thấp mực nước và lưu lượng khai thác trong thời gian 6 tháng cũng chưa ảnh hưởng gì tới xâm nhập mặn theo phương thẳng đứng (Bảng 5).

Bảng 6. Tốc độ và thời gian thấm thẳng đứng từ TCN qp₁ lên TCN qp₂₋₃

LK	K (m/ng)	ΔH (m)	K* ΔH	m _o (m)	V (m/ng)	t (ngày)
851	0.003	20	0.06	10	0.006	1666.7
	0.003	30	0.09	10	0.009	1111.1
	0.003	40	0.12	10	0.012	833.3
	0.003	50	0.15	10	0.015	666.7
	0.003	60	0.18	10	0.018	555.6

Tương tự, tính lún được tiến hành theo công thức (4), trong đó ΔP - Mức giảm áp trong quá trình khai thác (kG/cm²), m - Chiều dày tầng chứa nước = 36m, S - Hệ số nhả nước đàn hồi = $2,5.10^{-4}$ kg/cm².m), β - Hệ số nén ép của nước, lấy β = $0,75.10^{-6}$, γ - Trọng lượng riêng của nước γ = 0,1kg/cm².m, Δm - Trị số lún mặt đất (m), θ - Hệ số rỗng của đất đá chứa nước = 0,3.

Theo kết quả tính toán trên Bảng 6 cho thấy, nếu độ hạ thấp đạt 84m, độ lún mặt đất có thể đạt 2cm, tương tự như vậy, ứng với độ hạ thấp 66m, độ lún đạt 1,6cm, độ hạ thấp 40m - độ lún đạt gần 1,0cm. Với độ hạ thấp nhỏ hơn, độ lún đạt khoảng 7,3 - 4,8mm. Như vậy, có thể nói, nếu chọn độ hạ thấp mực nước nhỏ hơn 40m, tác động tới môi trường hoàn toàn có thể chấp nhận được.

Bảng 7. Độ lún bề mặt đất do khai thác nước tầng qp₂₋₃

LK	ΔP	S	γ	S/γ=A	θ	m	β	θ*m*β=B	A-B	Δm
851	84	0.000025	0.1	0.00025	0.3	36	0.00000075	0.0000081	0.0002419	0.0203
	66	0.000025	0.1	0.00025	0.3	36	0.00000075	0.0000081	0.0002419	0.0160
	40	0.000025	0.1	0.00025	0.3	36	0.00000075	0.0000081	0.0002419	0.0097
	30	0.000025	0.1	0.00025	0.3	36	0.00000075	0.0000081	0.0002419	0.0073
	20	0.000025	0.1	0.00025	0.3	36	0.00000075	0.0000081	0.0002419	0.0048

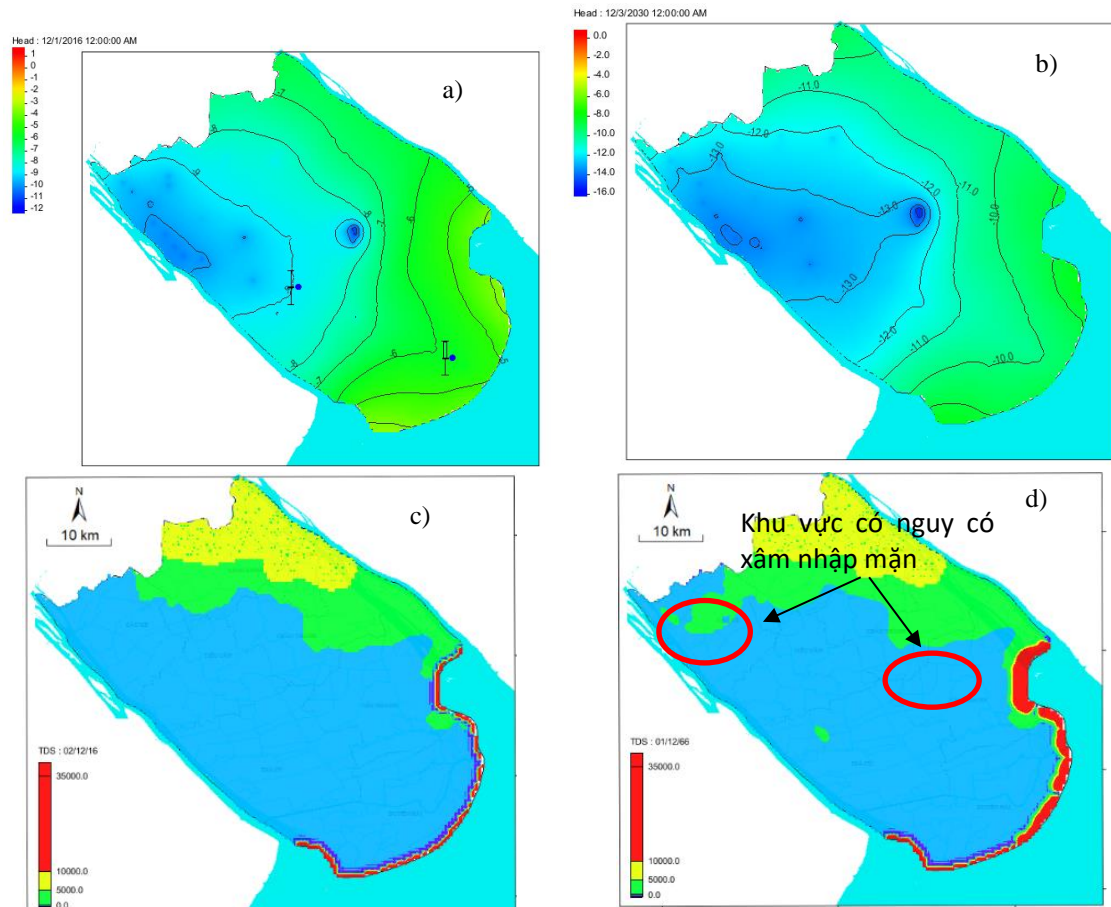
Với những tính toán như trên, việc tăng độ hạ thấp mực nước nhằm tăng lượng nước khai thác trong khi hạn hán, xâm nhập mặn là hoàn toàn có thể thực hiện được mà không có ảnh hưởng nhiều tới môi trường và bản thân tầng chứa nước. Những kết quả này cũng đã được kiểm chứng qua kết quả dự báo trên mô hình dòng chảy nước dưới đất tỉnh Trà Vinh. Thời gian dự báo trong 27 năm với độ lưu lượng khai thác tầng qp₂₋₃ đảm bảo tăng 500.000m³/ng. Kết quả cho thấy ranh giới mặn 1,5g/l khu vực huyện Càng Long dịch chuyển khoảng hơn 1200m về phía các giếng khai thác. Mực nước hạ thấp toàn vùng sau 27 năm xuất hiện các phễu hạ thấp với độ sâu gần 50m (Hình 4). Tuy nhiên đây là kết quả dự báo sau 27 năm. Chế độ khai thác mà chúng ta dự kiến, trong trường hợp cực đoạn, nhiều nhất là 6 tháng mùa khô, khi hạn hán và xâm nhập mặn (nước mặt) tăng cao. Còn vào giai đoạn mùa mưa, việc khai thác nước dưới đất lại trở lại với lưu lượng bình thường và tầng chứa nước sẽ dần hồi phục.

Theo tính toán, nhu cầu nước ở những giai đoạn cực đoạn là khoảng 514.000m³/ng, trong lúc đó, bình thường, với hệ thống giếng có sẵn đã khai thác từ tất cả các TCN khoảng 314.000m³/ng, lượng nước cần khai thác bổ sung từ TCN qp₂₋₃ sẽ đạt khoảng 200.000m³/ng. Với lượng nước như vậy, chúng ta sẽ cần ít nhất 20 giếng khai thác với độ hạ thấp mực nước khoảng 40m, lưu lượng khoảng 10.000m³/ng/giếng, hoặc khoảng 24 giếng khai thác với độ hạ thấp mực nước khoảng 30m, lưu lượng khoảng 8.500m³/ng/giếng.

Các giếng khai thác bổ sung phải được thiết kế để đặt được các máy bơm điện chìm hút sâu với lưu lượng lớn và chỉ hoạt động khi bị hạn hán hoặc nước mặt mặn xâm nhập. Việc bố trí các giếng này cần kết hợp với điều tra tình hình hạn mặn và thiệt hại của nông nghiệp, nuôi trồng thủy sản...

4. Kết luận

Tình trạng hạn hán cực đoạn và xâm nhập mặn vào sâu đất liền như năm 2016, 2020 ở các tỉnh ven biển đồng bằng sông Cửu Long đòi hỏi phải có những giải pháp cụ thể và khả thi trước mắt và lâu dài. Một trong những giải pháp đó là tăng độ hạ thấp mực nước, từ đó tăng lưu lượng khai thác nước dưới đất phục vụ chống hạn mặn và cấp nước sinh hoạt. Tuy nhiên, tăng độ hạ thấp tới mức nào để không ảnh hưởng tới môi trường và tầng chứa nước? Các tính toán đã cho thấy, tại điểm giếng 851, độ sâu hạ thấp mực nước tối ưu khoảng 40m. Với độ hạ thấp mực nước như vậy, ranh giới mặn không ảnh hưởng tới giếng khoan. Thời gian để ranh giới mặn đạt tới giếng khoan sớm nhất cũng mất 4 năm, tương tự như vậy đối với xâm nhập mặn từ dưới lên. Độ lún bề mặt đất với độ hạ thấp mực nước 40m không đáng kể.



Hình 4. Mô hình dự báo nước dưới đất trong thời đoạn 27 năm với lưu lượng khai thác 500.000m³/ng (a- Mức nước tầng qp₂₋₃ thời điểm 12/2019; b- Mức nước dự báo thời điểm 12/2046; c- Phân bố TDS tháng 12/2019; d- Phân bố TDS dự báo tại thời điểm 12/2046)

Các tính toán đã được kiểm chứng bằng mô hình. Kết quả cho thấy, trong thời gian dự báo 27 năm, với lưu lượng dự báo 500.000m³/ng, tác động tới môi trường không lớn. Vậy trong khoảng thời gian khai thác trong các tính toán là 180 ngày - tác động tới môi trường và tầng chứa nước chất nhận được.

Tuy nhiên, do khuôn khổ bài báo không cho phép nên trong nội dung bài này, chúng tôi mới tính toán cho 01 điểm giếng và 01 tầng chứa nước qp₂₋₃. Sẽ cần phải tính thêm cho các TCN khác, phải tính tương tác giữa các giếng khi đồng thời tăng độ sâu hạ thấp mực nước. Mô hình cũng phải dự báo thêm cho các tầng chứa nước còn lại tại tỉnh Trà Vinh.

Lời cảm ơn

Nhóm tác giả chân thành cảm ơn Trường ĐHBK, ĐHQG TP. HCM đã hỗ trợ kinh phí thực hiện đề tài loại C: "Xác định mực nước hạ thấp tối đa cho phép khi khai thác nước dưới đất tại tỉnh Trà Vinh" MSĐT: C2020-20-23/ĐHQG.

Tài liệu tham khảo

Vũ Hồng, 2020, Tình trạng xâm nhập mặn ở đồng bằng sông Cửu Long dự báo sẽ ở mức độ sâu hơn và gay gắt hơn. Tạp Chí Môi trường 20/6/2020.

Đồng bằng sông Cửu Long: 39.000ha lúa bị thiệt hại do hạn mặn. KTTV Việt Nam 20/ 3/2020.

Dự án “Điều tra, đánh giá và khoanh định khu vực phải đăng ký khai thác nước dưới đất trên địa bàn tỉnh Trà Vinh”, Liên đoàn Quy hoạch và Điều tra tài nguyên nước miền Nam, 2019

Phan Ngọc Cừ, Tôn Sĩ Kinh. Động lực học nước dưới đất. NXB ĐH & THCN, 1981

Nguyễn Việt Kỳ, Đậu Văn Ngo. Hướng dẫn thực hành ĐCTV. NXB ĐHQG, 2006

Nguyễn Việt Kỳ và nnk. Lún mặt đất ở miền Tây Nam Bộ - phải chăng do khai thác nước dưới đất. TC địa chất 382-384, 2015

Một số kết quả của dự án nghiên cứu xâm nhập mặn tại tỉnh Trà Vinh của IHE Hà Lan, HCMUT và LB QH và ĐT TNN miền Nam.

ABSTRACT

Determination of the maximum allowable lowering water level in Tra vinh

Nguyen Viet Ky¹, Dao Hong Hai¹, Dang Van Tuc²

¹ *HCM University of Technology*, ² *Southern Division of Water Resources Planning and Investigation*

Tra Vinh is a coastal province, sandwiched between the Hau and Co Chien rivers. Tra Vinh has quite interesting hydrogeological conditions when there exist 7 aquifers from Holocene to Miocene, which is currently focusing on water exploitation in the ancient sand dunes of Holocen (3 plots with total fresh water area about 1.282km², accounting for 57.1% of the aquifer distribution area) and in the upper Pleistocene aquifer (fresh water area is about 1,831 km², accounting for 79.4% of the aquifer distribution area). The aquifer qp₂₋₃ has a wide distribution area, abundant water storage capacity, a large area of pale fresh water, an area of about 1.981km², accounting for 85.9% of the aquifer distribution area. Under Pleistocene aquifer qp₁ is distributed with a large area, the freshwater area is about 1.322km², accounting for 57.4% of the aquifer distribution. Pliocene and Miocene aquifers have small, little studied water area. The distribution of fresh water in Tra Vinh is concentrated mainly in coastal areas, deep in the field towards Vinh Long, the underground water is mainly brackish and saline.

The determination of the maximum allowable lowering water level has been implemented for the Holocene and Upper Pleistocene aquifers, the remaining two Pleistocene aquifers have not been determined, although according to Decree 167/2018/ND-CP, the ink maximum allowable lowering water in localities in the Mekong Delta region shall not exceed 30 m from the ground. However, the determination of the maximum allowable water level in extreme cases such as drought, saline intrusion ... is forced to exploit underground water to help partially overcome the above cases, in this paper, we will focus on identifying the middle - upper Pleistocene aquifer.

Keywords: Aquifer; ancient sand dunes; distribution area; the maximum allowable lowering water level.

Xác định lưu lượng dòng ngầm trong tầng chứa nước có mặt nước nằm nghiêng bằng phương pháp mô hình hóa

Đặng Đình Phúc^{1,*}, Nguyễn Bách Thảo²

¹ Hội Địa chất thủy văn Việt Nam

² Trường Đại học Mở - Địa chất

TÓM TẮT

Báo cáo trình bày cơ sở lý thuyết xác định mực nước hạ thấp khi bơm hút nước trong tầng chứa nước đồng nhất có mặt nước nằm nghiêng. Trên cơ sở mô hình hóa dòng ngầm tới giếng khi bơm giống như một giếng cấp có lưu lượng tăng dần theo thời gian và áp dụng phương pháp số và cộng dòng, tác giả đã xây dựng công thức xác định mực nước hạ thấp khi hút nước trong tầng chứa nước đồng nhất có mặt nước nằm nghiêng. Báo cáo cũng trình bày phương pháp xác định lưu lượng dòng ngầm và thông số địa chất thủy văn theo tài liệu hút nước từ tầng chứa nước đồng nhất có mặt nước nằm nghiêng và áp dụng tính toán cho 2 giếng hút nước nằm trên vùng đồng bằng ven núi.

Từ khóa: Thông số; hút nước thí nghiệm; lưu lượng dòng ngầm; mặt nước nằm nghiêng.

1. Đặt vấn đề

Xác định lưu lượng dòng ngầm là một nhiệm vụ quan trọng điều tra đánh giá nước dưới đất. Có nhiều phương pháp xác định lưu lượng dòng ngầm đã được đề cập trong các tài liệu công bố trên thế giới (Jacob Bear, 1972; Karanth, 1993; Đặng Đình Phúc, 2013). Trên cơ sở lý thuyết về phương pháp kết hợp với mô hình hóa, chúng tôi đề xuất phương pháp xác định lưu lượng dòng ngầm, cũng như các thông số địa chất thủy văn (hệ số dẫn, hệ số trữ) theo tài liệu bơm hút nước thí nghiệm từ giếng trong tầng chứa nước có mặt nước nằm nghiêng.

2. Cơ sở lý thuyết và phương pháp nghiên cứu

Khi hút nước trong tầng chứa nước đồng nhất có bề mặt đẳng áp nghiêng, trong quá trình hút nước dòng chảy tự nhiên sẽ chảy vào giếng. Lưu lượng dòng chảy tự nhiên vào giếng là hàm số của bán kính ảnh hưởng được xác định theo công thức.

$$Q_{tn}(t) = 2 \cdot q_{tb} \cdot R_{ah}(t) \quad (1)$$

Ở đây q_{tn} là lưu lượng đơn vị của dòng ngầm tự nhiên, tức là lưu lượng trên một mặt cắt ngang của tầng chứa nước vuông góc với dòng ngầm và có chiều rộng là 1 m

R_{ah} là bán kính ảnh hưởng của giếng hút nước, là hàm số của thời gian t và được xác định theo công thức.

$$R_{ah} = \sqrt{2.25 \cdot a \cdot t} \quad (2)$$

Ở đây a là hệ số truyền áp ($m^2/ngày$), t là thời gian tính từ khi giếng bắt đầu hút nước (ngày).

Q_{tn} là lưu lượng của dòng ngầm tự nhiên chảy vào giếng và là hàm số của thời gian. Q_{tn} tăng khi bán kính ảnh hưởng tăng và đạt cực đại bằng lưu lượng hút nước từ giếng khi mực nước hạ thấp trong giếng đạt trạng thái ổn định.

Tác động của lưu lượng tự nhiên chảy vào giếng giống như tác động của một giếng cấp nước có vị trí trùng với giếng hút, lưu lượng của giếng cấp bằng lưu lượng của dòng ngầm chảy vào giếng, lưu lượng của giếng cấp tăng theo thời gian.

Áp dụng phương pháp số, ta chia thời gian bơm thành n khoảng thời gian tính toán, giếng cấp có lưu lượng thay đổi được chia thành n giếng với lưu lượng không đổi được ký hiệu là G_i , trong đó i biến thiên từ 1 tới n và lần lượt được đưa vào hoạt động ở các thời điểm từ 1 tới n . Lưu lượng của giếng G_i bằng lưu lượng tăng lên của dòng ngầm chảy vào giếng trong khoảng thời gian Δt được xác định theo công thức.

* Tác giả liên hệ

Email: nguyenchthao@humg.edu.vn

$$\Delta Q_{BXi} = \Delta Q_{tn} = 2 \cdot q_{tn} \cdot \Delta R_{ah} \text{ hay } \Delta Q_{tn}(i) = 2 \cdot q_{tn} \cdot [R_{ah}(i) - R_{ah}(i-1)] \quad (3)$$

Sự tăng này giống như là đưa một giếng mới vào hoạt động có lượng bằng $\Delta Q_{tn}(i)$. Ở thời điểm 1 chỉ có một giếng bổ cập đi vào hoạt động, số giếng bổ cập hoạt động tăng lên khi thời điểm tính toán mực nước hạ thấp tăng lên.

Sự dâng mực nước do tác động của dòng chảy tự nhiên chảy vào giếng trong từng khoảng thời gian được mô phỏng là giếng cấp. Khi $2 \cdot q_{tn} \cdot R_{ah}(i) < Q$, ở đây Q là lưu lượng của giếng hút nước được xác định theo công thức

$$\Delta S b_i = 0 \quad (4)$$

$$\text{khi } \frac{2.25 \cdot a \cdot (t - t_i)}{r^2} \leq 1 \quad (5)$$

$$\text{tức là } (t - t_i) \leq \frac{r^2}{2.25 \cdot a}$$

t_i là thời điểm giếng thứ i đi vào hoạt động

$$\text{khi : } (t - t_i) \geq \frac{r^2}{2.25 \cdot a} \quad (6)$$

$$\text{khi đó : } \Delta S b x_i(t) = \Delta Q_{BXi} \cdot \ln(2.25 \cdot a \cdot (t - t_i) / r^2) / (\pi \cdot T) \quad (7)$$

Trong công thức này $\Delta S b x_i(t)$ là mực nước dâng tại thời điểm t do giếng cấp thứ i đi vào hoạt động, a là hệ số truyền áp, T là hệ số dẫn, r là bán kính giếng hút hay à khoảng cách từ giếng quan sát tới giếng hút nước

Tổng mực nước dâng do tác động của dòng ngầm tại thời điểm tính toán t được xác định theo công thức

$$\Delta S b x(t) = \sum_1^n \Delta Q_{BXi} \ln \left(\frac{2.25 \cdot a \cdot (t - t_i)}{r^2} \right) / (4 \cdot \pi \cdot T) \quad (8)$$

Áp dụng phương pháp cộng dòng, mực nước hạ thấp tại thời điểm tính toán bằng tổng mực nước hạ thấp gây ra trong điều kiện tầng chứa nước phân bố vô hạn trừ đi mực nước dâng lên do dòng chảy tự nhiên vào giếng và được xác định theo công thức

$$S(t) = \frac{Q}{4 \cdot \pi \cdot T} \ln \left(\frac{2.25 \cdot a \cdot t}{r^2} \right) - \sum_1^n \Delta Q_{BXi} \ln \left(\frac{2.25 \cdot a \cdot (t - t_i)}{r^2} \right) / (4 \cdot \pi \cdot T) \quad (9)$$

Khi $2 \cdot q_{tn} \cdot R_{ah}(i) = Q$ tức là lưu lượng của dòng ngầm chảy vào giếng bằng lưu lượng bơm hút, mực nước hạ thấp đạt trạng thái ổn định, thời điểm này gọi là thời điểm cân bằng và được xác định theo công thức.

$$t_{cb} = \frac{1}{2.25 \cdot a} \left[\frac{Q}{2 \cdot q_{tn}} \right]^2 \quad (10)$$

Khi đó mực nước hạ thấp được xác định theo công thức

$$S(t_{cb}) = \frac{Q}{4 \cdot \pi \cdot T} \ln \left(\frac{2.25 \cdot a \cdot t_{cb}}{r^2} \right) - \sum_1^n \Delta Q_{BXi} \ln \left(\frac{2.25 \cdot a \cdot (t_{cb} - t_i)}{r^2} \right) / (4 \cdot \pi \cdot T) \quad (11)$$

3. Áp dụng tính toán

Áp dụng công thức ở trên để xác định lưu lượng dòng ngầm theo tài liệu hút nước từ giếng G1 và tài liệu quan sát mực nước tại giếng quan sát QS1.

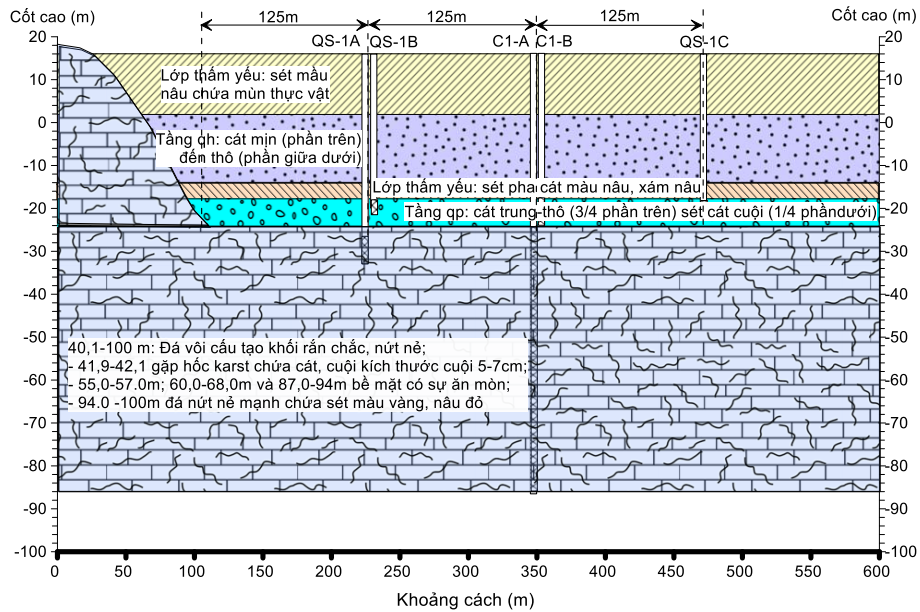
Khu vực thí nghiệm nằm trong vùng tiếp giáp giữa đồng bằng và miền núi. Tại vùng núi tầng chứa nước đá vôi nổi cao và lộ ra ngoài mặt đất, tại khu vực đồng bằng đá vôi nằm sâu và được phủ bởi lớp trầm tích và tầng chứa nước cát cuội sỏi của trầm tích đệ tứ, tầng chứa nước karst khe nứt và tầng chứa nước lỗ hổng có quan hệ thủy lực với nhau, tại đây nước dưới đất từ vùng núi chảy xuống cung cấp cho nước dưới đất tại khu vực đồng bằng.

Hai giếng hút nước và quan sát đều nằm trên vùng đồng bằng và cắt sâu vào tầng chứa nước karst nứt nẻ. Giếng quan sát nằm cách giếng hút nước là 120 m, lưu lượng hút ổn định bằng 300 m³/ngày.

Để xác định thông số địa chất thủy văn: hệ số dẫn, hệ số truyền áp và lưu lượng dòng ngầm chúng tôi sử dụng phương pháp lặp và đồ thị. Cho các thông số địa chất thủy văn: T , a và q_{tn} có các giá trị khác nhau và thay vào công (10) và (11) để tính toán mực nước hạ thấp. Từ kết quả, đồ thị mực nước hạ thấp tính toán và thực đo trên cùng một hệ trục tọa độ, lần lượt thay đổi các giá trị của các thông số địa chất thủy văn T , a và q_{tn} cho đến khi đồ thị tính toán và thực đo gần trùng nhau, khi đó nhận được các giá trị cần tìm của các thông số địa chất thủy văn: T , a và q_{tn}

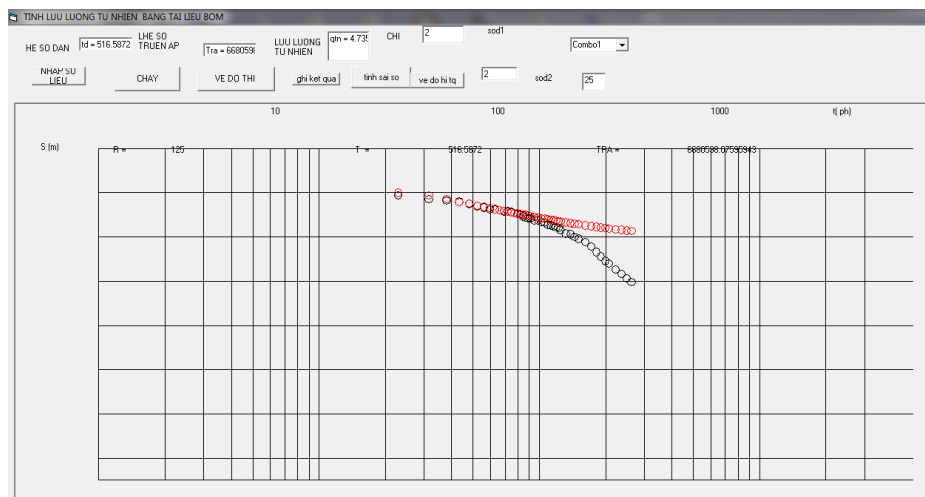
Tập thể tác giả đã xây dựng phần mềm để xác định các thông số địa chất thủy văn: T , a và q_{tn} bằng ngôn ngữ VISUAL BASIC.

Khi chạy phần mềm này, sử dụng các phím chức năng để thay đổi các giá trị của các thông số địa chất thủy văn: T , a và q_{tn} để thay đổi vị trí của đồ thị mực nước tính toán sao cho trùng với đồ thị mực nước thực đo.

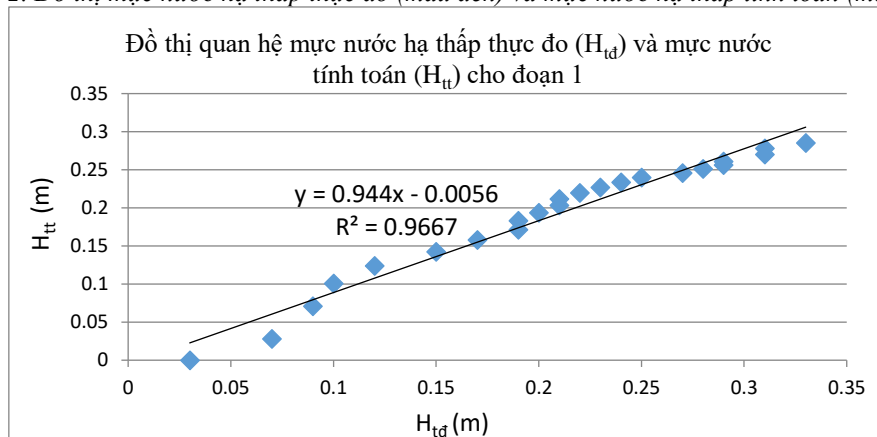


Hình 1. Sơ đồ mặt cắt chòm lỗ khoan tính toán

Hình 2 chỉ ra đồ thị mực nước hạ thấp thực đo và tính toán. Trên đồ thị này đoạn cuối của đồ thị thực đo dốc do ảnh hưởng của biên hệ số dẫn thay đổi, vì vậy trong tính toán các tác giả chỉ sử dụng đoạn đầu của đồ thị để tính toán. Kết quả xác định được các thông số của tầng chứa nước như sau: hệ số dẫn bằng 516 m²/ngày, hệ số truyền áp bằng 6515920 m²/ngày, lưu lượng đồng ngậm đơn vị bằng 0.047 m³/ngày.



Hình 2. Đồ thị mực nước hạ thấp thực đo (màu đen) và mực nước hạ thấp tính toán (màu đỏ).



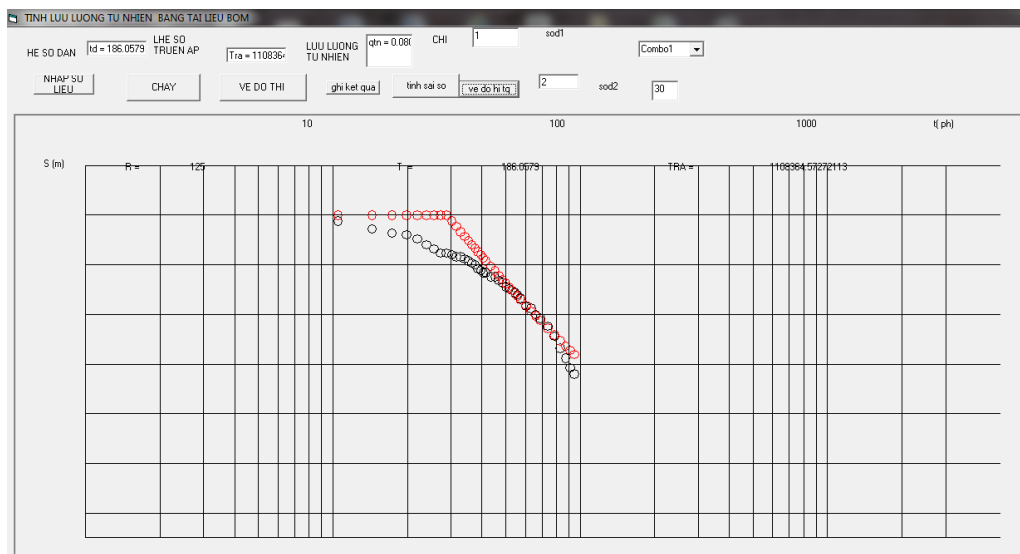
Hình 3. Đồ thị tương quan giữa mực nước thực đo và tính toán (xác định cho phần đầu của đồ thị)

Từ đồ thị trên cho thấy hệ số tương quan $R^2=0.9667$, hệ số góc gần bằng 0.944 (xấp xỉ bằng 1) và tung độ gốc gần bằng không chứng tỏ độ chính xác của tính toán khá cao, đáng tin cậy.

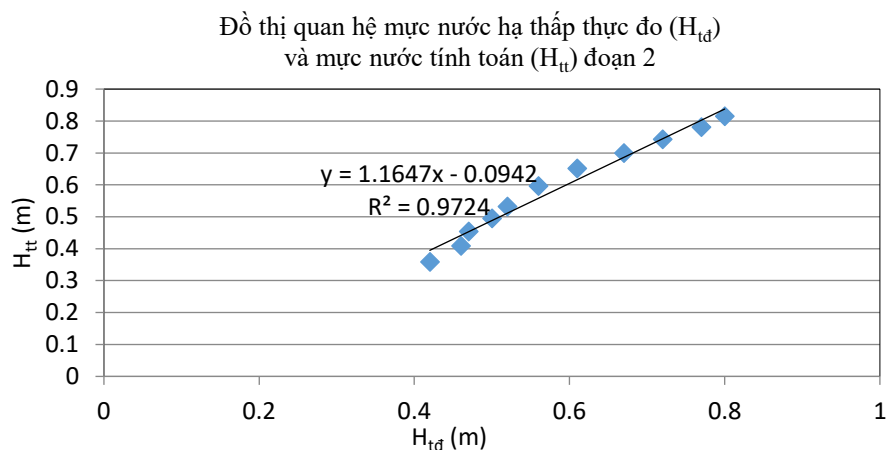
Bảng 1. Mức nước hạ thấp thực đo và tính toán giếng G1

STT	Thời gian (phút)	Mức nước hạ thấp (m)				STT	Thời gian (phút)	Mức nước hạ thấp (m)			
		Thực đo)	Tính toán không có dòng ngầm	Dâng lên do dòng ngầm	Tính toán có dòng ngầm			SD(I)	S Tính toán không có dòng ngầm	Dâng lên do dòng ngầm DX(I)	Tính toán có dòng ngầm
1	1	0.03	0.000	0.000	0.000	21	21	0.31	0.283	0.013	0.270
2	2	0.07	0.028	0.000	0.028	22	24	0.31	0.292	0.014	0.278
3	3	0.09	0.071	0.000	0.071	23	28	0.34	0.309	0.017	0.292
4	4	0.1	0.102	0.001	0.101	24	30	0.36	0.316	0.018	0.298
5	5	0.12	0.126	0.002	0.124	25	32	0.37	0.323	0.019	0.304
6	6	0.15	0.145	0.003	0.142	26	34	0.38	0.329	0.020	0.309
7	7	0.17	0.161	0.003	0.158	27	36	0.39	0.335	0.021	0.314
8	8	0.19	0.175	0.004	0.172	28	38	0.4	0.341	0.022	0.319
9	9	0.19	0.188	0.005	0.183	29	40	0.42	0.347	0.023	0.323
10	10	0.2	0.199	0.005	0.194	30	45	0.46	0.359	0.026	0.333
11	11	0.21	0.209	0.006	0.203	31	50	0.47	0.370	0.029	0.342
12	12	0.21	0.219	0.007	0.212	32	55	0.5	0.380	0.031	0.349
13	13	0.22	0.227	0.007	0.220	33	60	0.52	0.390	0.034	0.356
14	14	0.23	0.235	0.008	0.227	34	70	0.56	0.406	0.038	0.368
15	15	0.24	0.242	0.009	0.234	35	80	0.61	0.420	0.043	0.377
16	16	0.25	0.249	0.009	0.240	36	90	0.67	0.433	0.047	0.386
17	17	0.27	0.256	0.010	0.246	37	100	0.72	0.444	0.051	0.393
18	18	0.28	0.262	0.011	0.251	38	110	0.77	0.454	0.055	0.399
19	19	0.29	0.267	0.011	0.256	39	120	0.8	0.463	0.059	0.404
20	20	0.29	0.273	0.012	0.261	40	140	0.87	0.480	0.067	0.413

Kết quả tính toán theo tài liệu hút nước từ giếng C2 Giếng G2 nằm trên vùng đồng bằng gần núi thuộc huyện Mỹ Đức. Tại khu vực này nước dưới đất cũng từ vùng núi chảy về cung cấp cho nước dưới đất tại vùng đồng bằng. Mặt cắt địa chất của giếng C2 như sau: từ mặt đất tới 27,0 m là sét, bột; từ 27,0 tới 31,7 là cát mịn; từ 31,7 tới 34,2 là sét lẫn cát, từ 34,2 tới 60 m là đá phiến sét. Hút nước được tiến hành từ lớp chứa nước cát mịn với lưu lượng hút là 50 m³/ngày. Tài liệu mức nước hạ thấp tại giếng hút nước được chỉ ra trên Bảng 2.



Hình 4. Đồ thị mực nước hạ thấp thực đo (màu đen) và mực nước hạ thấp tính toán (màu đỏ). Đoạn 2 cho $T = 186 \text{ m}^2/\text{ngày}$, $a = 110836 \text{ m}^2/\text{ngày}$, $q_n = 0.08$



Hình 5: Đồ thị tương quan giữa mực nước thực đo và tính toán (xác định cho phần đầu của đồ thị)

Bảng 2. Mực nước hạ thấp thực đo và tính toán giếng G1

TT	Thời gian (phút)	Mực nước hạ thấp (m)				TT	Thời gian (phút)	Mực nước hạ thấp (m)			
		Thực đo	Tính toán không có dòng ngầm	Dâng lên do dòng ngầm	Tính toán có dòng ngầm			Thực đo	Tính toán không có dòng ngầm	Dâng lên do dòng ngầm	Tính toán có dòng ngầm
1	1	0.03	0.000	0.000	0.000	21	21	0.31	0.283	0.013	0.270
2	2	0.07	0.028	0.000	0.028	22	24	0.31	0.292	0.014	0.278
3	3	0.09	0.071	0.000	0.071	23	28	0.34	0.309	0.017	0.292
4	4	0.1	0.102	0.001	0.101	24	30	0.36	0.316	0.018	0.298
5	5	0.12	0.126	0.002	0.124	25	32	0.37	0.323	0.019	0.304
6	6	0.15	0.145	0.003	0.142	26	34	0.38	0.329	0.020	0.309
7	7	0.17	0.161	0.003	0.158	27	36	0.39	0.335	0.021	0.314
8	8	0.19	0.175	0.004	0.172	28	38	0.4	0.341	0.022	0.319
9	9	0.19	0.188	0.005	0.183	29	40	0.42	0.347	0.023	0.323

10	10	0.2	0.199	0.005	0.194	30	45	0.46	0.359	0.026	0.333
11	11	0.21	0.209	0.006	0.203	31	50	0.47	0.370	0.029	0.342
12	12	0.21	0.219	0.007	0.212	32	55	0.5	0.380	0.031	0.349
13	13	0.22	0.227	0.007	0.220	33	60	0.52	0.390	0.034	0.356
14	14	0.23	0.235	0.008	0.227	34	70	0.56	0.406	0.038	0.368
15	15	0.24	0.242	0.009	0.234	35	80	0.61	0.420	0.043	0.377
16	16	0.25	0.249	0.009	0.240	36	90	0.67	0.433	0.047	0.386
17	17	0.27	0.256	0.010	0.246	37	100	0.72	0.444	0.051	0.393
18	18	0.28	0.262	0.011	0.251	38	110	0.77	0.454	0.055	0.399
19	19	0.29	0.267	0.011	0.256	39	120	0.8	0.463	0.059	0.404
20	20	0.29	0.273	0.012	0.261	40	140	0.87	0.480	0.067	0.413

3. Kết luận

Phương pháp tính toán nêu trên cho phép xác định khá chính xác lưu lượng tự nhiên của dòng ngầm và các thông số địa chất thủy văn theo tài liệu hút nước trong tầng chứa nước có dòng ngầm (tức là mặt nước nằm nghiêng). Trên cơ sở lý thuyết, tập thể tác giả đã xây dựng công cụ tính toán tự động trên ngôn ngữ Visual Basic cho phép người dùng có thể dễ dàng lựa chọn đoạn tính toán và chồng khớp đường mực nước tính toán và mực nước thực đo để xác định các thông số của tầng chứa nước như T, a và q_m cho kết quả đảm bảo độ tin cậy.

Tài liệu tham khảo

Jacob Bear. Dynamics of fluid in porous media. Americal Elsevie publishing company,. Inc New York. London, Amsterdam, 1972.

K. R. Karanth. Groundwater. Assessment Development and Managemrnt Tata McGraw - Hill Publishing Company Limited New Delhi, 1993.

Đặng Đình Phúc. Cơ sở thủy động lực và phương pháp đánh giá trữ lượng nước dưới đất. Nhà xuất bản Đại học Quốc gia Hà Nội, 2013.

ABSTRACT

Determination of groundwater flow in aquifer with inclined water surface

Dang Dinh Phuc¹, Nguyen Bach Thao ²

¹ Vietnam Association of Hydrogeological

² Hanoi University of Mining and Geology

The report presents the theoretical basis for determining the water level drawdown when pumping test in a uniform aquifer with inclined water surface. Base on numerical modeling, groundwater flow to the well during pumping test as a supply well with increasing flow with time. According to the time and application of number method and flows superposition method, the author formulated a formula to determine the drawdown when pompong test in a uniform aquifer with sloping water surface. The report also presented the method of using the above formula to determine discharg of underground flow and hydrogeological parameters according to the data of pumping test in a uniform aquifer with sloping water surface and applying calculations for 2 pumping wells in the plain near mountain.

Keywords: Groundwater flow; inclined water surface.

Phương pháp xác định thông số địa chất thủy văn theo tài liệu hút nước nhóm

Đặng Đình Phúc^{1,*}, Đặng Hữu Nghị², Nguyễn Bách Thảo², Đặng Đình Phú³

¹ Hội địa chất thủy văn

² Trường Đại học Mỏ - Địa chất

³ Trung tâm Quốc gia nước sạch và vệ sinh môi trường nông thôn

TÓM TẮT

Bài báo trình bày cơ sở lý thuyết và phương pháp đồ thị xác định thông số địa chất thủy văn theo tài liệu hút nước thí nghiệm nhóm từ các giếng với lưu lượng hút khác nhau, thời gian bắt đầu hút khác nhau. Bài báo cũng trình bày thí dụ tính toán xác định thông số địa chất thủy văn theo tài liệu hút thí nghiệm từ 3 giếng với lưu lượng khác nhau, thời gian bắt đầu hút khác nhau bằng phương pháp đồ thị trên phần mềm Excel và bằng phần mềm do tác giả xây dựng.

Từ khóa: Thông số địa chất thủy văn; hút nước nhóm.

1. Đặt vấn đề

Trong nhiều trường hợp khi khảo sát địa chất thủy văn trong vùng đang khai thác không thể ngừng khai thác từ các giếng khai thác để tiến hành hút nước thí nghiệm đơn hoặc hút nước thí nghiệm chùm để xác định thông số địa chất thủy văn, để đánh giá thông số địa chất thủy văn chỉ có thể tiến hành theo tài liệu hút nước đồng thời từ các giếng khai thác. Đồng thời trong nhiều trường hợp khi thăm dò đánh giá trữ lượng nước dưới đất cần tiến hành hút nước nhóm đòi hỏi xác định thông số địa chất thủy văn theo tài liệu hút nước nhóm. Dưới đây trình bày phương pháp tính thông số địa chất thủy văn theo tài liệu hút nước nhóm.

2. Cơ sở lý thuyết

Giả sử có n giếng hút với lưu lượng Q_i , khoảng cách các giếng hút nước tới giếng quan sát là r_i , thời gian bơm hút của giếng thứ i tính tới thời điểm xác định mực nước hạ thấp tại giếng quan sát là t_i , áp dụng nguyên tắc cộng dòng (Đặng Đình Phúc, 2013; Freeze and Chery, 1979; Sectacov, 1969) mực nước hạ thấp tại giếng quan sát S được xác định theo công thức:

$$S = \sum_{i=1}^n \frac{Q_i}{4\pi T} \ln \left(\frac{2.25at_i}{r_i^2} \right) \quad (1)$$

Trong công thức (1):

T là hệ số dẫn ($m^2/ngày$);

a là hệ số truyền áp ($m^2/ngày$)

Khai triển (1) ta có:

$$S = \frac{1}{4\pi T} \sum_{i=1}^n (Q_i \ln(t_i) + Q_i \ln \left(\frac{2.25a}{r_i^2} \right)) \quad (2)$$

Phương trình (2) có thể xem gần đúng là phương trình bao gồm họ các đường thẳng quan hệ giữa S và $\sum_{i=1}^n Q_i \ln(t_i)$ trong đó A_i là hệ số góc và B_i là tung độ gốc.

$$A_i = \frac{Q_i}{4\pi T} \quad B_i = A_i \ln \left(\frac{2.25a}{r_i^2} \right)$$

Khi các giếng không hút đồng thời, ta đặt khoảng thời gian quan trắc mực nước tính từ khi giếng hút

* Tác giả liên hệ

Email: dangdinhhphuc@gmail.com

sớm nhất bắt đầu hút là t , thời gian bắt đầu hút của các giếng tính từ khi giếng hút nước sớm nhất hoạt động là t_{0i} (thời gian bắt đầu hút của giếng hút sớm nhất là $t_{0=0}$).

Thời gian đã hút của các giếng tính tới thời điểm đo mực nước là t_i được xác định theo công thức:

$$t_i = t - t_{0i} \quad (3)$$

Ở đây t là thời gian tính từ khi giếng hút sớm nhất bắt đầu hoạt động.

Thay (3) vào (2) ta có :

$$S = \frac{1}{4\pi.T} \left[\sum_1^n (Q_i \ln(t - t_{0i}) + Q_i \ln \left(\frac{2.25.a}{r_i^2} \right)) \right] \quad (4)$$

Từ công thức trên ta có đồ thị quan hệ giữa mực nước hạ thấp với $\sum_1^n Q_i \ln(t + t_{0i})$, đồ thị này có dạng hàm số phức tạp bao gồm các nhánh đường thẳng nối tiếp nhau. Để xác định thông số địa chất thủy văn theo đồ thị này ta phải xây dựng các đường cong lý thuyết quan hệ $S - f(\sum_1^n Q_i \ln(t + t_{0i}))$ ứng với các trị số dẫn T và hệ số truyền áp “ a ” khác nhau và chồng lên đồ thị thực nghiệm $S - f(\ln(t))$, hệ số truyền áp và hệ số dẫn của đồ thị lý thuyết gần chùng khớp với đồ thị thực nghiệm chính là giá trị hệ số dẫn và hệ số truyền áp của tầng chứa nước được hút nước thí nghiệm.

Trong trường hợp đơn giản nhất, lưu lượng các giếng hút nhóm như nhau, đồng thời thời gian bắt đầu hút các giếng giống nhau phương trình (4) có dạng :

$$S = \frac{nQ}{4.\pi.T} \ln(t) - Q \sum_1^n \ln \left(\frac{2.25.a}{r_i^2} \right) \quad (5)$$

Khi lưu lượng các giếng không như nhau song thời gian hút bắt đầu giống nhau, phương trình (4) có dạng :

$$S = \frac{\sum_1^n Q_i}{4.\pi.T} \ln(t) - \sum_1^n Q_i \ln \left(\frac{2.25.a}{r_i^2} \right) \quad (6)$$

Đồ thị của phương trình (5) và (6) có dạng đường thẳng :

$$S = A \ln(t) + B$$

Trong đó hệ số góc:

$A = \frac{nQ}{4.\pi.T}$ với trường hợp lưu lượng các giếng như nhau (phương trình 5) và $A = \frac{\sum_1^n Q_i}{4.\pi.T}$ khi lưu lượng các giếng khác nhau.

Tung độ gốc B của phương trình đường thẳng (5) là:

$$B = Q \sum_1^n \ln \left(\frac{2.25.a}{r_i^2} \right)$$

của phương trình (6) là:

$$B = \sum_1^n Q_i \ln \left(\frac{2.25.a}{r_i^2} \right)$$

Trong những trường hợp đơn giản này tức là khi các giếng cùng hút tại một thời điểm, việc xác định thông số có thể sử dụng các phương pháp thông thường Theis hoặc Jacov (Đặng Đình Phúc, 2013; Freeze and Chery, 1979; Sectacov, 1969).

** Xác định thông số địa chất thủy văn theo công thức (1) bằng phương pháp đồ thị theo tài liệu quan trắc mực nước tại giếng quan trắc:*

Xác định thông số địa chất thủy văn (hệ số dẫn và hệ số truyền áp) được tiến hành theo các bước sau:

- Cho các giá trị tùy ý (được lựa chọn theo kinh nghiệm) của các thông số: hệ số dẫn nước và hệ số truyền áp.

- Tiến hành tính toán mực nước hạ thấp tại giếng quan trắc theo thời gian theo công thức (1) với các thông số hệ số dẫn nước và hệ số truyền áp đã cho.

- Từ tài liệu mực nước hạ thấp thực đo và mực nước hạ thấp tính toán trong giếng quan sát, xây dựng đồ thị mực nước hạ thấp tính toán và thực đo trên cùng một hệ tọa độ.

- Lần lượt thay đổi giá trị của các thông số: hệ số dẫn nước và hệ số truyền áp thu được các đồ thị với các vị trí của đường cong hạ thấp mực nước tính toán và thực đo khác nhau. Việc thay đổi các giá trị thông số địa chất thủy văn kết thúc khi vị trí đường cong hạ thấp mực nước tính toán và thực đo gần trùng khớp với nhau. Khi đó giá trị hệ số dẫn và hệ số truyền áp sử dụng để tính toán mực nước hạ thấp xây dựng đường cong hạ thấp mực nước chính là giá trị của hệ số thấm và hệ số truyền áp của tầng chứa nước được tiến hành hút nước thí nghiệm.

** Tính toán thông số địa chất thủy văn theo tài liệu mực nước hạ thấp thực đo tại giếng hút nước:*

Mực nước hạ thấp thực đo tại giếng hút nước không chỉ phụ thuộc vào hệ số dẫn nước, hệ số truyền áp của tầng chứa nước mà còn phụ thuộc vào bước nhảy mực nước trong giếng (bn).

Mực nước hạ thấp được xác định theo công thức:

$$S = \sum_{i=1}^n \frac{Q_i}{4\pi T} \ln \left(\frac{2.25at_i}{r_i^2} \right) + bn \quad (7)$$

Trong trường hợp này độ chính xác của việc xác định hệ số truyền áp phụ thuộc vào độ chính xác của việc xác định bước nhảy trong giếng hút mà sử dụng tài liệu đo mực nước từ giếng này để tính toán thông số địa chất thủy văn. Để tính toán hệ số truyền áp phải xác định bước nhảy trong giếng.

Bước nhảy trong giếng có thể xác định theo tài liệu bơm giạt cấp, hoặc lấy gần đúng theo bước nhảy ở thời kỳ đầu bơm hút (sự thay đổi mạnh của mực nước ở một, hai phút đầu).

Tiến hành tính toán thông số địa chất thủy văn bằng phương pháp đồ thị như trường hợp tính theo tài liệu mực nước hạ thấp từ giếng quan sát, được trình bày ở trên song ở đây tài liệu mực nước hạ thấp thực đo tại giếng hút nước phải trừ đi bước nhảy trong giếng do hút nước từ chính giếng gây ra trước khi xây dựng đồ thị mực nước hạ thấp thực đo và mực nước hạ thấp tính toán.

Phương pháp tính toán được thực hiện trên phần mềm Excel, ngoài ra chúng tôi đã xây dựng phần mềm để tính toán thông số địa chất thủy văn theo phương pháp này.

3. Ví dụ tính toán

Dưới đây trình bày ví dụ tính toán thông số theo tài liệu mực nước từ giếng quan sát khi tiến hành hút nước nhóm từ 3 giếng. Bảng 1 chỉ ra các thông số của giếng hút nước: lưu lượng, khoảng cách từ giếng hút tới giếng quan sát, thời gian bắt đầu hút tính từ khi giếng hút sớm nhất bắt đầu bơm hút.

Bảng 1. Thông số các giếng hút nhóm

Số hiệu giếng	G1	G2	G3
Lưu lượng (m ³ /ngày)	500,00	600,00	900,00
Khoảng cách tới giếng quan trắc	10,00	20,00	30,00
Thời gian bắt đầu hút tính từ giếng hút sớm nhất (phút)	0	77	1426

Tiến hành tính toán mực nước hạ thấp tại giếng quan trắc theo thời gian theo công thức (1) với các thông số hệ số dẫn nước và hệ số truyền áp khác nhau. Kết quả tính toán mực nước hạ thấp tại giếng quan trắc do các giếng hút nước gây ra cũng được chỉ ra trong Bảng 2.

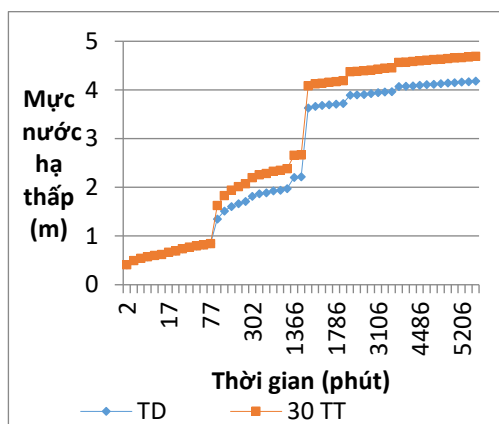
Từ tài liệu mực nước hạ thấp thực đo và mực nước hạ thấp tính toán trong giếng quan sát, xây dựng đồ thị mực nước hạ thấp tính toán và thực đo trên cùng một hệ tọa độ. Lần lượt thay đổi giá trị của các thông số hệ số dẫn nước và hệ số truyền áp thu được các đồ thị với các vị trí của đường cong hạ thấp mực nước tính toán và thực đo khác nhau. Việc thay đổi các giá trị thông số địa chất thủy văn kết thúc khi vị trí đường cong hạ thấp mực nước tính toán và thực đo gần trùng khớp với nhau. Khi đó giá trị hệ số dẫn và hệ số truyền áp sử dụng để tính toán mực nước hạ thấp xây dựng đường cong hạ thấp mực nước chính là giá trị của hệ số thấm và hệ số truyền áp của tầng chứa nước được tiến hành hút nước thí nghiệm. Kết quả quan trắc mực nước trong giếng quan trắc được chỉ ra ở Bảng 2. Bảng 2 cũng chỉ ra các thông số địa chất thủy văn được lựa chọn, cũng như mực nước hạ thấp tính toán do các giếng hút nước gây ra cho giếng quan sát.

Bảng 2. Mực nước hạ thấp thực đo và tính toán tại giếng quan sát với các thông số lựa chọn hệ số dẫn T,

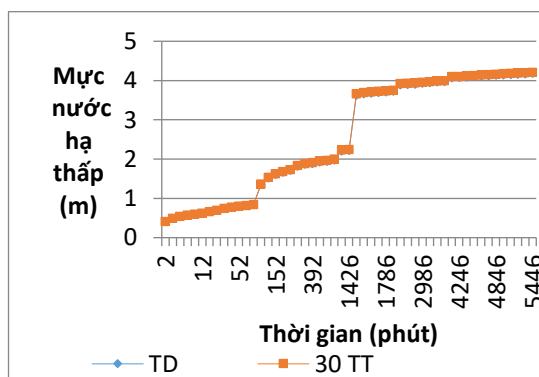
hệ số truyền áp a

Thời điểm (phút)	Mức nước hạ thấp tại giếng quan sát (m)	Giá trị thông số chọn		Mức nước hạ thấp do các giếng tính toán gây ra (m)			
		Hệ số truyền áp (m ² /ng)	Hệ số dẫn (m ² /ngày)	G1	G2	G3	Giếng quan trắc
2	0,41	1000000	390	0,41	0,00	0,00	0,41
4	0,49	1000000	390	0,49	0,00	0,00	0,49
6	0,54	1000000	390	0,54	0,00	0,00	0,54
8	0,58	1000000	390	0,58	0,00	0,00	0,58
10	0,60	1000000	390	0,60	0,00	0,00	0,60
12	0,62	1000000	390	0,62	0,00	0,00	0,62
17	0,67	1000000	390	0,67	0,00	0,00	0,67
22	0,70	1000000	390	0,70	0,00	0,00	0,70
32	0,74	1000000	390	0,74	0,00	0,00	0,74
42	0,77	1000000	390	0,77	0,00	0,00	0,77
52	0,80	1000000	390	0,80	0,00	0,00	0,80
62	0,82	1000000	390	0,82	0,00	0,00	0,82
77	0,85	1000000	390	0,85	0,00	0,00	0,85
92	1,35	1000000	390	0,87	0,50	0,00	1,37
122	1,52	1000000	390	0,90	0,63	0,00	1,53
152	1,61	1000000	390	0,93	0,70	0,00	1,62
182	1,67	1000000	390	0,95	0,74	0,00	1,69
212	1,72	1000000	390	0,97	0,77	0,00	1,73
302	1,82	1000000	390	1,01	0,83	0,00	1,84
362	1,87	1000000	390	1,03	0,86	0,00	1,89
392	1,89	1000000	390	1,04	0,87	0,00	1,91
452	1,93	1000000	390	1,06	0,89	0,00	1,95
482	1,94	1000000	390	1,07	0,90	0,00	1,97
542	1,98	1000000	390	1,08	0,92	0,00	2,00
1366	2,21	1000000	390	1,19	1,04	0,00	2,23
1426	2,22	1000000	390	1,19	1,05	0,00	2,24
1486	3,63	1000000	390	1,20	1,05	1,41	3,66
1606	3,67	1000000	390	1,21	1,06	1,42	3,69
1666	3,68	1000000	390	1,21	1,07	1,43	3,71
1726	3,70	1000000	390	1,22	1,07	1,43	3,72
1786	3,71	1000000	390	1,22	1,08	1,44	3,74
1846	3,73	1000000	390	1,23	1,08	1,45	3,75
2746	3,89	1000000	390	1,27	1,13	1,52	3,92
2806	3,90	1000000	390	1,28	1,14	1,52	3,93
2866	3,91	1000000	390	1,28	1,14	1,52	3,94
2986	3,93	1000000	390	1,28	1,14	1,53	3,96
3106	3,95	1000000	390	1,29	1,15	1,54	3,97
3226	3,96	1000000	390	1,29	1,15	1,55	3,99

Thời điểm (phút)	Mức nước hạ thấp tại giếng quan sát (m)	Giá trị thông số chọn		Mức nước hạ thấp do các giếng tính toán gây ra (m)			
		Hệ số truyền áp (m^2/ng)	Hệ số dẫn ($m^2/ngày$)	G1	G2	G3	Giếng quan trắc
3286	3,97	1000000	390	1,29	1,16	1,55	4,00
4186	4,07	1000000	390	1,32	1,19	1,59	4,10
4246	4,08	1000000	390	1,33	1,19	1,59	4,11
4366	4,09	1000000	390	1,33	1,19	1,60	4,12
4486	4,10	1000000	390	1,33	1,19	1,60	4,13
4606	4,11	1000000	390	1,33	1,20	1,61	4,14
4726	4,12	1000000	390	1,34	1,20	1,61	4,15
4846	4,13	1000000	390	1,34	1,20	1,62	4,16
4966	4,14	1000000	390	1,34	1,21	1,62	4,17
5086	4,15	1000000	390	1,35	1,21	1,63	4,18
5206	4,16	1000000	390	1,35	1,21	1,63	4,19
5326	4,17	1000000	390	1,35	1,22	1,63	4,20
5446	4,18	1000000	390	1,35	1,22	1,64	4,21



Hình 1. Đồ thị mức nước hạ thấp thực đo và tính toán tại giếng quan sát với các thông số: Hệ số dẫn nước bằng $300 m^2/ngày$, hệ số truyền áp bằng $2000000 m^2/ngày$



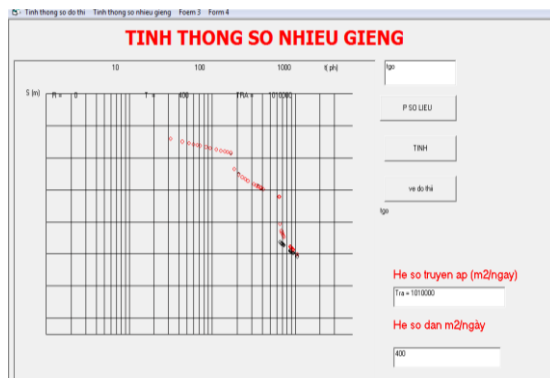
Hình 2. Đồ thị mức nước hạ thấp thực đo và tính toán với các thông số: Hệ số dẫn $T = 390 m^2/ngày$, hệ số truyền áp a bằng $1000000 m^2/ngày$

Từ các đồ thị trên chọn hệ số dẫn nước bằng $390 m^2/ngày$, hệ số truyền áp bằng $1000000 m^2/ngày$. Các giá trị này là các giá trị của các thông số địa chất thủy văn của tầng chứa nước hút nước thí nghiệm.

Các hình dưới chỉ ra đồ thị mức nước tính toán, thực đo và kết quả tính toán thông số địa chất thủy văn theo tài liệu hút nước từ 3 giếng nêu trên bằng phần mềm tính thông số khi hút nước nhóm do chúng tôi xây dựng.



Hình 3. Đồ thị mực nước hạ thấp thực đo và tính toán với các thông số hệ số dẫn nước $T = 500$ $m^2/ngày$, hệ số truyền áp $a = 1010000 m^2/ngày$



Hình 4. Đồ thị mực nước hạ thấp thực đo và tính toán với các thông số hệ số dẫn nước $T = 400$ $m^2/ngày$, hệ số truyền áp $a = 1010000 m^2/ngày$

Từ kết quả xác định thông số theo phương pháp đồ thị bằng phần mềm tính thông số ở trên xác định được hệ số dẫn của tầng chứa nước bằng $400 m^2/ngày$, hệ số truyền áp bằng $1.010.000 m^2/ngày$.

4. Kết luận

Từ cơ sở lý thuyết cũng như ví dụ tính toán ở trên cho thấy phương pháp đồ thị để tính toán thông số địa chất thủy văn được trình bày ở trên hoàn toàn có thể áp dụng để xác định thông số địa chất thủy văn theo tài liệu hút nhóm, đồng thời cũng được áp dụng khi xác định thông số địa chất thủy văn theo tài liệu hút nước đơn hoặc chùm.

Tài liệu tham khảo

Đặng Đình Phúc, 2013, Cơ sở thủy động lực và phương pháp đánh giá trữ lượng nước dưới đất, Nhà xuất bản Đại học Quốc gia Hà Nội.

R. Allan Freeze, John A. Cherry, 1979, Groundwater, Prentice Hall, Englewood Cliffs, NJ 07632.

V. M., Sectacov, 1969, Cơ sở tính toán địa chất thủy văn. Lòng đất, Matxcova (tiếng Nga).

ABSTRACT

Method to determine hydrogeological parameters according to group pumping

Dang Dinh Phuc¹, Dang Huu Nghi², Nguyen Bach Thao², Dang Dinh Phu³

¹Vietnam Association of Hydrogeology

²Hanoi University of Mining and Geology

³National Centre for Rural Water Supply and Environmental Sanitation

The paper presents the theoretical basis and method of graphing for determine hydrogeological parameters according to observation date of water level when pumping test from group wells with different discharge and, different starting time.

The paper also presents an example of calculating hydrogeological parameters according to observation date of water level from observation well when pumping test from 3 wells with different discharge, different starting time by the above graph method (Excel software and by software developed by the author).

Keywords: Hydrogeological parameters; pumping test.

Nghiên cứu xác định nguồn gốc xâm nhập mặn các tầng chứa nước lỗ hồng ven biển khu vực Thành phố Đà Nẵng

Nguyễn Bách Thảo^{1,*}, Lê Duy Sỹ Cảnh², Đào Đức Bằng¹

¹ Trường Đại học Mở - Địa chất

² Trung tâm Quy hoạch và Điều tra Tài nguyên nước Quốc gia

TÓM TẮT

Tình hình diễn biến xâm nhập mặn nước dưới đất khu vực thành phố Đà Nẵng chịu tác động rất lớn bởi công tác quy hoạch đô thị và khai thác, bảo vệ tài nguyên nước. Bài báo đưa ra các số liệu nghiên cứu mới nhất về hiện trạng xâm nhập mặn vùng thành phố Đà Nẵng. Bên cạnh đó, việc ứng dụng thành công kỹ thuật đồng vị cho khu vực ven biển đã giải thích được nguồn gốc xâm nhập mặn nước dưới đất cho khu vực này, đặc biệt trong điều kiện nhu cầu khai thác nước dưới đất ngày càng tăng do xu hướng phát triển kinh tế-xã hội cũng như trong bối cảnh biến đổi khí hậu và nước biển dâng. Những kết quả nghiên cứu này có ý nghĩa đặc biệt quan trọng trong việc lựa chọn các giải pháp tối ưu nhằm kiểm soát xâm nhập mặn cho nước dưới đất và nước mặt.

Từ khóa: Nguồn gốc; xâm nhập mặn; nước dưới đất; ven biển thành phố Đà Nẵng.

1. Mở đầu

Nước dưới đất là một loại tài nguyên đặc biệt, có vai trò quan trọng trong đời sống của con người. Tại các khu vực ven biển, nguồn tài nguyên này đang có nguy cơ bị đe dọa do hiện tượng xâm nhập mặn vào các tầng chứa nước. Theo Ghassemi (1995), thế giới mất đi 10 hecta đất trồng trọt mỗi phút, trong đó 3 hecta do xâm nhập mặn. Nhiều công trình nghiên cứu chỉ ra rằng, hiện tượng tầng chứa nước bị nhiễm mặn là do sự ảnh hưởng của quá trình thủy triều, nước biển dâng, quá trình khai thác nước dưới đất quá mức (Adriano, 2016).

Theo thống kê của Shi và Sighn (2001), các vùng ven biển luôn có mật độ dân cư lớn, trung bình toàn thế giới là 100 người/km², chiếm khoảng 40% dân số trên 7,6% tổng diện tích địa. Việt Nam, với đường bờ biển dài hơn 3.200km, là một trong số các nước đứng đầu có mật độ dân cư vùng ven biển cao, với khoảng 320 người/km², trong đó, các thành phố lớn luôn có mật độ đông hơn cả, trung bình trên 800 người/km². Ở đó, nhu cầu sử dụng nước cho sinh hoạt, sản xuất không ngừng tăng lên cùng với sự phát triển kinh tế-xã hội. Do vậy, khả năng xâm nhập của nước mặn vào các tầng chứa nước (TCN), các thấu kính nước nhạt đang có nguy cơ ngày càng gia tăng, đặc biệt trong điều kiện biến đổi khí hậu (BĐKH) và nước biển dâng (NBD) hiện nay, mà nước ta là một trong các quốc gia chịu ảnh hưởng mạnh mẽ nhất (Hoàng Văn Hoan, 2014), đặc biệt tại các thành phố lớn tập trung đông dân cư.

Khu vực thành phố Đà Nẵng là một trong những khu vực ven biển có mật độ dân cư đông nhất cả nước có trên 50 công trình khai thác tập trung với lưu lượng 14.091m³/ngày (Sở Tài nguyên và Môi trường TP. Đà Nẵng, 2016) cùng số lượng lớn các lỗ khoan lẻ của nhà dân phục vụ tưới, rửa xe và sinh hoạt với công suất trung bình 1-2m³/ngày mà không được kiểm soát, phần lớn các giếng này đang có xu hướng bị mặn hóa. Những năm gần đây, tình trạng xâm nhập mặn vào nước sông và nước dưới đất đã gây bất lợi cho việc khai thác nguồn nước cấp ngọt cho đô thị, công nghiệp, nông nghiệp... đáp ứng các nhu cầu thiết yếu; đây là những hạn chế rất lớn cho việc phát triển của TP. Đà Nẵng trong quá trình phấn đấu trở thành đô thị với các thế mạnh như dịch vụ du lịch, khu công nghệ cao.... Dưới tác động của biến đổi khí hậu và nước biển dâng cùng với các hoạt động khai thác cũng như việc xây dựng các công trình thủy điện, thủy lợi khu vực thượng nguồn sông Cu Đê, sông Cẩm Lệ, sông Cầu Đỏ đã làm gia tăng vấn nạn khô hạn cũng như làm gia tăng xâm nhập mặn, việc khai thác nước cho ăn uống sinh hoạt gặp rất nhiều khó khăn. Vì vậy, ngoài biện pháp khai thác nước mặt cấp cho các hoạt động, việc nghiên cứu nguồn gốc xâm nhập mặn và các tầng chứa nước khu vực thành phố Đà Nẵng có ý nghĩa về mặt lý luận, là cơ sở để lựa chọn nghiên cứu, lựa chọn giải pháp kiểm soát, ngăn chặn xâm nhập mặn phù hợp với điều kiện tự nhiên - xã hội của vùng nghiên cứu và nhân rộng áp dụng cho các vùng đồng bằng ven biển Việt Nam.

* Tác giả liên hệ

Email: nguyenchthao@humg.edu.vn

2. Khái quát vùng nghiên cứu

2.1. Đặc điểm địa chất thủy văn

Vùng nghiên cứu gồm ba dạng địa hình bao gồm núi, đồng bằng và cồn cát ven biển. Phía Bắc là dãy núi Bạch Mã có độ cao trung bình trên 700m, là biên giới tự nhiên giữa thành phố Đà Nẵng và Thừa Thiên Huế; phía Tây Bắc có núi Mang cao 1712m tiếp giáp với ba tỉnh Thừa Thiên Huế, Quảng Nam và Đà Nẵng; phía Tây Nam có núi Bà cao 1487m; phía Đông có dãy núi Sơn Trà án ngữ. Đồng bằng ven biển và đồng bằng phía Nam của thành phố bị chia cắt bởi sông Hàn. Địa hình do gió tái tích tụ cát biển gặp ở các đụn cát khu vực Ngũ Hành Sơn và Nam Ô.

Vùng nghiên cứu tồn tại năm tầng chứa nước, đó là tầng chứa nước lỗ hổng trầm tích Đệ tứ không phân chia (q), tầng chứa nước lỗ hổng trầm tích Holocen (qh), tầng chứa nước lỗ hổng trầm tích Pleistocen (qp) được chia ra thành lớp trên (qp₂) và lớp dưới (qp₁), tầng chứa nước khe nứt vỉa trầm tích Neogen (n), tầng chứa nước khe nứt karst, khe nứt vỉa trầm tích lục nguyên và trầm tích biến chất (C-C).

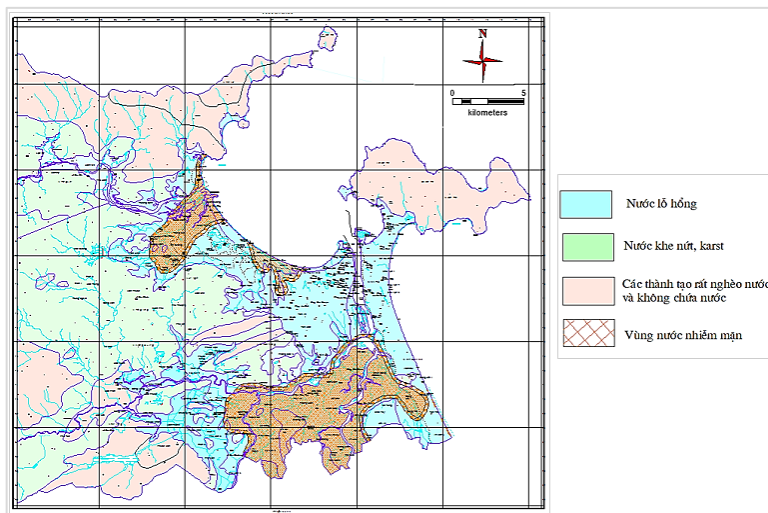
Tầng chứa nước q phân bố rải rác trên bề mặt với diện tích nhỏ khoảng 3-5 km². Thành phần thạch học hỗn tạp gồm sét, sét pha, cát pha, cuội sỏi lẫn dăm đá gốc. Theo kết quả bơm hút nước thí nghiệm tại lỗ khoan LK710 thì tầng chứa nước được xếp vào loại nghèo nước với lưu lượng Q=0.84 l/s, tỷ lưu lượng q = 0.05 l/sm. Động thái biến đổi mạnh theo mùa, về mùa khô nhiều giếng đào bị cạn kiệt.

Tầng chứa nước qh bao gồm trầm tích hỗn hợp sông biển đầm lầy gió. Chúng phân bố không đều với tổng diện tích khoảng 160 km², đặc điểm địa chất thủy văn khác nhau theo từng khu vực. Thành phần thạch học chủ yếu là cát thạch anh hạt từ mịn tới trung, cát pha, sét pha, kết cấu rời rạc có khả năng chứa nước tốt. Động thái nước dưới đất biến đổi mạnh theo mùa với biên độ thay đổi từ 0.45 - 3.0m tại Liên Chiểu Hải Châu đến 1.8 - 11.2m tại khu vực Sơn Trà Ngũ Hành Sơn. Theo kết quả bơm hút nước thí nghiệm tại 10 công trình cho thấy, mức độ chứa nước của tầng từ trung bình tới giàu, tỷ lưu lượng thay đổi từ 0.04 - 3.65 l/sm. Tuy mức độ chứa nước lớn nhưng là tầng chứa nước trên mặt nên chịu ảnh hưởng rõ rệt bởi quá trình nhiễm mặn do hoạt động thủy triều; đặc biệt tại khu vực sông Cầu Đỏ, Cẩm Lệ, hơn 50% diện tích tầng chứa nước qh bị nhiễm mặn. Loại hình hóa học của nước dưới đất tầng chứa nước này chủ yếu là Clorua-Natri.

Tầng chứa nước qp phân bố với diện tích khoảng 360 km², thành phần thạch học gồm cát thạch anh từ mịn tới thô, cát chứa sạn sỏi, cuội sỏi. Lớp chứa nước qp₂ có tỷ lưu lượng q=0.32 l/sm, mức độ chứa nước trung bình. Trong khi đó lớp chứa nước qp₁ có mức độ chứa nước phong phú hơn từ trung bình tới giàu, tỷ lưu lượng thay đổi từ 0.03 - 3.32 l/sm.

Các tầng chứa nước khe nứt trong vùng nghiên cứu có diện tích phân bố khoảng 40km² phần lớn chúng bị phủ bởi các trầm tích trẻ hơn. Thành phần thạch học chủ yếu gồm đá vôi hoa hóa, đá phiến xerixit, đá phiến sét và đá phiến thạch anh. Căn cứ kết quả nghiên cứu của Nguyễn Trường Giang và nnk, tầng chứa nước được xếp mức độ chứa nước từ nghèo tới trung bình.

Với các đặc điểm địa chất thủy văn đã trình bày trên, tầng chứa nước có ý nghĩa trong khai thác là tầng chứa nước lỗ hổng trầm tích Holocen và Pleistocen. Tuy nhiên cả hai tầng chứa nước đều có hiện tượng nhiễm mặn, do đó cần có phương án khai thác hợp lý.



Hình 1. Bản đồ địa chất thủy văn và hiện trạng nhiễm mặn nước dưới đất vùng nghiên cứu (Liên đoàn Quy hoạch và Điều tra Tài nguyên nước miền Trung, 2012).

2.2. Hiện trạng xâm nhập mặn tầng chứa nước qh và qp tại thời điểm 04/2017 theo kết quả từ mô hình xâm nhập mặn (Nguyễn Bách Thảo và nnk, 2018) chỉ ra rằng, diện tích mặn ban đầu của tầng chứa nước qh giảm nhanh hơn so với tầng chứa nước qp vì ngoài mất đi do quá trình khai thác, chảy sang vùng khác thì tầng chứa nước trên mặt còn chịu ảnh hưởng của quá trình bổ cập do mưa gây nhạt hóa tầng chứa nước. Tuy nhiên, tầng chứa nước trên mặt chịu sự ảnh hưởng lớn của sông và biển, do đó tại các khu vực dọc sông Hàn, sông Cu Đê, sông Đồ Toàn và ven biển, diện tích mặn tăng lên theo chuỗi thời gian tính toán của mô hình. Trên Hình 1 thể hiện những vùng có TDS lớn hơn 1g/l của hai tầng chứa nước qh và qp tại thời điểm hiện tại. Theo đó, tổng diện tích nhiễm mặn tầng chứa nước qh là 41,8km² và tầng qp là 53,4km².

3. Phương pháp nghiên cứu

Đồng vị ¹⁸O có độ phổ biến trong nước là 0,225% so với thành phần đồng vị oxy-16 để nghiên cứu nguồn gốc nước dưới đất tại thành phố Đà Nẵng. Lựa chọn này là do ¹⁸O có độ phổ biến cao hơn so với độ phổ biến của deuteri (0,115% so với protii) nên phép phân tích thành phần đồng vị oxy-18 có độ lặp lại cao hơn so với phép phân tích thành phần đồng vị deuteri.

Bằng chứng minh có hay không có xâm nhập mặn vào tầng chứa nước dưới đất trên khu vực nghiên cứu dựa vào giản đồ trình bày trên Hình 2 dưới đây.

Từ giản đồ Hình 2, để biết nguồn gốc nước dưới đất khu vực TP. Đà Nẵng cần phải có số liệu về thành phần đồng vị của mẫu nước nghiên cứu và đường nước khí tượng địa phương (LMWL/MWL). Bằng cách hồi quy các giá trị $\delta^2\text{H}$ và $\delta^{18}\text{O}$ của mẫu để biết vị trí tương đối của đường hồi quy so với đường LMWL. Trên cơ sở so sánh đó ta có thể biết nước dưới đất được bổ cập trực tiếp từ nước khí tượng, hay là hỗn hợp của nước khí tượng với nước cổ chôn vùi, hoặc hỗn hợp của nước khí tượng với nước biển, hoặc hỗn hợp của nước cổ chôn vùi với nước biển.

Mức đóng góp của từng thành phần trong hỗn hợp hai nguồn bổ cập cho nước dưới đất khu vực sẽ được ước tính trên cơ sở số liệu đồng vị hoặc của ¹⁸O hoặc của ²H và phương trình cân bằng vật chất. Gọi mức đóng góp của nguồn bổ cập thứ nhất là x, thì nguồn bổ cập thứ hai có mức đóng góp là (1-x). Cân bằng vật chất theo tỷ số đồng vị, ví dụ ¹⁸O được thiết lập như sau:

$$\delta^{18}\text{O}_{mn} = \delta^{18}\text{O}_1 x + \delta^{18}\text{O}_2 (1-x) \quad (1)$$

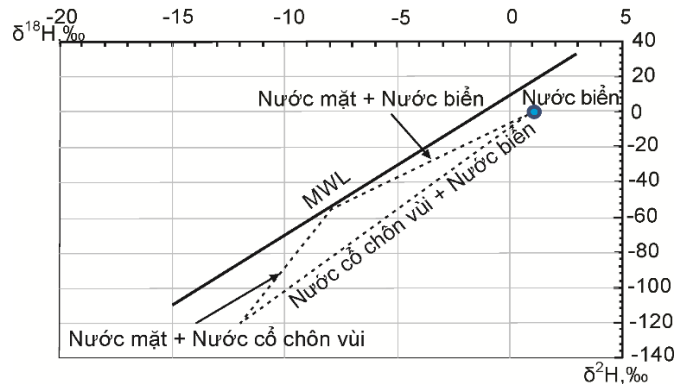
Trong đó $\delta^{18}\text{O}_{mn}$ là thành phần đồng vị ¹⁸O trong nước dưới đất nghiên cứu; $\delta^{18}\text{O}_1$ là thành phần đồng vị ¹⁸O trong nguồn bổ cập thứ nhất và $\delta^{18}\text{O}_2$ là thành phần đồng vị ¹⁸O trong nguồn bổ cập thứ hai. Tỷ lệ đóng góp của nguồn bổ cập thứ nhất sẽ được rút ra từ biểu thức (2):

$$x = \frac{\delta^{18}\text{O}_{mn} - \delta^{18}\text{O}_2}{\delta^{18}\text{O}_1 - \delta^{18}\text{O}_2} 100, \% \quad (2)$$

Tỷ lệ đóng góp của nguồn bổ cập thứ hai sẽ là (100-x).

Trong quá trình khảo sát thực địa tại thành phố Đà Nẵng đã lấy 31 mẫu đồng vị phân tích thành phần hóa học nghiên cứu tuổi, nguồn gốc, cơ chế xâm nhập mặn nước dưới trong tầng chứa nước Holocen.

Mẫu đồng vị được lấy vào lọ thủy tinh 15ml với nắp gồm 1 lớp cao su và 1 lớp nhựa bảo vệ (Hình 3).



Hình 2 - Giản đồ pha trộn ba thành phần của nước dưới đất phỏng theo mô hình của Yutsever và Payne (1979) phát triển từ nghiên cứu thực tiễn nước dưới đất ở Qatar.

MWL là đường nước khí tượng khu vực



Hình 3. Lọ thủy tinh 15ml đựng mẫu đồng vị

4. Kết quả và thảo luận

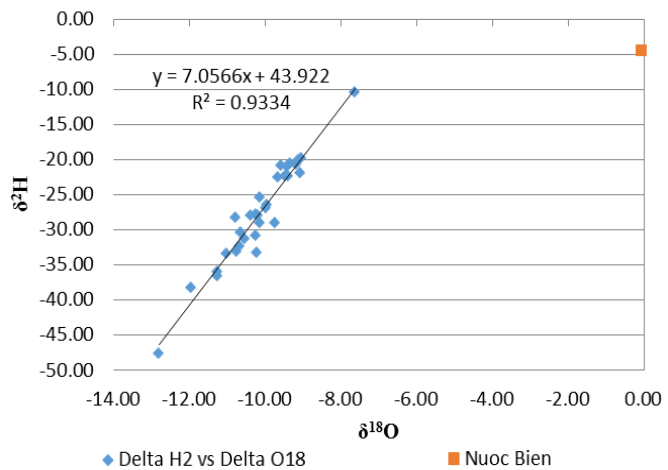
4.1. Mối quan hệ giữa δ^2H và $\delta^{18}O$ trong các mẫu nước dưới đất nghiên cứu

Khí hậu ở Đà Nẵng là khô và nóng quanh năm nên đường nước khí tượng có thể cũng có độ dốc góc nghiêng nhỏ hơn 8 giống như vùng đồng bằng sông Me Kong là 7,67. Trong nghiên cứu này, rất tiếc là do các lý do cả chủ quan và khách quan mà đường nước khí tượng khu vực không được xác định. Thành phần đồng vị trong các mẫu nước nghiên cứu được trình bày trên Hình 5.

Kết quả trên Hình 5 cho thấy, nước tại tầng chứa nước Holocen trong các trầm tích đệ tứ có thành phần đồng vị được cho là tương đồng với nước khí tượng khu vực, không có pha trộn với nước biển vì điểm đại diện cho thành phần đồng vị của nước biển (điểm hình vuông màu đỏ trên Hình 5) nằm cách biệt xa đường nước dưới đất.

Như vậy nước dưới đất khu vực Đà Nẵng có nguồn bổ cập là nước khí tượng địa phương và nước mặt. Tuy nhiên, thành phần đồng vị trong nước dưới đất tại các điểm đại diện tương đồng với thành phần đồng vị trong nước mưa khu vực cho nên nước bổ cập cho các tầng chứa nước đệ tứ là nước khí tượng khu vực.

Một số mẫu nước trong các tầng chứa nước nghiên cứu (DV22-BS25; DV24-HV40; DV25-BS-27) có vị trí cách bờ biển đến 5,1 km kết quả phân tích nồng độ tổng khoáng hóa và nồng độ ion clorua (Cl^-) khá cao (30-60 mMole/L) (Hình 6). Tuy nhiên ở các giếng này thành phần đồng vị oxy-18 trong các mẫu nước đều chỉ dao động trong từ -9 đến -12‰ so với mẫu chuẩn VSMOW (δ^2H và $\delta^{18}O$ trong VSMOW đều bằng 0) và tương đương thành phần đồng vị ^{18}O trong nước mưa. Do không được nước biển bổ cập nên thành phần đồng vị ^{18}O trong các tầng chứa nước nằm trong khoảng giá trị tương tự như nước mưa hiện đại. Điều này chứng tỏ nước mặn trong các tầng chứa nước đệ tứ khu vực thành phố Đà Nẵng có từ trước và không liên quan đến nước biển hiện đại từ đó có thể thấy nước mặn trong các trầm tích đệ tứ tại thành phố Đà Nẵng là nước trầm tích được thành tạo cùng với quá trình thành tạo tầng chứa nước. Các trầm tích trên khu vực nghiên cứu có nguồn gốc từ biển các lỗ rỗng chứa nước muối và được bồi tụ từ thời kỳ bắt đầu được hình thành, thành tạo tầng chứa nước.



Hình 4. Thành phần đồng vị trong nước biển và nước dưới đất khu vực nghiên cứu ở khu vực TP. Đà Nẵng

4.2. Tỷ số giữa $[Na^+]/[Cl^-]$ và nồng độ Clorua

Tỷ số giữa nồng độ ion natri và clorua $[Na^+]/[Cl^-]$, tính theo mili-equivalent trong một đơn vị thể tích (L) (meq/L), trong nước biển là khoảng 0,86. Do vậy, nếu tỷ số $[Na]/[Cl]$ trong nước dưới đất $\leq 0,86$ thì có thể coi nguồn nước này bị nước biển xâm nhập, nhưng nếu tỷ số $[Na]/[Cl] > 1$ thì có thể coi nước dưới đất bị mặn bởi các nguồn ô nhiễm nhân sinh.

Từ kết quả phân tích chất lượng nước trong vùng nghiên cứu cho thấy mối quan hệ giữa tỷ số $[Na]/[Cl]$ và nồng độ ion clorua, tính theo meq/L, trong các mẫu nghiên cứu tương đối phức tạp. Nhiều mẫu nước tỷ số natri/clorua dao động từ 0,5 đến 1, tức là gần với giá trị tỷ số của nước biển, nhưng tỷ số này hầu như không đổi theo chiều tăng nồng độ ion clorua theo Hình 7. Mặt khác, một số mẫu nước nghiên cứu có tỷ số $[Na]/[Cl]$, dao động từ 0,2 đến 0,91 trong khi nồng độ ion clorua rất thấp. Điều này được giải thích là do có quá trình trao đổi cation giữa Ca^{2+} trong nước ngọt và Na^+ hấp phụ trên bề mặt hạt trầm tích tầng chứa nước làm tăng nồng độ natri trong mẫu nước nghiên cứu và sẽ được minh chứng trên Hình 7.

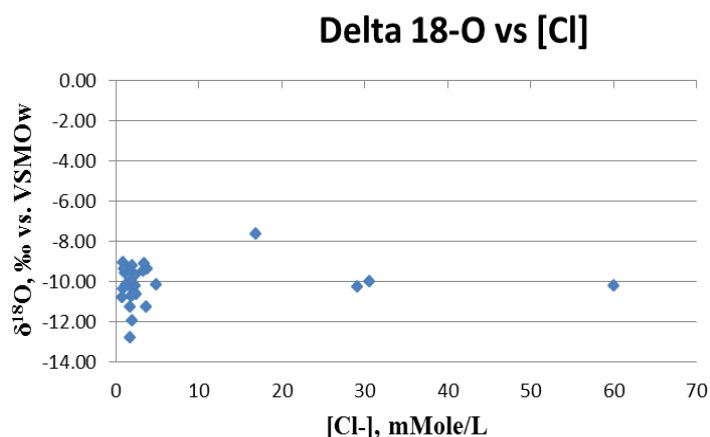
4.3. Tỷ số giữa $[Na+]/[Ca^{2+}]$ và nồng độ Clorua

Quá trình ngọt hóa nước dưới đất trên khu vực nghiên cứu còn được minh chứng bằng mối tương quan giữa tỷ số $[Na]/[Ca]$ và nồng độ ion clorua trong nước như trình bày trên Hình 8.

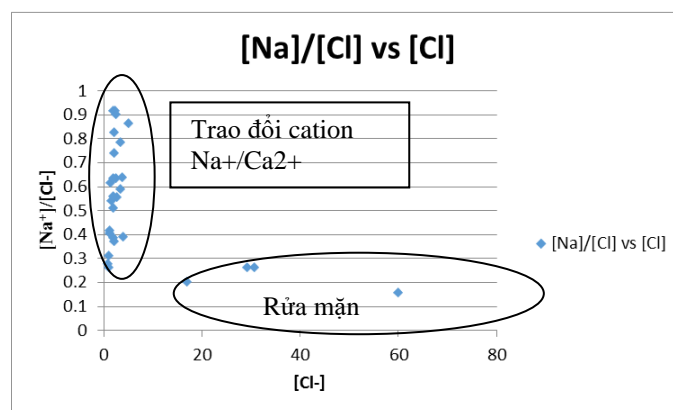
Kết quả trình bày trên Hình 8 cho thấy trong các mẫu nước tỷ số $[Na]/[Ca]$ trong nước có chiều hướng tăng theo chiều tăng nồng độ ion clorua. Nồng độ ion calci trong nước giảm đi và nồng độ ion natri tăng lên (để tỷ số $[Na]/[Ca]$ tăng lên) là do Ca^{2+} đã trao đổi với Na^+ hấp phụ có trong nước mặn tại các tầng chứa nước đệ tứ, cho thấy nước dưới đất trong khu vực nghiên cứu đang được rửa mặn.

Như vậy nước mặn trong tầng chứa nước Holocen trên địa bàn thành phố Đà Nẵng là nước trầm tích ven biển được thành tạo tại cùng với quá trình thành tạo tầng chứa nước, không chịu ảnh hưởng trực tiếp bởi nước mặn từ biển hoặc theo cửa sông dưới tác động của thủy triều. Nước mặn trong tầng này được nước khí tượng đầy mặn dẫn đến hiện tượng nhạt hóa và diện tích nước mặn trong tầng chứa nước đang thu hẹp.

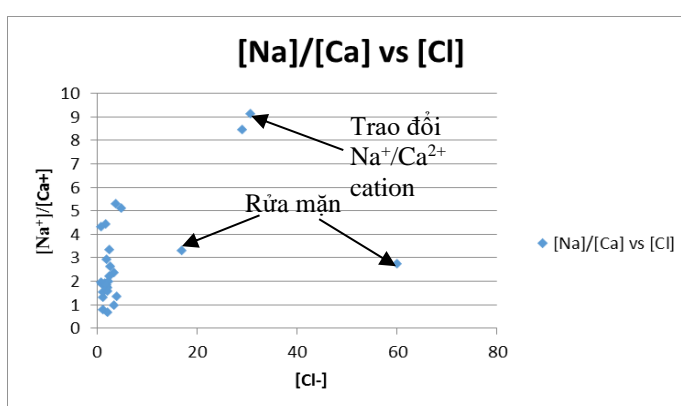
Kết quả từ mô hình tính toán xâm nhập mặn tầng chứa nước qh và qp tại thời điểm 04/2017 chỉ ra rằng, diện tích mặn ban đầu của tầng chứa



Hình 5. Mối tương quan giữa thành phần đồng vị oxy18 và nồng độ clorua trong mẫu nước dưới đất các tầng chứa nước đệ tứ vùng thành phố Đà Nẵng



Hình 6. Tỷ số giữa $[Na+]/[Cl-]$ và nồng độ Clorua



Hình 7. Tỷ số giữa $[Na+]/[Ca^{2+}]$ và nồng độ Clorua

5. Kết luận

Trên cơ sở điều kiện tự nhiên - kinh tế xã hội và các nghiên cứu phương pháp đồng vị trong nước và trên thế giới, tác giả đã lựa chọn đồng vị ^{18}O để nghiên cứu nguồn gốc nước dưới đất tại thành phố Đà Nẵng. Kết hợp với điều tra thực địa, kết quả phân tích mẫu hóa, mẫu đồng vị tác giả đưa ra các mối quan hệ để xác định nguồn gốc nhiễm mặn như sau:

- Mối quan hệ giữa $\delta^2\text{H}$ và $\delta^{18}\text{O}$ cho thấy nước tại tầng chứa nước Holocen trong các trầm tích đệ tứ ven biển thành phố Đà Nẵng có thành phần đồng vị tương đồng với nước khí tượng khu vực, không có pha trộn với nước biển. Nguồn nước mặt bổ cập cho các tầng chứa nước chủ yếu là nước khí tượng khu vực.

- Tỷ số giữa $[\text{Na}^+]/[\text{Cl}^-]$ và nồng độ Clorua cho thấy mối quan hệ giữa tỷ số $[\text{Na}]/[\text{Cl}]$ và nồng độ ion clorua, tính theo meq/L, trong các mẫu nghiên cứu tương đối phức tạp. Nhiều mẫu nước tỷ số natri/clorua dao động từ 0,5 đến 1, tức là gần với giá trị tỷ số của nước biển, nhưng tỷ số này hầu như không đổi theo chiều tăng nồng độ ion clorua; một số mẫu nước nghiên cứu có tỷ số $[\text{Na}]/[\text{Cl}]$, dao động từ 0,2 đến 0,91 trong khi nồng độ ion clorua rất thấp. Có thể là do có quá trình trao đổi cation trong nước ngọt và Na^+ hấp phụ trên bề mặt hạt trầm tích tầng chứa nước làm tăng nồng độ natri trong mẫu nước nghiên cứu.

- Tỷ số giữa $[\text{Na}^+]/[\text{Ca}^{2+}]$ và nồng độ Clorua cho thấy trong các mẫu nước tỷ số $[\text{Na}]/[\text{Ca}]$ trong nước có chiều hướng tăng theo chiều tăng nồng độ ion clorua. Nồng độ ion calci trong nước giảm đi và nồng độ ion natri tăng lên (để tỷ số $[\text{Na}]/[\text{Ca}]$ tăng lên) là do Ca^{2+} đã trao đổi với Na^+ hấp phụ trên bề mặt những hạt sa lắng. Cho thấy nước dưới đất trong khu vực nghiên cứu đang được rửa mặn.

Như vậy, nước mặn tầng chứa nước Holocen trong các trầm tích đệ tứ trên địa bàn thành phố Đà Nẵng là nước trầm tích ven biển được hình thành cùng với quá trình thành tạo tầng chứa nước và không chịu ảnh hưởng trực tiếp bởi nước mặn từ biển hoặc theo cửa sông dưới tác động của thủy triều. Nước mặn trong tầng này được nước khí tượng (nước mưa) rửa mặn dần đến hiện tượng nhạt hóa và diện tích nước mặn trong tầng chứa nước đang dần thu hẹp.

Lời cảm ơn:

Bài báo này được thực hiện trong Đề tài cấp Bộ “Nghiên cứu xác định nguồn gốc, cơ chế và giải pháp kiểm soát xâm nhập mặn các tầng chứa nước ven biển khu vực thành phố Đà Nẵng trong điều kiện biến đổi khí hậu và nước biển dâng”, mã số B2019-MDA-562-16.

Tài liệu tham khảo

Archie, G. E., 1942. The Electrical Resistivity Log as an Aid in Determining Some Reservoir Characteristics. Society of Petroleum Engineers. doi:10.2118/942054-G

Đỗ Cảnh Dương, Phạm Quý Nhân, 2002. Báo cáo Đề tài Dự báo quy hoạch khai thác bền vững nguồn nước ngầm thành phố Đà Nẵng trên cơ sở điều tra chất lượng, trữ lượng, hiện trạng ô nhiễm và khả năng tự bảo vệ nước dưới đất, Sở Khoa học Công nghệ và Môi trường Đà Nẵng.

Đặng Đức Nhận, Đinh Bích Liễu, Võ Thị Anh, Đặng Anh Minh, Nguyễn Văn Hoàn, Hà Lan Anh, 2013. Isotopic composition of the precipitation in Ha Noi (Viet Nam) region: Data of the GNIP Ha Noi. Available at www.iaea/gnip

Ghassemi, E., Jakeman, A. & Ha, N. 1995. Salinization of land and Water resources. University of New South Wales Press, Sydney.

Nguyễn Bách Thảo, Cao Việt Anh, Nguyễn Diệu Trinh, Hoàng Thanh Sơn & Nguyễn Văn Duyên 2018. Hiện trạng xâm nhập mặn nước dưới đất vùng thành phố Đà Nẵng, giải pháp khai thác hợp lý. Tạp chí Khoa học kỹ thuật Mỏ - Địa chất, 10-20.

Adriano Mayer, Bach Thao Nguyen & Olivier Banton 2016. Using radon-222 to study coastal groundwater/surface-water interaction in the Crau coastal aquifer (southeastern France). Hydrogeology Journal, 24, 1775-1789.

Yurtsever Y., and Payne B. R., 1979. Application of environmental isotopes to groundwater investigations in Qatar. Isotope Hydrology, Vol. II, IAEA, Vienna: 465-490

ABSTRACT

Research to determine the origin of saline intrusion in the coastal pore-water aquifers in Da Nang city

Nguyen Bach Thao¹, Le Duy Sy Canh², Dao Duc Bang¹

¹ Hanoi University of Mining and Geology

² National Center for Water Resources Planning and Investigation

The situation of groundwater salt intrusion in coastal area of Da Nang city is greatly affected by the urban planning, exploitation and protection of water resources. The article gives the latest research data on the current status of saltwater intrusion in Danang city. In addition, the successful application of isotope techniques for the coastal area has explained the origin of groundwater saline intrusion for this area,

especially in the condition of increasing demand for underground water exploitation. due to socio-economic development trends as well as climate change and sea level rise. These research results are importance to find out the optimal solutions to control saltwater intrusion in groundwater and surface water.

Keyword: Origin; saltwater intrusion; groundwater; coastal aquifer; Danang city.

Xác định sự dịch chuyển của một số chất ô nhiễm từ bãi rác Nam Sơn - TP. Hà Nội vào tầng chứa nước

Dương Thị Thanh Thủy^{1,*}, Kiều Vân Anh¹, Trương Việt Năm Anh²,
Nguyễn Văn Khánh², Bùi Thị Thủy²

¹Bộ môn Địa Chất Thủy Văn, Trường Đại Học Mỏ Địa Chất

²Công ty Kasei - Nhật bản

TÓM TẮT:

Bãi rác Nam Sơn, Sóc Sơn, Hà Nội được xây dựng từ năm 1999 và đi vào hoạt động với tổng diện tích gần 85 ha. Bãi rác được xây dựng với nhiệm vụ chính là tiếp nhận, xử lý chất thải rắn sinh hoạt của thành phố Hà Nội và của một số quận huyện các tỉnh lân cận với yêu cầu công nghệ đảm bảo vệ sinh môi trường. Tuy nhiên các bãi rác nói chung cũng như bãi rác Nam Sơn khi vào hoạt động đều có một lượng lớn nước rác được tạo ra và nguy cơ thẩm rĩ từ bãi rác là rất lớn. Vì vậy rất cần nghiên cứu đánh giá sự ảnh hưởng của lượng nước rỉ rác đến chất lượng nước mặt và nước dưới đất vùng bãi rác Nam Sơn. Để đánh giá sự tác động của nước thải bãi rác, chúng tôi đã tiến hành khảo sát thực địa, lấy mẫu, phân tích nước rác và nước dưới đất vùng xung quanh bãi rác, tính toán sự dịch chuyển của các chất ô nhiễm từ bãi rác Nam Sơn vào tầng chứa nước Triat hệ tầng Nà Khuất (T₂nk) - tầng khe nứt chứa nước chính của vùng nghiên cứu. Kết quả phân tích, tính toán cho thấy chất lượng nước dưới đất hiện tại của tầng chứa nước T₂nk tại khu vực xung quanh bãi rác vẫn trong tiêu chuẩn cho phép của Bộ y tế đối với nước ăn uống sinh hoạt. Kết quả nghiên cứu là cơ sở dự báo và cảnh báo sự ảnh hưởng của bãi rác Nam Sơn, cũng như các bãi rác khác đã, đang và sẽ đưa vào hoạt động trong tương lai. Kết quả nghiên cứu cho thấy nguy cơ ô nhiễm của các bãi rác đối với môi trường nói chung và nước ngầm nói riêng là rất lớn vì vậy cần có biện pháp quan trắc để theo dõi và đối phó kịp thời trước nguy cơ ảnh hưởng nghiêm trọng của nước rỉ rác thẩm rĩ từ bãi rác vào tầng chứa nước dưới đất.

Từ khóa: Dịch chuyển chất ô nhiễm; bãi rác Nam Sơn; tầng chứa nước nứt nẻ T₂nk.

1. Đặt vấn đề

Hiện nay, cùng với sự phát triển của xã hội, các bãi rác sinh hoạt và công nghiệp cũng gia tăng, các bãi rác này ít nhiều có một số ảnh hưởng tiêu cực tới đời sống con người cũng như môi trường sống xung quanh.

Nước thải rỉ ra từ các bãi rác chôn lấp không lớn, nhưng lại gây ô nhiễm rất cao. Nước rỉ rác nếu không xử lý tốt thì có ảnh hưởng trực tiếp đến chất lượng các nguồn nước mặt như sông, suối, ao, hồ, gây ô nhiễm tới các nguồn nước trong đó có cả nước dưới đất,... thay đổi môi trường sống của hệ thực động vật thủy sinh. Chính vì vậy, nghiên cứu xác định sự dịch chuyển các chất ô nhiễm từ bãi rác vào tầng chứa nước và mức độ ảnh hưởng của một số chất ô nhiễm từ bãi rác vào trong tầng chứa nước rất là quan trọng.

2. Cơ sở lý thuyết về xác định sự dịch chuyển vật chất ô nhiễm từ nguồn gây ô nhiễm đến nước dưới đất

Sự ô nhiễm nước dưới đất xảy ra cả những vùng công nghiệp hóa, đô thị và nông thôn. Nguồn gây ô nhiễm khá nhiều: vùng nông nghiệp nước dưới đất ô nhiễm do phân bón hóa học và chất hữu cơ; Vùng ngoại ô bị ô nhiễm do nước từ phân bón và các bãi rác, nghĩa trang...

Sự ô nhiễm nước dưới đất không phải là quá trình không thể thay đổi. Có những điều kiện tự nhiên tác động đến sự dịch chuyển các chất ô nhiễm: sự khuếch tán, sự cuốn theo, sự phân tán... Để đánh giá sự di chuyển chất ô nhiễm từ nguồn gây ô nhiễm trong nước dưới đất, Beruch & Street, 1967; Hoopes & Harleman, 1967 đã đưa ra phương trình phân tán thủy động lực một chiều như sau (Oshkosh and Fetter):

$$D_L \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} - V_x \frac{\partial C}{\partial x} = \frac{\partial C}{\partial t} \quad (1)$$

* Tác giả liên hệ

Email: duongthithanhthuy@humg.edu.vn

Trong đó : D_L - Hệ số phân tán dọc thủy động lực
 C - Nồng độ chất hòa tan
 V_x - Tốc độ của nước dưới đất theo phương x
 t - Thời gian kể từ khi chất hòa tan bắt đầu xâm phạm vào tầng chứa nước

Nồng độ C tại khoảng cách L từ nguồn có nồng độ C_0 ở thời điểm t , được xác định theo công thức sau (Beruch & Street, 1967) :

$$C = \frac{C_0}{2} \left[\operatorname{erfc}\left(\frac{L-V_x t}{2\sqrt{D_L t}}\right) + \exp\left(\frac{V_x L}{D_L}\right) \operatorname{erfc}\left(\frac{L+V_x t}{2\sqrt{D_L t}}\right) \right] \quad (2)$$

Trong đó : C - Nồng độ chất hòa tan (mg/l) tại thời điểm t
 C_0 - Nồng độ ban đầu của chất hòa tan (mg/l)
 L - Chiều dài đường thấm (m)
 V_x - Tốc độ của nước dưới đất theo phương x (m/ng)
 t - Thời gian kể từ khi chất hòa tan xâm nhập vào (ngày)
 D_L - Hệ số phân tán dọc thủy động lực (m)

Trong quá trình vận động của nước dưới đất không thể chia tách quá trình khuếch tán phân tử và phân tán cơ học. Do vậy, các nhà khoa học đã đưa ra một hệ số phân tán dọc thủy động lực D_L để xét đến cả dịch chuyển cơ học lẫn khuếch tán. Đối với dòng một chiều, hệ số này được biểu thị bằng phương trình sau:

$$D_L = a_L \cdot V_x + D^* \quad (3)$$

Trong đó : D_L - Hệ số phân tán dọc thủy động lực
 a_L - Độ phân tán động lực dọc
 V_x - Tốc độ của nước dưới đất
 D^* - Hệ số khuếch tán phân tử hữu hiệu

- Năm 1990, Neumann tiến hành nghiên cứu quan hệ giữa độ phân tán động học với chiều dài dòng thấm và được xác định theo công thức sau đây :

$$a_L = 0,0175 \cdot L^{1,46} = 0,0175 \cdot 1820^{1,46} \quad (4)$$

- Hệ số khuếch tán phân tử hữu hiệu D^* có thể xác định theo công thức sau :

$$D^* = w \cdot D \quad (5)$$

Trong đó : w - Hệ số kinh nghiệm được xác định bằng thực nghiệm trong phòng thí nghiệm w biến đổi từ 0,5 đến 0,01 (Freeze & Cherry, 1979)
 D - Hệ số khuếch tán

- Các chất ô nhiễm mang theo di chuyển cùng với tốc độ của nước dưới đất, tốc độ dòng thấm của nước dưới đất xác định theo định luật Darcy như sau :

$$V_x = \frac{K}{n_e} \frac{dh}{dl} \quad (6)$$

Trong đó : V_x - Tốc độ của nước dưới đất (cm)
 K - Hệ số thấm (cm/s)
 n_e - Độ lỗ hổng hữu hiệu
 $\frac{dh}{dl}$ - Gradient thủy lực

3. Kết quả tính toán sự dịch chuyển của một số chất ô nhiễm từ bãi rác Nam Sơn vào tầng chứa nước Triat hệ tầng Nà Khuất vùng bãi rác Nam Sơn

Bãi rác Nam Sơn, Sóc Sơn, Hà Nội được xây dựng từ năm 1999 và đi vào hoạt động với tổng diện tích gần 85 ha. Bãi rác được xây dựng với nhiệm vụ chính là tiếp nhận, xử lý chất thải rắn sinh hoạt của thành phố Hà Nội và của một số quận huyện các tỉnh lân cận với yêu cầu công nghệ đảm bảo vệ sinh môi trường (Nguyễn Thị Phương, 2015).

Vùng bãi rác Nam Sơn Hà Nội có tầng chứa nước chính có khả năng khai thác phục vụ cho các nhu cầu trong vùng nghiên cứu là tầng chứa nước khe nứt Triat hệ tầng Nà Khuất (t_{2nk}).

Bãi rác Nam Sơn nằm trực tiếp trên lớp đất phong hóa của hệ tầng (t_{2nk}), nếu vật liệu chống thấm không tốt hoặc bãi rác bị rò rỉ thì nước rác sẽ di chuyển trực tiếp vào tầng chứa nước và sẽ gây nhiễm bẩn tầng chứa nước.

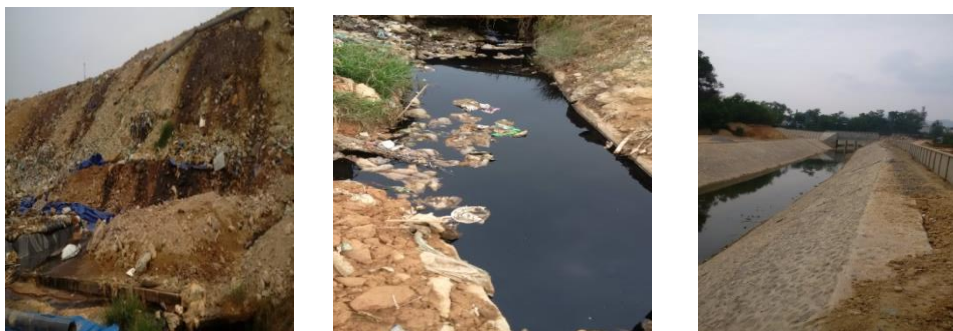
Hiện tại trên địa bàn vùng xung quanh bãi rác Nam Sơn đã có hệ thống nước sạch của thành phố. Các lỗ khoan khai thác nước sạch khai thác nước dưới đất trong tầng chứa nước ngầm có tuổi Triat hệ tầng Nà Khuất (t_{2nk}). Trong vùng vẫn có nhiều hộ gia đình dùng nước giếng đào khai thác nước trong tầng chứa nước này để ăn uống và sinh hoạt (Ban quản lý giao thông đô thị Hà Nội, 2006). Do vậy, để đánh giá hiện trạng chất lượng nước mặt, nước dưới đất và đánh giá sự ảnh hưởng của bãi rác trong vùng bãi rác Nam

Sơn, chúng tôi tiến hành khảo sát và lấy mẫu nước tại các dòng chảy trên mặt (2 mẫu), lỗ khoan (5 mẫu) và giếng đào (14 mẫu), nước rỉ rác (4 mẫu) (Hình 1, Hình 2).

Để đánh giá quá trình di chuyển và xâm nhập của nước rác từ bãi rác Nam Sơn vào tầng chứa nước triat trong vùng nghiên cứu, trên cơ sở các mẫu nước đã lấy trong quá trình khảo sát thực địa, nhóm nghiên cứu đã lựa chọn và phân tích hai ion Cl^- và ion NO_3^- trong các mẫu nước trong phòng thí nghiệm của Bộ môn Địa chất thủy văn : Thí nghiệm xác định hàm lượng ion Nitrat (NO_3^-) bằng phương pháp so màu; thí nghiệm xác định hàm lượng ion Clo (Cl^-) bằng phương pháp định phân AgNO_3 .



Hình 1. Sơ đồ các điểm lấy mẫu nước tại vùng bãi rác Nam Sơn



Hình 2. Khảo sát hệ thống thu gom nước rỉ rác từ bãi rác Nam Sơn

Bảng 1. Tổng hợp kết quả bơm nước thí nghiệm và tính toán thông số ĐCTV
Các lỗ khoan và giếng đào trong tầng chứa nước Triat (t_{2nk})

STT	Số hiệu lỗ khoan	Mực nước tĩnh (m)	Chiều dài đường thấm (L, m)	Thông số ĐCTV		
				Hệ số thấm (k, m/giây)	Hệ số thấm (m/ng)	Hệ số nhả nước μ
1	HK1	3,09	2299	0,00000345	0,30	
2	HK2	1,02	1959		0,00	
3	HK3	1,59	1363	0,00000531	0,46	
4	HK4	2,05	1173		0,00	
5	BS1	0,72	2040		0,00	
6	BS2	1,07	2614	0,00000008	0,07	
7	BS3	3,05	2196	0,00000036	0,31	
8	BS4	3,02	2212	0,00000067	0,58	
	GỒ (LK Ô Luật)			0,00000052	0,45	0,000305
9	BS5	0,58	2577	0,00000099	0,86	
	GỒ (LK Ô Thức)			0,00000053	0,46	0,00018
10	BS6	2,15	1946		0,00	
11	NS1	1,08	1930		0,00	
12	NS2	2	1386		0,00	

13	NS3	7,56	1711	0,00000388	0,34	
14	NS4	2,71	2022	0,0000098	0,85	
Trung Bình			1959.2	0,00000561	0,48	0,00024

Nguồn (Báo cáo kết quả thăm dò nước dưới đất của Ban quản lý giao thông đô thị 2006)

Để đánh giá sự dịch chuyển của Clo và Nitrat từ bãi rác Nam Sơn vào tầng chứa nước dựa trên phương trình giải tích (Ogata, 1970) : Nồng độ chất C tại khoảng cách L từ nguồn có nồng độ C_0 , ở thời gian t được xác định theo công thức 2 biểu thức sau đây:

$$C = \frac{C_0}{2} \left[\operatorname{erfc}\left(\frac{L-Vxt}{2\sqrt{DLt}}\right) + \exp\left(\frac{VxL}{DL}\right) \operatorname{erfc}\left(\frac{L+Vxt}{2\sqrt{DLt}}\right) \right]$$

Trên cơ sở các số liệu Bảng 1 và các số liệu theo kinh nghiệm trong các sách chuyên môn đã công bố (Oshkosh và Fetter), chúng tôi tiến hành tính toán sự dịch chuyển Clo và NO_3^- từ bãi rác Nam Sơn vào các lỗ khoan lỗ khoan khai thác nước của công ty cấp nước và các giếng đào trong tầng chứa nước (t_{nk}) ở thời gian sau nửa năm và 1 năm. Kết quả tính toán cụ thể tại lỗ khoan HK01 như sau :

- Lỗ khoan HK01 cách bãi rác Nam Sơn 1820 m.

Hệ số thấm $K_{tb} = 5,61.10^{-6}$ (m/s)

Gradient thủy lực $I = 0,00321978$

Độ lỗ rỗng hiệu quả $n_e = 0,00024$

Hệ số khuếch tán $D = 10^{-9}$ (m²/s)

Hệ số khuếch tán phân tử hữu hiệu.

$$D^* = 2,03.10^{-11}$$

- Xác định vận tốc tuyến tính trung bình:

$$V_x = \frac{K}{n_e} \frac{dh}{dl} = \frac{5,61.10^{-6}}{0,00024} \cdot 0,00321978 = 0,00046284 \text{ (m/s)}$$

- Xác định hệ số phân tán thủy động lực học:

Xác định giá trị độ phân tán động lực học: a_L

$$a_L = 0,0175.L^{1,46} = 0,0175.1820^{1,46} = 1006,334 \text{ (m)}$$

Xác định giá trị Hệ số phân tán dọc thủy động lực : D_L

$$D_L = a_L.V_x + D^* = 1006,334.0,00046284 + 2,03.10^{-11} = 0,046578 \text{ (m}^2\text{/s)}$$

Đổi thời gian một năm di chuyển ra giây:

$$t = 1.60.60.24.365 = 3,15.10^7 \text{ (s)}$$

Thay các giá trị tính toán vào phương trình (1) tính nồng độ của Clo và Nitrat tại lỗ khoan HK01:

$$C_0 = 2264,9 \text{ mg/l} \quad L = 1821 \text{ m} \quad D_L = 0,046578 \text{ (m}^2\text{/s)} \quad V_x = 0,00046284 \text{ (m/s)}$$

$$C = \frac{2264,9}{2} \left\{ \operatorname{erfc}\left(\frac{1821-0,00046284 \cdot 3,15.10^7}{2\sqrt{0,046578 \cdot 3,15.10^7}}\right) + \exp\left(\frac{0,00046284 \cdot 1821}{0,046578}\right) \operatorname{erfc}\left(\frac{1821+0,00046284 \cdot 3,15.10^7}{2\sqrt{0,046578 \cdot 3,15.10^7}}\right) \right\} = 1327,5913 \text{ (mg/l)}$$

Tính toán tương tự như trên, tính được nồng độ Clorua và Nitrat sau thời gian nửa năm và 1 năm đã xâm nhập vào tầng chứa nước tại các lỗ khoan và các giếng đào xung quanh bãi rác Nam Sơn (Bảng 2)

Từ kết quả tính toán trên cho thấy, nếu nước rác từ bãi rác Nam Sơn rò rỉ và xâm nhập vào tầng chứa nước gây hậu quả rất nghiêm trọng:

Mùa mưa với hàm lượng Clo trong nước rác là 2264,9 mg/l, hàm lượng Nitrat là 39,15 mg/l. Trong khi đó hàm lượng Clo dịch chuyển đến các lỗ khoan và giếng đào đạt từ 507,9557 mg/l (KS18) đến 2264,7192 mg/l (KS02), hàm lượng Nitrat đạt từ 8,8mg/l (KS 18) đến 39,2 mg/l (KS02).

Mùa khô hàm lượng Clo trong nước rác là 3478,3mg/l, hàm lượng Nitrat là 26,35mg/l. Trong khi đó hàm lượng Clo dịch chuyển đến các lỗ khoan và giếng đào có hàm lượng đạt từ 192,8 mg/l (KS18) đến 3478,1 mg/l, hàm lượng Nitrat đạt từ 1,5 mg/l (KS 18) đến 26,3 mg/l (KS02).

Như vậy, với kết quả nghiên cứu và xác định hàm lượng các chất ô nhiễm như trên có thể thấy: nếu bãi rác Nam Sơn có quy trình công nghệ không đạt tiêu chuẩn, xây dựng không đúng quy định hoặc dưới đáy bãi rác không được gia cố bằng các vật liệu không thấm nước hoặc trong quá trình vận hành bãi rác tại đây hồ chứa nước rác bị rò rỉ... việc nước rác rò rỉ và di chuyển vào tầng chứa nước sẽ làm ảnh hưởng nghiêm trọng đến chất lượng nước dưới đất tầng chứa nước triển vọng của cả vùng này.

4. Đánh giá hiện trạng chất lượng nước dưới đất tầng chứa nước Triat vùng bãi rác Nam Sơn.

Để đánh giá sự ảnh hưởng của bãi rác Nam Sơn, cũng như hiện trạng chất lượng nước mặt, nước dưới đất trong tầng chứa nước Triat vùng bãi rác Nam Sơn. Nhóm nghiên cứu đã lấy mẫu và phân tích hàm lượng ion Clo, Nitrat của... mẫu nước tại giếng đào, lỗ khoan khai thác nước, các suối và ao hồ trong vùng bãi rác Nam Sơn.

Từ kết quả phân tích thành phần hóa học nước, so sánh với tiêu chuẩn chất lượng (QCVN 01:2009/BYT) cho thấy: Chất lượng nước mặt, nước dưới đất trong tầng chứa nước Triat (t_{nk}) hiện tại vẫn nằm trong tiêu

chuẩn cho phép của BYT đối với nước phục vụ cho ăn uống sinh hoạt (QCVN 01: 2009/BYT). Hàm lượng Clo trong nước dưới đất thay đổi từ 2,13 đến 12,8 mg/l, hàm lượng Nitrat thay đổi từ 0,28 đến 1,17mg/l, chỉ có hàm lượng Clo và Nitrat tại suối Cầu Lai, nơi nước rác sau xử lý thải ra có tăng cao tới 136mg/l, nhưng vẫn nằm trong giới hạn cho phép.

Bảng 2. Kết quả tính toán dịch chuyển clorua và nitrat từ bãi rác Nam Sơn đến các giếng khoan và giếng đào xung quanh bãi rác Nam Sơn.

T T	Điểm khảo sát	L Chiều dài đường thấm (m)	K (m/s)	v _x (m/s)	a _L (m)	D _L (m ² /s)	C/nửa năm		C/1 năm		C/nửa năm		C/1 năm	
							Mùa mưa				Mùa khô			
							Cl ⁻	NO3 ⁻	Cl ⁻	NO3 ⁻	Cl ⁻	NO3 ⁻	Cl ⁻	NO3 ⁻
1	KS02	742	5,61.10 ⁻⁶	0,000232	271,54	0,0631	2252,6	389,4	2264,7	39,1	3459,4	26,2	3478,0	26,3
2	KS04	1209	5,61.10 ⁻⁶	0,000097	553,84	0,0537	1706,7	295,0	2112,8	36,5	2621,0	19,9	3244,6	24,6
3	KS06	1102	5,61.10 ⁻⁶	0,000051	483,75	0,0249	1178,8	203,8	1823,2	31,5	1810,4	13,7	2800,0	21,2
4	KS07	1111	5,61.10 ⁻⁶	0,000038	489,53	0,0184	840,9	145,4	1558,1	26,9	1291,4	9,8	2392,9	18,1
5	KS09	1893	5,61.10 ⁻⁶	0,000055	1,065,81	0,0586	791,5	136,8	1452,3	25,1	1215,6	9,2	2230,4	16,9
6	KS11	1797	5,61.10 ⁻⁶	0,000063	987,82	0,0625	968,8	167,5	1614,0	27,9	1487,8	11,3	2478,7	18,8
7	KS12	2672	5,61.10 ⁻⁶	0,000032	1,762,87	0,0556	199,3	34,5	677,4	11,7	306,1	2,3	1040,3	7,9
8	KS13	3068	5,61.10 ⁻⁶	0,000048	2,156,98	0,1042	392,3	67,8	962,7	16,6	602,4	4,6	1478,5	11,2
9	KS15	2243	5,61.10 ⁻⁶	0,000079	1,365,37	0,1082	1011,3	174,8	1626,8	28,1	1553,1	11,8	2498,3	18,9
10	KS16	862	5,61.10 ⁻⁶	0,000217	337,97	0,0733	2230,5	385,6	2263,7	39,1	3425,5	26,0	3476,4	26,3
11	KS17	3036	5,61.10 ⁻⁶	0,000043	2,124,22	0,0905	315,4	54,5	856,6	14,8	484,4	3,7	1315,4	10,0
12	KS18	3887	5,61.10 ⁻⁶	0,000034	3,047,02	0,1022	125,5	21,7	508,0	8,8	192,7	1,5	780,1	5,9

Như vậy, hiện tại bãi rác Nam Sơn ảnh hưởng không đáng kể đến môi trường nước mặt và nước dưới đất vùng xung quanh. Công nghệ xử lý chôn lấp và xử lý nước thải ở bãi rác đạt tiêu chuẩn cho phép (QCVN 25: 2009/ BTNMT).

Tuy nhiên, với cấu trúc địa chất của vùng có lớp đất phong hóa của hệ tầng Nà Khuất t_{2nk} , đáy bãi rác nằm ngay trên lớp đất phong hóa này, nếu vật liệu chống thấm không tốt hoặc bãi rác bị rò rỉ thì nước rỉ rác sẽ di chuyển trực tiếp vào tầng chứa nước gây nhiễm bẩn nghiêm trọng tầng chứa nước như phân tích toán ở trên của nhóm nghiên cứu.

5. Kết luận

Trong thời gian nghiên cứu nhóm nghiên cứu đi khảo sát thực địa, lấy mẫu vào mùa mưa và mùa khô tại các lỗ khoan, giếng đào, nước mặt và nước rỉ rác, phân tích 2 chỉ tiêu đặc trưng cho sự nhiễm bẩn nước dưới đất là Clo và Nitrat của các mẫu nước trong phòng thí nghiệm.

Nhóm nghiên cứu đã tiến hành tính toán dự báo sự di chuyển của nước rác vào tầng chứa nước với hai chỉ tiêu Cl⁻, NO₃⁻ sau 1 năm và nửa năm cho 18 điểm khảo sát thực tế tại các nhà dân và 14 lỗ khoan khai thác nước theo công thức tính toán : Trong một năm vào mùa mưa hàm lượng Cl⁻_{min} = 507,9557 mg/l; Cl⁻_{max} = 2264,7192 mg/l; hàm lượng NO₃⁻_{min} = 8,7803 mg/l; NO₃⁻_{max} = 39,1469 mg/l. Mùa khô hàm lượng Cl⁻_{min} = 780,0885 mg/l, Cl⁻_{max} = 3478,0223 mg/l; hàm lượng NO₃⁻_{min} = 5,9096 mg/l, NO₃⁻_{max} = 26,3479 mg/l. Như vậy nếu bãi rác không đúng quy chuẩn và trong quá trình vận hành bãi rác mà đáy bãi rác bị rò rỉ thì chất bẩn từ bãi rác vào tầng chứa nước Triat là rất lớn và gây ảnh hưởng nghiêm trọng đến chất lượng nước dưới đất.

Thực tế kết quả phân tích cho thấy chất lượng nước dưới đất hiện tại của tầng chứa nước T_{2nk} tại khu vực xung quanh bãi rác vẫn trong tiêu chuẩn cho phép của BYT đối với nước ăn uống sinh hoạt. Nước thải của bãi rác sau khi xử lý thải trực tiếp ra suối Cầu Lai, mẫu nước ở đó vẫn đạt tiêu chuẩn nhưng hàm lượng Cl⁻ khá cao so với thời điểm chưa xả nước thải từ bãi rác.

Kết quả nghiên cứu của nhóm nghiên cứu là cơ sở dự báo và cảnh báo sự ảnh hưởng của bãi rác Nam Sơn, cũng như các bãi rác khác đã đưa vào hoạt động, các bãi rác đang chuẩn bị xây dựng cần có biện pháp quan trắc để theo dõi và đối phó kịp thời với nguy cơ ảnh hưởng nghiêm trọng của nước rỉ rác từ bãi rác vào tầng chứa nước dưới đất.

6. Kiến nghị

Không chỉ bãi rác Nam Sơn mà các bãi rác cần có công nghệ xử lý và chôn lấp đạt tiêu chuẩn vì sự dịch chuyển các chất bẩn vào tầng chứa nước khi bãi rác không làm đúng quy trình là rất nguy hiểm, có ảnh hưởng rất lớn đến môi trường và người dân xung quanh bãi rác.

Tại các bãi rác cần thiết kế mạng lưới lỗ khoan quan trắc để nghiên cứu chất lượng nước dưới đất tại vùng xung quanh bãi rác, cũng như sự ảnh hưởng của bãi rác đến môi trường nước dưới đất. Định kỳ lấy mẫu nước trên mặt và nước dưới đất để giám sát chất lượng nước và phát hiện kịp thời sự ảnh hưởng của bãi rác đến môi trường nước.

Phân tích thêm các chỉ tiêu khác trong nước dưới đất để đánh giá kỹ hơn ảnh hưởng của nước rỉ rác tới tầng chứa nước.

Tài liệu tham khảo

- Ban quản lý giao thông đô thị Hà Nội, 2006. Báo cáo kết quả thăm dò nước dưới đất vùng Nam Sơn.
Beruch & Street, 1967; Hoopes & Harleman, 1967. Two-dimensional dispersion. Journal, Sanitary Engineering Division, American Society of Civil Engineers 93.SA6: 17-39.
Oshkosh and C.W.Fetter, Jr. Associates Oshkosh, WI 54901
Nguyễn Thị Phụng, 2015. Luận văn Thạc sĩ- Hiện trạng quản lý môi trường tại bãi rác Nam Sơn, Học viện Nông nghiệp Việt Nam., 67.
Quy chuẩn kỹ thuật quốc gia về nước thải của bãi chôn lấp chất thải rắn QCVN 25: 2009/ BTNMT
Quy chuẩn kỹ thuật quốc gia về chất lượng nước ăn uống QCVN 01:2009/BYT

ABSTRACT

Movement determination of some contaminations from Nam Son landfill into groundwater

Duong Thi Thanh Thuy¹, Kieu Thi Van Anh¹,
Truong Viet Nam Anh², Nguyen Van Khanh², Bui Thi Thuy²
¹*Hanoi University of Mining and Geology*
²*Kasei company - Japan*

Nam Son landfill in Soc Son, Hanoi was built in 1999 and put into operation with a total area of nearly 85 hectares. The landfill is built with the main task of receiving and treating domestic solid waste of Hanoi city and some districts of neighboring provinces with technology requirements to ensure environmental sanitation. However, the landfill in general as well as the Nam Son landfill, there is a large amount of waste water generated and the high risk of seepage from the landfill to aquifers while operation. Therefore, study and evaluate the effects of wastewater on surface and ground water quality in Nam Son landfill area is needed. In order to assess the impact of landfill wastewater, we conducted field surveys, sampling and analysis of waste water and groundwater around the landfill, calculating the displacement of pollutants. from Nam Son landfill to the Triat aquifer of the Na Khuat system (T₂nk) - which is the main water-bearing fracture layer of the study area. Analysis and calculation results show that the current groundwater quality of the T₂nk aquifer in the area around the landfill is still within the Ministry of Health standards for drinking water. The results of this study are useful for prediction and early warning the impact of Nam Son landfill, as well as other landfills. Research results show that the pollution risk of landfills to the environment in general and to groundwater in particular is very high, so it is necessary to monitor and early warning to the risk of serious impacts from the landfills into the groundwater.

Keywords: Solute transport parameters; nam Son landfill; fracture aquifer T₂nk.

Phân vùng tiềm năng bổ cập nước dưới đất trong các thành tạo bazan khu vực Cư M'gar, tỉnh Đắk Lắk

Nguyễn Thị Thanh Thủy^{1,*}, Vũ Thị Minh Nguyệt², Mai Thành Tân², Phí Kim Mạnh³

¹Bộ môn Địa chất thủy văn, Khoa KHKT Địa chất, Trường Đại học Mở - Địa chất

²Viện Địa chất, Viện Hàn lâm KH&CN Việt Nam

³Văn phòng công nhận Chất lượng, Bộ KH&CN

TÓM TẮT

Nhu cầu sử dụng nước trong các thành tạo bazan Tây Nguyên ngày càng tăng cao, tình trạng khô hạn, khan hiếm nước xảy ra thường xuyên, đặc biệt trong thời điểm cần sử dụng nước tưới cho các cây công nghiệp vào mùa khô. Giải pháp bổ cập nhân tạo nước dưới đất ngày càng được quan tâm chú trọng, mang lại hiệu quả và tính khả thi cao. Để tăng cường hiệu quả của giải pháp bổ cập cũng như lựa chọn được khu vực bổ cập phù hợp cần thiết khoanh định được vùng và mức độ tiềm năng bổ cập. Phương pháp SALDIT đã được áp dụng và cải biên cho phù hợp với điều kiện tự nhiên của khu vực cao nguyên Cư M'gar, Đắk Lắk. Kết quả nghiên cứu đã xây dựng được bộ thông số (SALDOW) xác định phân vùng tiềm năng bổ cập gồm độ dốc bề mặt địa hình, hệ số nhả nước trọng lực của tầng chứa nước, chiều sâu tới mực nước tĩnh, bề dày của lớp vỏ phong hóa, đặc điểm của lớp đất phủ, miền cấp và miền thoát. Các thông số đã được lượng hóa theo thang điểm và trọng số để xác định chỉ số bổ cập tiềm năng (PR). Bản đồ phân vùng tiềm năng bổ cập nước dưới đất được xác định trên cơ sở tích hợp các lớp thông tin trên và đã phân định được 4 khu vực với mức độ tiềm năng bổ cập từ kém (với giá trị PR từ 1,5 đến 2,5), trung bình (PR từ 2,5 đến 3,5), tốt (PR từ 3,5 đến 4,5) và rất tốt (PR >4,5). Kết quả nghiên cứu này cung cấp thông tin định hướng để lựa chọn các giải pháp bổ cập phù hợp và hiệu quả đồng thời là cơ sở cho việc khoanh định các khu vực cần bảo vệ và giảm thiểu nguy cơ ô nhiễm nước dưới đất.

Từ khóa: Bổ cập nhân tạo; tiềm năng bổ cập; bazan; Đắk Lắk.

1. Đặt vấn đề

Dư thừa nước trong mùa mưa gây ngập lụt và thiếu hụt nước trong mùa khô đã xảy ra ở các tỉnh Tây Nguyên tác động tiêu cực tới các hoạt động kinh tế - xã hội. Với đặc điểm địa chất, địa chất thủy văn của Tây Nguyên nói chung và khu vực Cư M'gar, tỉnh Đắk Lắk nói riêng thì vấn đề tận dụng nguồn nước dư thừa trong mùa mưa lưu trữ trong các tầng chứa nước bazan nhằm khắc phục khan hiếm nước trong mùa khô (bổ cập nhân tạo) đã được đầu tư nghiên cứu (Đoàn Văn Cảnh và nnk, 2011; Paul Pavelic và nnk, 2018). Để đảm bảo chất lượng và trữ lượng nước cũng như hiệu quả của công trình bổ cập, vấn đề đánh giá phân vùng tiềm năng bổ cập và dâng cao mực nước ngầm cũng như xác định khu vực bổ cập đóng vai trò quan trọng. Tuy nhiên, vấn đề này không đơn giản và phụ thuộc nhiều yếu tố ảnh hưởng tới nguồn bổ cập, khả năng bổ cập và tích chứa nước của tầng chứa nước.

Việc khoanh định khu vực có tiềm năng bổ cập và dâng cao mực nước ngầm trên thế giới được khá nhiều các tác giả nghiên cứu gần đây. Các phương pháp viễn thám và GIS thường được sử dụng để đánh giá phân vùng khả năng bổ cập dựa trên cơ sở tích hợp các thông tin của các yếu tố địa chất, địa hình, đất, sử dụng đất, lớp phủ, mạng dòng chảy, mực nước ngầm, lượng mưa, ... Việc cho điểm và trọng số ảnh hưởng của các yếu tố trên được thực hiện theo nhiều kỹ thuật khác nhau như phân tích đa thứ bậc (Analytical Hierachy Process - AHP) (Kazakis, 2018; Patra và nnk, 2018), phân tích nhân tố ảnh hưởng (Influencing Factor - IF) (Shaban và nnk, 2006; Yeh và nnk, 2009, 2016; Magesh và nnk, 2012; Selvam và nnk, 2015; Senanayake và nnk, 2016), hệ số tần xuất (Probabilistic Frequency Ratio - PFR) (William Abrams và nnk, 2018), Fuzzy logic (Mahdavi và nnk, 2010; Selvarani và nnk, 2015), Delphi (Chachadi, 2015).

Ở Việt Nam, nghiên cứu đánh giá khoanh vùng khả năng bổ cập nước cũng đã được tiến hành cho một số khu vực như Hà Nội (Hoàng Đại Phúc và nnk, 2018), Thành phố Hồ Chí Minh, Buôn Ma Thuột (Tổng

* Tác giả liên hệ

Email: nguyenthithanhthuy@hmg.edu.vn

Duy Hưng và nnk, 2018), Ninh Thuận, Bình Thuận (Nguyễn Thị Kim Thoa, 2007; Nguyễn Quốc Dũng, 2018), các tỉnh Tây Nguyên (Đoàn Văn Cánh, 2015; Lê Triều Việt, 2015). Phương pháp viễn thám và GIS cũng đã được sử dụng trong một số nghiên cứu với các kỹ thuật cho điểm và trọng số nhân tố hiện đang phổ biến trên thế giới như Fuzzy logic (Hoàng Đại Phúc và nnk, 2018) hay chỉ số khả năng bổ cập (Tống Duy Hưng và nnk, 2018). Nhìn chung, các nghiên cứu trên ít nhiều đã dựa vào các yếu tố liên quan đến nguồn bổ cập và khả năng bổ cập của tầng chứa nước nhưng còn ở mức độ khái quát, trên phạm vi lớn và chưa phân chia được khả năng bổ cập theo mức độ khác nhau.

Bài báo này trình bày nghiên cứu xác định phân vùng bổ cập tiềm năng tại khu vực Cư M'gar (tỉnh Đắk Lắk) trên cơ sở áp dụng có cải biên phương pháp SALDIT của Chachadi (2015) cho phù hợp với điều kiện đặc thù của khu vực và thông tin hiện có. Kết quả đã khoanh định được các khu vực bổ cập tiềm năng theo mức độ thấp, trung bình, tốt và rất tốt đồng thời đề xuất cùng với các khuyến nghị về loại hình công trình bổ cập nhân tạo phù hợp.

2. Phương pháp phân vùng tiềm năng bổ cập cho vùng nghiên cứu

2.1. Xây dựng bộ chỉ số SALDOW (SALDOW index)

Phân vùng tiềm năng bổ cập nước dưới đất theo phương pháp SALDIT (Chachadi, 2015) được xác định dựa trên các thông số: Độ dốc bề mặt địa hình (S), Hệ số nhà nước trọng lực của tầng chứa nước (A), Đặc điểm lớp đất phủ (L), Chiều sâu tới mực nước tĩnh (D), Ảnh hưởng của yếu tố địa chất bề mặt (I), và các yếu tố địa hình (T).

Phương pháp SALDIT đã được áp dụng tại khu vực Goa, Ấn Độ (Chachadi, 2015) và phương pháp tiếp cận này của Chachadi đã được áp dụng tại Karangobar, Indonesia (Putranto, 2019), Washington, Mỹ (Ayetan, 2019).

Các thông số dùng để đánh giá phân vùng bổ cập theo phương pháp SALDIT được rà soát, áp dụng có chọn lọc và bổ sung nhằm xây dựng bộ thông số cho vùng nghiên cứu trên dựa trên cơ sở sau:

- Phù hợp với điều kiện tự nhiên của khu vực Cư M'gar, Đắk Lắk nói riêng và Tây Nguyên nói chung. Các thông số lựa chọn phải đặc trưng cho điều kiện địa chất, địa mạo đặc thù của cao nguyên Cư M'gar và đặc biệt chúng phải đặc trưng cho điều kiện địa chất thủy văn (về tính thấm, điều kiện bổ cập) của các tầng chứa nước bazan trong vùng.

- Các thông số lựa chọn và bổ sung đảm bảo có đủ thông tin, nguồn tài liệu để đánh giá xác định thang điểm và trọng số. Việc xác định thang điểm và trọng số của các thông số được bổ sung thay thế cho phù hợp với khu vực nghiên cứu được dựa trên cơ sở các tài liệu, thông tin về điều kiện địa chất, địa chất thủy văn và mức độ ảnh hưởng của chúng tới điều kiện, khả năng bổ cập.

Bộ chỉ số SALDOW (SALDOW Index) được viết tắt từ các chữ trong 6 thông số sau: i) Độ dốc bề mặt địa hình (Slop of the ground); ii) Hệ số nhà nước trọng lực của đất đá (Aquifer Specific yield); iii) Đặc điểm đất đá lớp phủ (Land and soil cover); iv) Chiều sâu tới mực nước tĩnh (Depth to groundwater table); v) Miền cấp và miền thoát (Outcrop Recharge and Discharge areas); vi) Bề dày lớp vỏ phong hóa (Thickness of Weathered layer).

2.2. Cơ sở tài liệu xác định SALDOW index

Căn cứ vào phương pháp SALDIT, trên cơ sở điều kiện địa chất, địa chất thủy văn thực tế của khu vực Cư M'gar, tỉnh Đắk Lắk, các tác giả lựa chọn sử dụng bộ thông số để phân vùng tiềm năng bổ cập nước dưới đất đối với khu vực nghiên cứu bao gồm:

Độ dốc bề mặt địa hình (Slop of the ground) được xác định theo mô hình số độ cao (Density Elevation Model - DEM). Mô hình này được đề tài TN16/T02 xây dựng từ bản đồ địa hình 1:25.000.

Khả năng tích chứa của tầng chứa nước thông qua *Hệ số nhà nước trọng lực* của đất đá (Aquifer Specific yield) xác định theo các kết quả thí nghiệm tính toán thông số địa chất thủy văn của tầng chứa nước bazan trong khu vực (Ngô Tuấn Tú và nnk (2018).

Đặc điểm đất đá lớp phủ (Land and soil cover) được xác định dựa trên các kết quả nghiên cứu về đất ở Tây Nguyên (Lưu Thế Anh, 2015) trong đó có khu vực nghiên cứu.

Chiều sâu tới mực nước tĩnh (Depth to groundwater table) được xác định theo tài liệu quan trắc lỗ khoan và số liệu mực nước đo được ở 33 giếng quan trắc trong các đợt khảo sát thực địa thuộc khuôn khổ đề tài TN16/T02.

Miền cấp và miền thoát (Outcrop Recharge and Discharge areas) phân chia dựa theo diện tích thu nước của dòng mặt (lưu vực), kết hợp với đặc trưng của dòng ngầm trong khu vực. Phân chia này được dựa trên cơ sở mô hình số độ cao, hệ thống sông suối có được từ bản đồ địa hình 1:25.000 và bản đồ đẳng chiều sâu mực nước ngầm.

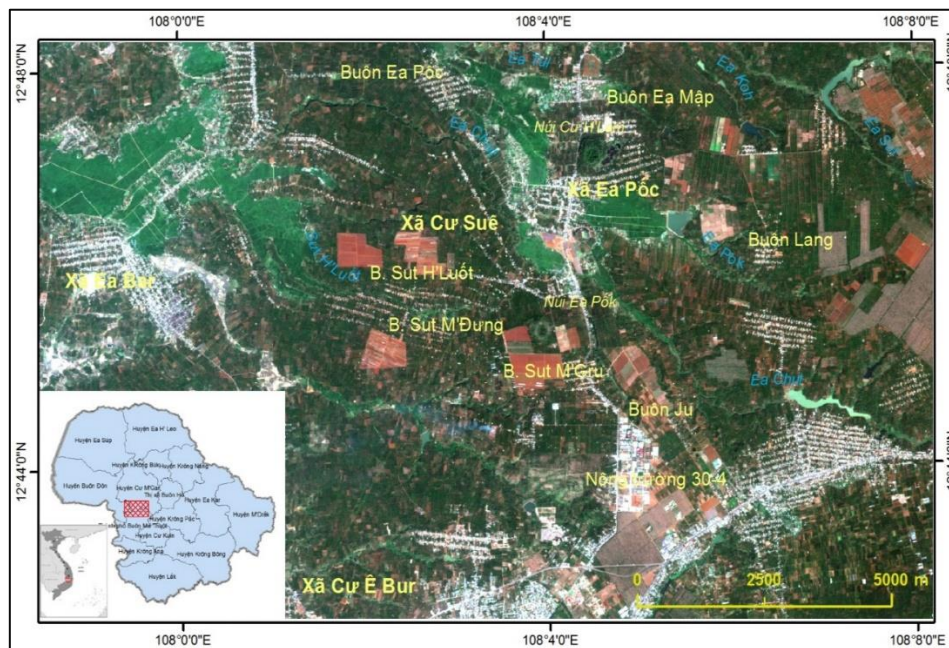
Bề dày lớp vỏ phong hóa (Thickness of Weathered layer) được xác định theo các tài liệu địa chất, tài liệu lỗ khoan kết hợp với tài liệu đo địa vật lý điện trở thuộc các nội dung nghiên cứu số 4 của đề tài TN16/T02.

Đặc điểm tự nhiên, địa chất, địa chất thủy văn khu vực Cư M'gar, Đắk Lắk:

Khu vực nghiên cứu có diện tích xấp xỉ 200 km² thuộc địa phận các xã Ea Pôc, Ea Bar, Cư Sue và Cư E Bur tại phía nam huyện Cư M'gar, tỉnh Đắk Lắk (Hình 1). Đây là khu vực đông dân, phát triển mạnh kinh tế các trang trại cà phê và cây ăn quả, đòi hỏi nhu cầu về nước cao song hiện đang bị khan hiếm nước trầm trọng, đặc biệt là trong thời kỳ mùa khô. Địa hình cao nguyên khá bằng phẳng nhưng xu hướng dốc từ đông sang tây với độ dốc trung bình từ 3-8%. Đặc trưng khí hậu chia thành 2 mùa rõ rệt: mùa mưa kéo dài 6 tháng và mùa khô kéo dài 6 tháng. Lượng mưa năm trung bình đạt từ 1600mm đến 1800mm nhưng trong mùa mưa đã chiếm tới 84% tổng lượng mưa cả năm. Trong khi đó, lượng bốc hơi trong khu vực trung bình năm đạt tới 1300mm đến 1500mm, chiếm tới 80% lượng mưa mà chủ yếu xảy ra trong 6 tháng mùa khô nên làm cho tình trạng hạn hán, thiếu nước sinh hoạt, thiếu nước cho cây trồng ở khu vực Cư M'gar, Đắk Lắk trở nên khốc liệt và càng cần thiết phải bổ cập cho nước dưới đất.

Trong khu vực nghiên cứu không có sông lớn nào chảy qua nhưng có hàng chục hồ chứa nước và các dòng suối nhỏ có phân chia thành các nhánh (chỉ lưu) chảy chủ yếu theo hướng đông -tây. Khu vực này nằm trong lưu vực sông Ea Súp với các nhánh suối Ea Tul, Ea Klih, Ea Păk, Ea Ho, Ea Drăng ...bao gồm cả dòng tạm thời và dòng thường xuyên với mạng lưới tương đối dày, mật độ phân cắt ngang trung bình đạt 1,83km/km². Đây là điều kiện khá thuận lợi cho việc bổ cập nước dưới đất thông qua mạng thủy văn với các giải pháp như ngăn làm chậm dòng chảy, phân chia miền cấp, miền thoát cho nước dưới đất.

Khu vực Cư M'gar chủ yếu phân bố các thành tạo bazan phun trào hệ tầng Túc Trung (βN_2-Q_{1tt}), chiếm tới 95÷98% tổng diện tích, ngoài ra còn một số thành tạo bazan thuộc hệ tầng Xuân Lộc (βQ_{1xl}) và các trầm tích Holocen (Q_2) chỉ chiếm khoảng 2-5% diện tích phân bố và lộ ra thành dải nhỏ hẹp ở dọc quốc lộ 14 và dọc các sông suối. Chính vì vậy, trong khu vực nghiên cứu gần như chỉ tồn tại tầng chứa nước khe nứt - lỗ hổng $\beta(n-pq)$ được cấu thành từ các thành tạo bazan nứt nẻ xen lỗ hổng thuộc hệ tầng Túc Trung. Thành phần đất đá của tầng này bao gồm bazan - olivin - gaulit - plagioclas. Phần trên của tầng chứa nước là sản phẩm bazan phong hóa triệt để, có màu đỏ, tạo lớp vỏ phong hóa với bề dày từ 5-15m. Đây là lớp đất đá có khả năng tích nước vào mùa mưa và ngấm dần xuống bổ cập cho nước dưới đất ở lớp đất đá bazan nứt nẻ, phong hóa dở dang dạng cầu bóc vỏ bên dưới.



Hình 1. Khu vực nghiên cứu

2.3. Xác định chỉ số SALDOW

Như vậy, các thông số xác định tiềm năng bổ cập nước dưới đất khu vực Cư M'gar, Đắk Lắk bao gồm:

- Độ dốc bề mặt địa hình (**S**lope of the ground)
- Khả năng tích chứa của tầng chứa nước thông qua (**A**quifer Specific yield)
- Đặc điểm đất đá lớp phủ (**L**and and soil cover)
- Chiều sâu tới mực nước tĩnh (**D**epth to groundwater table)
- Miền cấp và miền thoát (**O**utcrop Recharge and Discharge areas)
- Bề dày lớp vỏ phong hóa (Thickness of **W**eathered layer)

Tương tự như phương pháp SALDIT, nghiên cứu phân vùng tiềm năng bổ cập tại Cư M'Gar được đề

xuất gồm 6 thông số trong đó 4 thông số đầu áp dụng các thông số trong bộ chỉ số SALDIT của Chachadi (2015) và bổ sung, thay thế 2 thông số cho phù hợp với điều kiện đặc thù của khu vực. Cụ thể là thông số “Miền cấp và miền thoát” được sử dụng thay thế cho thông số “Ảnh hưởng của đặc điểm địa chất bề mặt” và “Bề dày lớp vỏ phong hóa” thay thế cho “Ảnh hưởng của đặc điểm địa hình” của Chachadi (2015).

Trên bề mặt vùng nghiên cứu được phân bố chủ yếu cùng một loại đất bazan phong hóa nên đặc điểm địa chất bề mặt hầu như không có sự khác biệt theo không gian. Trong khi đó, mạng lưới sông suối trong khu vực tương đối dày với mật độ phân cắt ngang là $1,83\text{km/km}^2$ tạo nên nhiều tiểu lưu vực của các chi lưu cho sông EaSup chảy qua. Các tiểu lưu vực của chi lưu lại là miền cấp của dòng chảy phía hạ lưu (chi lưu bậc lớn hơn). Vì vậy, việc bổ cập cho nước dưới đất sẽ được phân định thuận lợi ở miền cấp và kém thuận lợi hơn ở miền thoát nên trong phương pháp này đã lựa chọn “*Miền cấp và Miền thoát*” để làm thông số phân chia tiềm năng bổ cập cho nước dưới đất.

Đặc điểm địa hình ảnh hưởng tới khả năng bổ cập nước dưới đất đã được đánh giá thông qua thông số “độ dốc bề mặt địa hình” và qua thông số “miền cấp và miền thoát” kể trên. Một thông số cần thiết phải được đưa vào đánh giá tiềm năng bổ cập nước dưới đất là do khu vực nghiên cứu phân bố chủ yếu là lớp vỏ phong hóa bazan với chiều dày từ 5-15m và chính là đặc trưng cho chiều dài di chuyển của nước được bổ cập vào lòng đất. Do đặc điểm lớp trên cùng là phong hóa triệt để của đá bazan, phần lớn là sét và á sét, nên bề dày lớp vỏ phong hóa càng lớn thì con đường di chuyển đến lớp phong hóa dở dang càng lớn, khả năng bổ cập cho tầng chứa nước càng giảm. Vì vậy, trong phương pháp đề xuất này, “*Chiều dày lớp vỏ phong hóa*” được đưa vào đánh giá tiềm năng bổ cập cho nước dưới đất ở vùng nghiên cứu.

2.4. Tính toán xác định giá trị chỉ số SALDOW

Kết quả lượng hóa các thông số SALDOW theo thang điểm, trọng số và tổng điểm được trình bày trong Bảng 1. Giá trị chỉ số SALDOW (SALDOW Index) được xác định tương tự như SALDIT.

Bảng 1. Kết quả lượng hóa các thông số của chỉ số SALDOW

Thông số	Đơn vị đánh giá	Các khoảng giá trị	Thang điểm (R_i)	Trọng số (W_i)	Điểm số $W_i R_i$	Ghi chú
Độ dốc địa hình (S)	Độ dốc (%)	$0 \div 2$	10	3	30	max = 30 min = 3
		$> 2 \div 6$	9		27	
		$> 6 \div 12$	5		15	
		$> 12 \div 18$	3		9	
		> 18	1		3	
Khả năng tích chứa của tầng chứa nước (A)	Hệ số nhả nước trọng lực của đất đá μ	$0,08 \div 0,1$	4	2	6	max = 12 min = 8
		$0,1 \div 0,15$	5		10	
		$0,15 \div 0,2$	6		14	
Đặc điểm đất đá lớp phủ (L)	CN number (CN)	$>65 \div 70$	7	4	28	max = 28 min = 12
		$> 70 \div 75$	6		24	
		$> 75 \div 80$	5		20	
		$> 80 \div 85$	4		16	
		$> 85 \div 90$	3		12	
Chiều sâu tới mực nước tĩnh (D)	Chiều sâu tới mực nước ngầm (H_t , m)	< 2	1	5	5	max = 30 min = 5
		$2 \div 5$	5		25	
		$5 \div 10$	6		30	
		$10 \div 15$	4		20	
		$15 \div 25$	3		15	
		> 25	2		10	
Miền cấp và Miền thoát (O)	Phạm vi phân bố trên bản đồ	Miền cấp bậc 1	4	6	24	max = 24 min = 6
		Miền cấp bậc 2 - Miền thoát bậc 1	3		18	
		Miền cấp bậc 3 - Miền thoát bậc 1+2	2		12	
		Miền cấp bậc 4 - Miền thoát bậc 1+2+3	1		6	

Thông số	Đơn vị đánh giá	Các khoảng giá trị	Thang điểm (R _i)	Trọng số (W _i)	Điểm số W _i R _i	Ghi chú
Bề dày lớp vỏ phong hóa (W)	Bề dày lớp vỏ phong hóa, (h, m)	< 10	4	6	24	max = 24 min = 6
		10 ÷ 20	3		18	
		20 ÷ 30	2		12	
		> 30	1		6	

Căn cứ vào các giá trị thực tế của các thông số trong bộ chỉ số SALDOW được áp dụng cho khu vực Cư M'gar, có thể tính được các giá trị max và min tương ứng là:

$$\text{SALDOW Index max} = \frac{30+10+28+30+24+24}{3+2+4+5+6+6} = 5,6; \text{ SALDOW Index min} = \frac{3+10+12+5+6+6}{3+2+4+5+6+6} = 1,6.$$

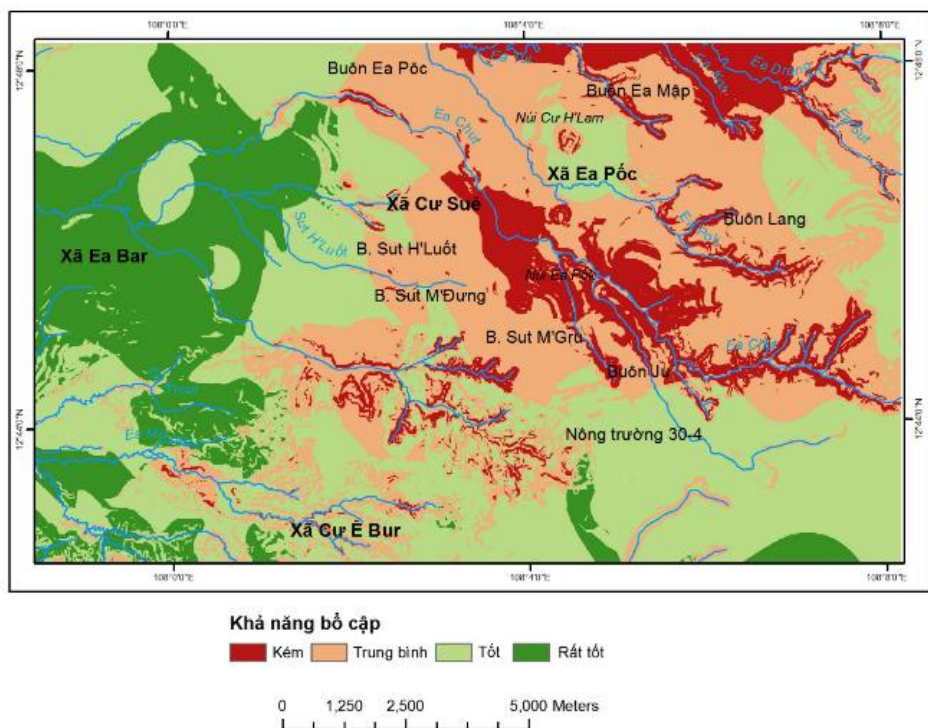
Theo số liệu tính toán trên đây có thể xếp hạng các khu vực có tiềm năng bổ cập nước dưới đất cho vùng nghiên cứu và so sánh với các hạng tiềm năng bổ cập theo SALDIT cho thấy sự tương đồng nhất định (Bảng 2).

Bảng 2. Phân vùng tiềm năng bổ cập cho nước dưới đất theo SALDOW Index, SALDIT Index

STT	SALDOW Index (PR)	Mức độ tiềm năng bổ cập theo SALDOW	SALDIT Index (PR)	Mức độ tiềm năng bổ cập theo SALDIT
1	1.6 đến < 2.5	Kém	1 đến < 3	Kém thuận lợi
2	2.5 đến < 3.5	Trung bình	3 đến < 5	Thuận lợi TB
3	3.5 đến < 4.5	Tốt	5 đến < 7	Thuận lợi cao
4	≥ 4.5	Rất tốt	≥ 7	Rất thuận lợi

3. Kết quả phân vùng tiềm năng bổ cập NĐĐ khu vực Cư M'gar, Đắk Lắk

Bản đồ phân vùng khả năng bổ cập và dâng cao mực nước ngầm khu vực Cư M'gar (Hình 2) được thành lập trên cơ sở 06 lớp thông tin và tính toán chỉ số khả năng bổ cập tiềm năng, phân hạng tiềm năng bổ cập từ kém, trung bình, tốt và rất tốt trình bày ở trên. Đặc điểm và đề xuất các giải pháp bổ cập nước dưới đất phù hợp cho các vùng phân chia được thể hiện ở Bảng 3.



Hình 2. Bản đồ phân vùng tiềm năng bổ cập nước dưới đất khu vực Cư M'Gar

Bảng 3. Phân vùng tiềm năng bổ cập nước dưới đất theo SALDOW khu vực Cư M' Gar

TT	Tên	Đặc điểm	Giải pháp bổ cập NDD
1	Khu vực có khả năng bổ cập kém	- Khu vực có chỉ số SALDOW index < 2,5. Chiếm diện tích khoảng 25 km ² về phía Đông Bắc của vùng nghiên cứu.	- Giải pháp hiệu quả nhất cho khu vực này là sử dụng các công trình đập chắn, đập tạm.
2	Khu vực có khả năng bổ cập trung bình	- Khu vực này nằm liền kề khu vực có khả năng bổ cập kém, có điểm SALDOW index từ 2,5 đến 3,5 với diện tích khoảng 65 km ² trải từ trung tâm và phía Đông Bắc của vùng nghiên cứu.	- Rãnh đào theo các đường đồng mức và kết hợp giếng đào hấp thu nước.
3	Khu vực có khả năng bổ cập tốt	- Khu vực chủ phân bố phần lớn ở phía Tây và phía Nam của khu vực nghiên cứu, với diện tích khoảng 80 km ² .	- Rãnh đào theo các đường đồng mức và kết hợp giếng đào hấp thu nước. - Bồn thấm và lỗ khoan /giếng đào hấp thu nước.
4	Khu vực có khả năng bổ cập rất tốt	Nằm về phía Tây của khu vực nghiên cứu, nằm trên vùng Miền cấp bậc 3 với diện tích khoảng 30km ² .	- Bồn thấm và lỗ khoan /giếng đào hấp thu nước.

4. Kết luận

Nhu cầu sử dụng nước, khai thác nước dưới đất trong mùa khô trong các thành tạo bazan Tây Nguyên phục vụ tưới tiêu ngày càng tăng lên và gây áp lực cho việc đảm bảo an ninh nguồn nước trong khu vực. Giải pháp bổ cập nhân tạo nước dưới đất góp phần giải quyết khó khăn về nước vào mùa khô trong các thành tạo bazan Tây Nguyên đã và đang được đầu tư nghiên cứu, áp dụng và đạt được một số kết quả khả quan. Để tăng cường hiệu quả của giải pháp bổ cập cũng như lựa chọn được phương pháp bổ cập phù hợp cho một khu vực cụ thể cần thiết nghiên cứu, xây dựng phương pháp phân vùng tiềm năng bổ cập và thể hiện trên bản đồ. Lựa chọn phương pháp SALDIT và có cải biến cho phù hợp với điều kiện tự nhiên của bazan khu vực Cư M'gar, bộ 6 thông số để đánh giá khả năng bổ cập và dâng cao mực nước ngầm đã được đề xuất bao gồm: độ dốc bề mặt địa hình, hệ số nhả nước trọng lực của tầng chứa nước, chiều sâu tới mực nước tĩnh, bề dày của lớp vỏ phong hóa, đặc điểm của lớp đất phủ, miền cấp và miền thoát. Trọng số, thang điểm của các lớp thông tin trên cũng đã được xác lập để tính toán chỉ số bổ cập tiềm năng.

Ứng dụng phương pháp GIS, bản đồ phân vùng khả năng bổ cập tiềm năng của khu vực đã được thành lập và phân định được 4 khu vực với mức độ tiềm năng bổ cập khác nhau, từ kém (tương ứng với giá trị SALDOW index từ 1,5 đến 2,5), trung bình (SALDOW index từ 2,5 đến 3,5), tốt (SALDOW index từ 3,5 đến 4,5) và rất tốt (SALDOW index > 4,5). Cùng với đó đã đề xuất và lựa chọn các giải pháp bổ cập nước dưới đất phù hợp và hiệu quả cho từng khu vực được phân cấp tiềm năng bổ cập. Kết quả này còn cung cấp thông tin cơ sở cho việc khoanh định các khu vực cần bảo vệ và giảm thiểu nguy cơ ô nhiễm nước dưới đất trong khu vực.

Các nghiên cứu tiếp theo cần xây dựng và cập nhật việc đánh giá SALDOW index và bản đồ phân vùng khả năng bổ cập tiềm năng bằng các thông tin, số liệu chi tiết hơn.

Lời cảm ơn

Kết quả này được thực hiện trong khuôn khổ các hoạt động của nhiệm vụ KHCN cấp Quốc gia “Tăng cường hiệu quả giải pháp bổ cập và dâng cao mực nước ngầm cho mùa hạn trong các thành tạo bazan khu vực Tây Nguyên”- Mã số: TN16/T02 thuộc Chương trình Tây Nguyên 2016-2020.

Tài liệu tham khảo

- Lưu Thế Anh (chủ nhiệm), 2015. Nghiên cứu tổng hợp thoái hóa đất, hoang mạc hóa ở Tây Nguyên và đề xuất giải pháp sử dụng đất bền vững. Đề tài TN3/01 Chương trình Tây Nguyên 3.
- Đoàn Văn Cảnh và nnk (2015), Tài nguyên nước vùng Tây Nguyên và giải pháp thu gom nước mưa, nước mặt đưa vào lòng đất bổ sung nhân tạo nước dưới đất. ĐTDL. 2007G/44.
- Hoàng Đại Phúc, Phạm Bá Quyền, Đào Trọng Tú (2018), Báo cáo đánh giá khả năng bổ sung nhân tạo các tầng chứa nước cần bảo vệ. Đề án bảo vệ nước dưới đất các đô thị lớn - Đô thị Hà Nội.
- Ngô Tuấn Tú và nnk (2018), Đặc điểm địa chất thủy văn tỉnh Đắk Lắk. Liên đoàn Quy hoạch Điều tra nước miền Trung, Đề tài TN16/T02.

Nguyễn Thị Kim Thoa (2007), Nghiên cứu cơ sở khoa học và công nghệ bổ sung nhân tạo nước dưới đất nhằm đảm bảo khai thác bền vững tài nguyên nước tại Việt Nam. Báo cáo đề tài độc lập KC 08-07/2004

Tổng Duy Hưng, Lê Quang Duy, Nguyễn Văn Yên, Nguyễn Ton (2018), Báo cáo đánh giá khả năng bổ sung nhân tạo các tầng chứa nước cần bảo vệ thuộc Đề án bảo vệ nước dưới đất các đô thị lớn - Đô thị Buôn Mê Thuột; và Báo cáo đánh giá khả năng bổ sung nhân tạo các tầng chứa nước cần bảo vệ thuộc Đề án bảo vệ nước dưới đất các đô thị lớn - Đô thị Tp. Hồ Chí Minh

Cơ quan hợp tác Nhật Bản (JICA) (04/2018), Báo cáo Khảo sát thu thập số liệu về quản lý tài nguyên nước tại khu vực Tây Nguyên

A. Mahdavi, S.H. Tabatabaei, M. Nouri and R. Mahdavi (2012), Identification of groundwater artificial recharge sites using Fuzzy logic: A case study of Shahrekord plain, Iran

A.G. Chachadi (2015), New Indicator Based Method SALDIT for Delineation of Natural Groundwater Recharge Areas. Aquatic Procedia, Volume 4, 2015, Pages 649-659,

Bredenkamp, D. B., G. J. & Van Rensburg, H. J. (1995), Manual on Quantitative Estimation of Groundwater Recharge and Aquifer Storativity, Pretoria, South Africa: Water Research Commission

Gomo, M., G. S. & Van Tonder, G. J. (2012), Investigation of Groundwater Recharge and Stable Isotopic Characteristics of an Alluvial Channel. Hydrology Current Research, 1(12), pp.7

Hsin-Fu Yeh, Youg-Sin Cheng, Hung-I. Lin, Cheng-Haw Lee (2016), Mapping groundwater recharge potential zone using a GIS approach in Hualian River, Taiwan

Healy, R. W. (2010), Estimating Groundwater Recharge, Cambridge, England: Cambridge University Press

I.P. Senanayake*, D.M.D.O.K. Dissanayake, B.B. Mayadunna, W.L. Weerasekera (2016), An approach to delineate groundwater recharge potential sites in Ambalantota, Sri Lanka using GIS techniques

Jescica M. Spannenberg (2017), Development of ground water recharge model, Faculty of Natural and Agricultural Sciences (Institute for Groundwater Studies), University of the Free State, South Africa

Laderkarl, U. L. et al. (2005), Groundwater Recharge and Evapotranspiration for two Natural Ecosystems Covered with Oak and Heather. Journal of Hydrology, Volume 300, pp.76-99

Pyne, R.D.G. (2005), Aquifer Storage Recovery - A guide to Groundwater Recharge Through Wells, ASR Systems LLC, Gainesville, Florida, USA

Simmers, I. (1987), Estimation of Natural Groundwater Recharge, Antalya, Turkey: D.Reidel Publishing Company

Simmers, L. (2013), Estimation of Natural Groundwater Recharge, Amsterdam, The Netherlands: Springer

Sun, X. et al. (2013), Application of the rainfall infiltration breakthrough (RIB) model for groundwater recharge estimation in west coastal South Africa. Water SA, 39(2), pp. 221-230

Xu, Y. & Beekman, H. E. (2003), Groundwater Recharge Estimation in Southern Africa, Cape Town, South Africa: United Nations Educational, Scientific and Cultural Organization (UNESCO)

<http://cumgar.daklak.gov.vn>

ABSTRACT

Zoning potential groundwater recharge in basalt formations in Cu M'gar, Dak Lak province

Nguyen Thi Thanh Thuy¹, Vu Thi Minh Nguyet², Mai Thanh Tan², Phi Kim Manh³

¹Hanoi University of Mining and Geology

²Institute of Geological Sciences

³Bureau of Accreditation (BoA)

Water demand in the basalt formations of the Central Highlands is increasing, where drought and scarcity occur frequently. This is even more pressing in the dry season, when water for industrial crops irrigation is highly required. The solution to artificially recharge groundwater is becoming increasingly popular for its efficiency and high feasibility. In order to increase its effectiveness as well as to select a suitable area, it is necessary to delineate such areas and their rehabilitation potential. The SALDIT method has been applied and further modified to suit the natural conditions of the Cu M'gar plateau, Dak Lak. The study results helped build a set of parameters (SALDOW) to determine the potential zoning of the *Slop of the ground*, the *Aquifer specific yield*, the *Land and soil cover*, the *Depth to groundwater table*, the *Outcrop recharge and discharge areas*, the *thickness of the Weathered layer*. The data was weighted to determine potential

complement index. The map of recharge potential, determined on the basis of the above data, has identified 4 areas with poor recharge potential (with PR values from 1.5 to 2.5), medium (PR from 2.5 to 3.5), good (PR from 3.5 to 4.5) and very good (PR > 4.5). The study results provide orientation information to choose suitable and effective complementary solutions and serve as the basis for the delineation of areas to be protected and to minimize the risk of groundwater pollution.

Keywords: Artificial recharge; potential recharge; basalt; Dak Lak.

Đánh giá khả năng sử dụng nước suối Nà Rược dùng vào mục đích sinh hoạt cho người dân Thị trấn Yên Minh - tỉnh Hà Giang

Đặng Xuân Thường^{1,*}, Nguyễn Phú Duyên¹, Đào Quang Linh¹, Nguyễn Mai Hoa²,
Phạm Quang Tùng³, Nguyễn Văn Cường⁴, Nguyễn Hồng Quang¹

¹ Viện Kỹ thuật và Công nghệ Môi trường - Liên hiệp các Hội KHKT Việt Nam

² Trường Đại học Mỏ - Địa Chất

³ Trường Đại học Đông Đô

⁴ Công ty CP ứng dụng công nghệ Tài nguyên và Môi trường tỉnh Lai Châu

TÓM TẮT

Đề tài: “Nghiên cứu ứng dụng công nghệ màng lọc kết hợp với vật liệu lọc đa năng để xử lý nước suối vùng biên giới Tây Bắc cấp nước cho sinh hoạt”, mã số: KHCN-TB.15C/13-18, thuộc Chương trình Khoa học và Công nghệ trọng điểm cấp Nhà nước giai đoạn 2013 - 2018 “Khoa học và Công nghệ phục vụ phát triển bền vững vùng Tây Bắc”. Mã số KHCN - TB /13-18 đang được triển khai tại thị trấn huyện Yên Minh (Hà Giang). Theo đó hệ thống thiết bị màng siêu lọc UF kết hợp với vật liệu lọc đa năng đã được lắp đặt tại Trạm cấp nước sạch huyện Yên Minh, để xử lý nước suối Nà Rược thành nước sinh hoạt cấp cho người dùng thị trấn Yên Minh. Kết quả đo chỉ ra rằng lưu lượng nước suối Nà Rược vào ngày bình thường mùa mưa này là 360 l/s, lớn gấp hơn 3 lần lượng nước lớn nhất qua công lấy nước cho cả 3 mục tiêu là: sinh hoạt, nông nghiệp và duy trì dòng chảy môi trường tối thiểu ở phần hạ lưu đập. Kết quả tính toán cho thấy lưu lượng nước cấp cho sinh hoạt của 2.000 dân thị trấn Yên Minh hiện nay vào mùa hè là 2,55 l/s, vào mùa đông sẽ là: 1,52 l/s. Tương tự, lưu lượng nước cấp cho sinh hoạt phục vụ 5.000 dân thị trấn Yên Minh vào mùa hè sẽ là 6,36 l/s, vào mùa đông là: 3,8 l/s. Tỷ lệ lượng nước cấp sinh hoạt hiện nay cho 2.000 dân vào mùa hè chiếm ~ 0,71% lưu lượng nước suối Nà Rược vào mùa mưa, tương tự cho 5.000 dân vào mùa hè, tỉ lệ này sẽ chiếm ~ 1,7 % lưu lượng nước suối Nà Rược (mùa mưa). Đồng thời 2 kiến nghị được đưa ra là cần giảm tỉ lệ thất thoát nước cấp từ 25-30% xuống 10-12% và khi mùa khô đến, nếu lưu lượng suối Nà Rược giảm xuống 7 lần so với mùa mưa, thì lúc đó nếu muốn giữ nguyên lưu lượng cấp cho sinh hoạt là 1,52 l/s như hiện nay (2.000 người dùng), thì ắt phải điều tiết giảm lượng nước cấp cho nông nghiệp và lượng nước cho duy trì dòng chảy môi trường, nghĩa là phải chia sẻ và tiết kiệm tài nguyên nguồn nước suối Nà Rược. Nước suối Nà Rược có dấu hiệu ô nhiễm nhẹ ở một vài thông số như Tổng chất rắn lơ lửng, BOD5, COD, sắt và vi sinh (đối chiếu cột A1 của QCVN 08-MT:2015/BTNMT). Đồng thời bài báo cũng chỉ ra nguyên nhân gây ô nhiễm nguồn nước suối Nà Rược, cũng như đề xuất hàng loạt biện pháp bảo vệ nguồn nước bền vững.

Từ khóa: Nà Rược; vật liệu lọc đa năng; màng siêu lọc; dòng chảy.

1. Đặt vấn đề

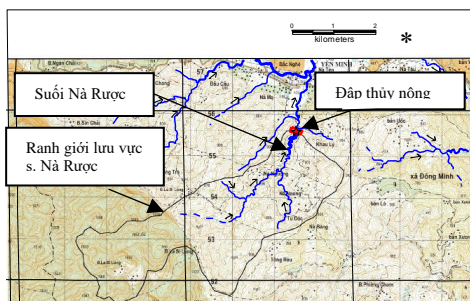
Trạm cấp nước sạch huyện Yên Minh đang lấy nước từ suối Nà Rược để xử lý và cấp cho người dùng thị trấn huyện Yên Minh (Hà Giang). Theo số liệu của Trạm, hiện nay đang quản lý 1.047 đồng hồ cấp nước, trong đó có hơn 400 đồng hồ đang bị treo vì không đủ nước để cấp. Tức là, chỉ có hơn 600 đồng hồ đang hoạt động với hơn 2.000 người được sử dụng nước sạch thường xuyên do Trạm cấp, trong số hơn 8.000 người dân của Thị trấn huyện (chiếm khoảng 25% người dân thị trấn). Trạm cấp nước sạch nếu cải tạo và nâng cao công suất hơn nữa, thì cũng chỉ có thể bơm cấp cho khoảng 5.000 người dân sống ở nhà có cốt nền thấp hơn cốt nền của Trạm bơm. Còn lại chừng 3.000 người dân sống ở nhà có cốt nền cao hơn cốt cao của Trạm cấp nước, chưa có nước sạch đến. Công suất của Trạm xử lý được 50 m³/h và bơm đẩy vào hệ thống cấp nước suốt ngày đêm (24/24 h). Hiện nay Trạm đang hoạt động hết công suất, tuy nhiên vẫn chưa đáp ứng được nhu cầu dùng nước sạch của người dân thị trấn (Báo cáo hàng năm của Trạm cấp nước sạch huyện Yên Minh - tỉnh Hà Giang).

* Tác giả liên hệ

Email: nguyenduyenduyen124@gmail.com

Hiện nay, đang triển khai dự án xây đập thủy nông Nà Rượu, chắn ngang suối Nà Rượu, tạo thành hồ chứa đa mục tiêu: vừa cấp nước cho sinh hoạt, vừa cho nông nghiệp và vừa phải duy trì dòng chảy tối thiểu của Nà Rượu ở phần hạ lưu đập.

Bài báo này nhằm đánh giá khả năng cấp nước của suối Nà Rượu cho sinh hoạt phục vụ cho khoảng 5.000 dân thị trấn Yên Minh, tỉnh Hà Giang. Vùng Nghiên cứu là lưu vực suối Nà Rượu được thể hiện trong Hình 1.



Hình 1. Lưu vực suối Nà Rượu



Hình 2. Khảo sát suối Nà Rượu tại điểm Đ.4, cạnh vị trí đập thủy nông đang xây dựng

2. Nội dung nghiên cứu

2.1. Hệ thống suối Nà Rượu và các phụ lưu chính

Lưu vực suối Nà Rượu là vùng diện tích tự nhiên nghiêng từ Tây Nam xuống Đông Bắc, được giới hạn bằng đường chia nước bao quanh hệ thống suối Nà Rượu (Hình 1). Diện tích lưu vực xấp xỉ 10,8 km². Hệ thống suối Nà Rượu hình nan quạt, gồm dòng chính là suối Nà Rượu với các mạng lưới suối nhánh phân bố ở 2 bờ trái và phải của dòng chính này:

- Tại phía Tây (bờ trái s. Nà Rượu) phần thượng nguồn của suối Nà Rượu (phía Tây Nam của lưu vực) có 2 nhánh suối cấp I bắt nguồn từ gần bản La Sỉ Lùng cùng chảy về phía Đông và gặp nhau tạo nên suối cấp II, chảy phía dưới chân bản Nà Nhuông, rồi chảy tiếp đổ vào dòng chính Nà Rượu. Tại đây, nó hội lưu với nhánh cấp I phía Đông, tại ngã 3 suối Nà Rượu.
- Tại phía Đông (bờ phải Nà Rượu) phần thượng nguồn của Nà Rượu, có nhánh suối cấp I, bắt nguồn và chảy dưới chân bản Tu Đỏ, tiếp theo chảy ngang qua phía dưới chân bản Nà Noong và cuối cùng đổ vào dòng chính Nà Rượu. Tại đây, hội lưu với nhánh cấp II đã nói trên tại ngã 3 suối Nà Rượu.
- Từ điểm ngã 3 này, dòng chính Nà Rượu tiếp tục chảy về phía đập thủy nông theo hướng Bắc - Đông Bắc và cuối cùng đổ vào sông Bắc Nghè tại thị trấn huyện Yên Minh.

2.2. Khảo sát và đo lưu lượng dòng chảy các suối trong lưu vực Nà Rượu

2.2.1. Mô tả các điểm khảo sát, đo lưu lượng dòng chảy:

Trong thời gian này khi mùa mưa đang diễn ra, chúng tôi đã tiến hành khảo sát và đo lưu lượng dòng chảy suối chính Nà Rượu. Phân bố các điểm khảo sát và đo lưu lượng dòng chảy như sau:

- Điểm thứ nhất: Tại phần hạ lưu đập thủy nông, 1 điểm khảo sát đo lưu lượng nước suối Nà Rượu (Đ.2) được tiến hành dưới cầu bắc qua suối này. Nước chảy khá nhanh, và tương đối đục, do phía thượng lưu đang có công trường thi công đập thủy nông.
- Điểm thứ hai: Cạnh vị trí đang xây dựng đập thủy nông, dòng suối Nà Rượu được nắn, chảy tránh sang phía bên bờ phải và tại đây chúng tôi đã tiến hành khảo sát và đo lưu lượng dòng chảy (Đ.4).

2.2.2. Đo và tính toán lưu lượng dòng chảy tại các điểm đo:

- Khảo sát điểm thứ nhất (Đ.2) và đo lưu lượng dòng chảy dưới chân cầu lên Trạm cấp nước sạch huyện Yên Minh (hạ lưu đập).

Điểm khảo sát có tọa độ: 105o 8' 37,1724" và 23o 6' 31,4532", chảy dưới chân cầu, trên đường lên Trạm cấp nước sạch Yên Minh. Cảm quan ban đầu: nước khá đục do ở thượng lưu có công trình đập đang thi công, chảy tương đối nhanh. Tại điểm này, suối rộng 3,43 m, độ sâu trung bình là 0,116 m. Khúc suối khảo sát dài 1,4 m.

Công thức tính toán lưu lượng dòng chảy: $Q_i = S \cdot V_i$

trong đó Q_i : lưu lượng đo lần thứ i , m³/s; S : tiết diện lòng suối (m²), V_i : vận tốc dòng chảy đo lần thứ i (m/s).

S = chiều rộng suối x chiều sâu dòng suối (độ dày lớp nước suối)

V_i = quãng đường/thời gian (độ dài đoạn suối khảo sát/thời gian)

Công việc khảo sát được thực hiện 3 ngày sau trận mưa lớn trên lưu vực suối Nà Rược và dòng chảy lúc này đã ổn định bình thường trở lại (sau 1-2 ngày đỉnh lũ sẽ hết).

Bảng 1. Kết quả tính toán lưu lượng trung bình 10 lần đo của dòng Nà Rược tại điểm Đ.2

Số lần đo:10	Chiều dài (m)	Chiều rộng (m)	Chiều sâu trung bình (m)	Thời gian chảy (s)	Vận tốc dòng chảy (m/s)	Diện tích tiết diện nước chảy qua (m ²)	Lưu lượng trung bình (m ³ /s)
T. bình	1,4	3,43	0,116	1,18	0,98	0,36	0,352 (352 l/s)

• *Khảo sát điểm thứ hai (Đ.4) và đo lưu lượng nước dòng Nà Rược cạnh vị trí đang xây dựng đập thủy nông):*

Điểm khảo sát này có tọa độ: 105o 08' 37,6224" và 23o 06' 29,0844"). Dòng chảy Nà Rược tại đây đã được nắn sang phía bờ phải, tránh công trình đập thủy nông đang xây dựng.

Cảm quan ban đầu: nước khá trong, chảy bình thường. Đây là điểm lý tưởng để đo lưu lượng vì có đáy bê tông bằng phẳng, dòng chảy ổn định, chiều rộng cũng ổn định. Tại điểm này, suối rộng 4,14 m, sâu trung bình 0,152 m. Khúc suối khảo sát đo lưu lượng dài 1,4 m.

Việc khảo sát được thực hiện 3 ngày sau trận mưa lớn tại điểm (Đ.4), trên dòng chảy suối Nà Rược. Lúc này dòng Nà Rược đã ổn định bình thường trở lại (Hình 2).

Bảng cách tính toán lưu lượng dòng suối tương tự như điểm Đ.2.

Bảng 2. Kết quả tính toán lưu lượng trung bình 10 lần đo của dòng Nà Rược tại điểm Đ.4:

Số lần đo:10	Chiều dài (m)	Chiều rộng (m)	Chiều sâu trung bình (m)	Thời gian chảy (s)	Vận tốc dòng chảy (m/s)	Diện tích tiết diện nước chảy qua (m ²)	Lưu lượng trung bình (m ³ /s)
T. bình	1,4	4,14	0,152	2,45	0,572	0,629	0,360 (360 l/s)

2.3. Tính toán lượng nước tiêu thụ cho sinh hoạt lấy từ hồ Nà Rược

2.3.1 Khả năng cấp nước cho 2.000 người dùng vào thời điểm hiện tại ở thị trấn huyện Yên Minh:

- Cấp nước vào mùa đông:
 - Lượng nước tiêu thụ 1 ngày: 2000 người x 60 l/ngày = 120.000 l/ngày (Trần Thị Việt Nga 2018; TCXDVN 33-2006).
 - Lượng nước tiêu thụ + thất thoát là ~ 132.000 l/ngày (132 m³/ngày, hay ~ 1,52 l/s).
 - Lượng nước tiêu thụ trong cả mùa đông là: 132 m³/ngày x 120 ngày = 15.840 m³
- Cấp nước vào mùa hè:
 - Lượng nước tiêu thụ 1 ngày: 2000 người x 100 l/ngày/người = 200.000 l/ngày (200 m³/ngày (Trần Thị Việt Nga 2018; TCXDVN 33-2006).
 - Lượng nước tiêu thụ + thất thoát là 220.000 l/ngày (220 m³/ngày, ~ 2,55 l/s).
 - Lượng nước tiêu thụ trong cả mùa hè là: 220 m³/ngày x 240 ngày = 52.800 m³

2.3.2 Khả năng cấp nước (mở rộng trong tương lai) cho 5000 người dùng ở thị trấn huyện Yên Minh:

- Cấp nước mùa đông:
 - Lượng nước tiêu thụ 1 ngày: 5000 người x 60 l/ngày = 300.000 l/ngày (Trần Thị Việt Nga 2018; TCXDVN 33-2006).
 - Lượng nước tiêu thụ + thất thoát là ~ 330.000 l/ngày (330 m³/ngày, hay ~ 3,8 l/s).
 - Lượng nước tiêu thụ trong cả mùa đông là: 330 m³/ngày x 120 ngày = 39.600 m³
- Cấp nước mùa hè:
 - Lượng nước tiêu thụ 1 ngày: 5000 người x 100 l/ngày/người = 500.000 l/ngày (500 m³/ngày) (Trần Thị Việt Nga 2018; TCXDVN 33-2006).
 - Lượng nước tiêu thụ + thất thoát là 550.000 l/ngày (550 m³/ngày, hay ~ 6,36 l/s).
 - Lượng nước tiêu thụ trong cả mùa hè là: 550 m³/ngày x 240 ngày = 132.000 m³

2.4. Tính toán lượng nước bổ cập về hồ Nà Rược vào mùa khô và mùa mưa

2.4.1 Tình hình số liệu khí tượng thủy văn vùng nghiên cứu

Số liệu chuỗi quan trắc Trạm khí tượng thủy văn đặt tại thị trấn huyện Yên Minh, so với số liệu Trạm đặt tại thành phố Hà Giang thì không được khả quan. Số liệu Trạm Yên Minh mới có từ 1990 (30 năm), trong khi tại Hà Giang đã gần 50 năm. Trong khoảng thời gian 30 năm đó, số liệu không được liên tục (có

khoảng vài năm số đo không được ghi nhận), có thể do điều kiện miền núi, mưa bão quá nhiều, trạm bị hư hỏng, không có kinh phí sửa chữa kịp thời... Tuy nhiên vẫn có thể xác định được lượng mưa trung bình vùng nghiên cứu vào mùa khô là 61 mm và mùa mưa là 289 mm.

2.4.2 Lượng nước bổ cập trung bình mùa khô về hồ Nà Rục

Xác định chính xác lượng nước tham gia dòng chảy mặt (còn lại sau khi bốc hơi và ngấm vào đất...) là vấn đề khó. Hiện nay chưa có công trình khoa học nào tiến hành tại vùng nghiên cứu. Sau khi tham khảo vấn đề này tại một số vùng tương tự, có thể xác định tương đối rằng lượng dòng mặt bằng khoảng từ 20 - 30% lượng mưa trung bình mùa khô nhiều năm (tức khoảng 15 mm tại vùng thị trấn Yên Minh).

Lượng nước bổ cập mùa khô trên diện tích lưu vực suối Nà Rục sẽ là:

V_{bc khô} = Lượng nước tham gia dòng chảy mặt x Diện tích lưu vực (trong đó V_{bc khô} là lượng nước bổ cập mùa khô). Thay số: V_{bc khô} = 0,015 m . 10,8 . 10⁶ m² = 162.000 m³

2.4.3 Lượng nước bổ cập trung bình mùa mưa về hồ Nà Rục

Từ chuỗi số liệu Trạm Yên Minh, xác định lượng nước tham gia dòng chảy mặt mùa mưa là 100 mm.

Tương tự như mùa khô, lượng nước bổ cập trung bình mùa mưa về hồ Nà Rục là:

$$V_{bc \text{ mưa}} = 0,1 \text{ m} \times 10,8 \cdot 10^6 \text{ m}^2 = 1.080.000 \text{ m}^3$$

2.5. Nhu cầu dùng nước từ hồ chứa Nà Rục

Lượng nước giành cho nông nghiệp:

Theo tính toán của dự án (Báo cáo khí tượng thủy văn - thủy nông - Công trình thủy nông Nà Rục) nước dùng cho nông nghiệp là: Q _{tưới} = 0,06 m³/s.

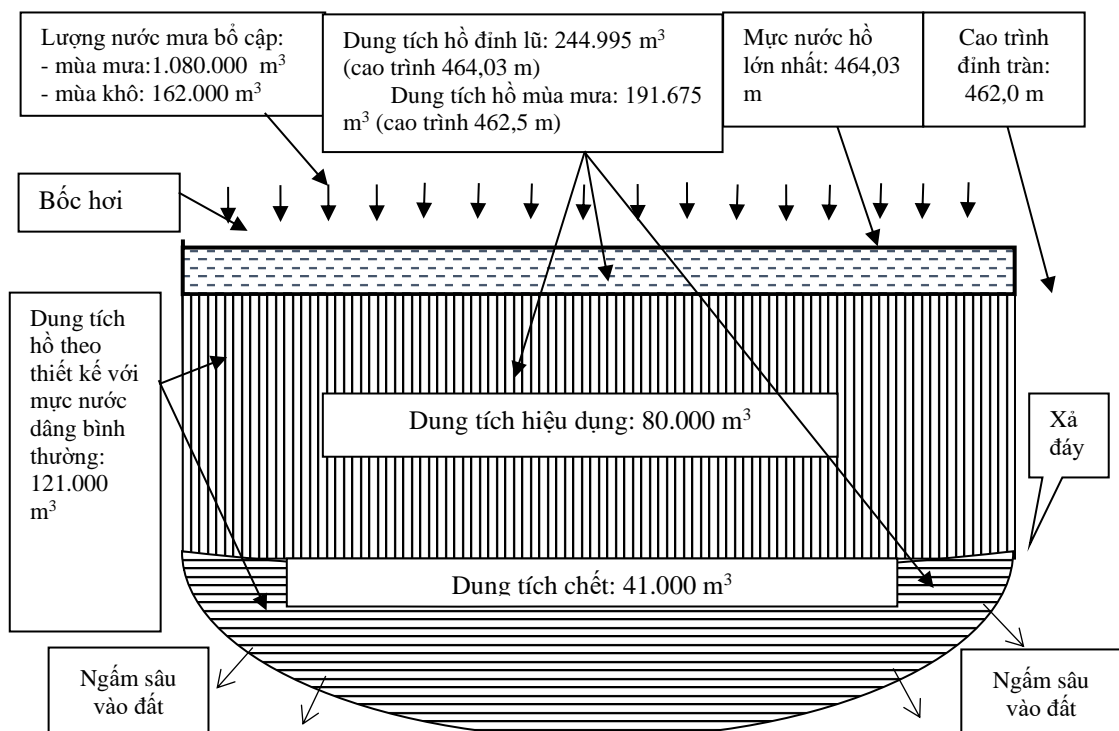
Lượng nước giành cho sinh hoạt hiện nay cho 2.000 người dùng thị trấn Yên Minh:

$$Q_{sh \text{ năm}} (\text{hiện nay}) = Q_{sh \text{ mùa khô}} + Q_{sh \text{ mùa mưa}} \approx 0,0035 \text{ m}^3/\text{s}$$

Nhu cầu nước cho dòng chảy tối thiểu môi trường:

Theo (QCVN 04-05-2011/BNNT) khi xây dựng hồ chứa phải đảm bảo trả về hạ lưu lưu lượng và chế độ dòng chảy phù hợp với yêu cầu bảo vệ môi trường trong mọi trường hợp. Theo (Báo cáo khí tượng thủy văn - thủy nông - Công trình thủy nông Nà Rục), thì Q_{xả MT} = 0,037 m³/s = 3/4 Q_{yêu cầu}, vì cách đập thủy nông về phía hạ lưu khoảng 500 m, còn có con suối khác đổ vào bổ sung nước cho suối Nà Rục.

Chu trình nước bổ cập vào hồ và tiêu thoát từ hồ Nà Rục:



Hình3. Mô phỏng lượng nước bổ cập và tiêu thoát từ hồ chứa Nà Rục

2.6. Chất lượng nước suối Nà Rục

Mẫu nước suối Nà Rục được lấy đại diện vào mùa mưa và mùa khô và được phân tích tại Phòng thí nghiệm thuộc Viện Kỹ thuật và Công nghệ Môi trường (có Chứng chỉ công nhận VILAS 995 và Chứng

nhận VIMCERTS 112). Kết quả cho thấy mẫu nước Nà Rược có dấu hiệu ô nhiễm nhẹ (so với cột A1 của QCVN 08-MT:2015/BTNMT), một số thông số như: Tổng chất rắn lơ lửng, BOD5, COD, sắt cũng như Coliform và E.coli vượt từ 1,5 đến 1,8 lần). Cần phải có hình thức xử lý phù hợp nhằm đạt được QCVN 01-1:2018/BYT, trước khi đưa tới tay người tiêu dùng.

Nguyên nhân ô nhiễm: Trên lưu vực suối Nà Rược ghi nhận hiện tượng rừng bị phá, khiến mưa xuống gây rửa trôi đất mặt, cuối cùng làm tăng chất rắn lơ lửng trong nước. Nước thải chăn nuôi các hộ dân trong vùng, cũng như cây cối, lá rừng cuốn trôi xuống nước suối có thể làm tăng thông số BOD5, COD. Một vài điểm đào thăm dò quặng sắt bất hợp pháp (đã bỏ từ lâu) có thể làm tăng hàm lượng sắt trong nước suối Nà Rược.

2.7. Đề xuất giải pháp bảo vệ nguồn nước suối Nà Rược

Để đảm bảo khai thác sử dụng nguồn nước suối Nà Rược bền vững, những đề xuất được đưa ra là:

Không chặt phá rừng trong phạm vi lưu vực Nà Rược

Không san gạt mở đường gần suối gây thu hẹp lòng suối. Đất đá đổ xuống dòng suối dễ làm chất lượng nước suối bị biến đổi theo chiều hướng xấu do lượng chất lơ lửng trong nước gia tăng.

Nước thải chăn nuôi lợn tập trung (hộ gia đình có từ hơn 10 con trở lên) trong vùng cần được xử lý bằng hầm biogas, trước khi xả thải ra môi trường.

Tập tục chăn thả rông của đồng bào miền núi như trâu bò... cần được dần được khắc phục, quản lý.

Tiến hành lập hồ đào thăm dò quặng trong phạm vi lưu vực

3. Kết luận, kiến nghị, thảo luận

3.1 Kết luận

Kết quả đo và tính toán chỉ ra lưu lượng dòng suối Nà Rược vào ngày bình thường trong mùa mưa là 0,360 m³/s (360 l/s), lớn hơn 3 lần lưu lượng nước lớn nhất qua cống lấy nước cho cả 3 mục tiêu là: sinh hoạt, nông nghiệp và duy trì dòng chảy môi trường tối thiểu ở phần hạ lưu đập, Q 3 mục tiêu = 0,1m³/s (~100 l/s).

Lưu lượng nước suối Nà Rược hoàn toàn đáp ứng đầy đủ lượng nước dùng cho sinh hoạt (kể cả mở rộng cho 5.000 người dùng) thị trấn Yên minh ngay cả vào mùa khô (đương nhiên là mùa mưa là quá đủ).

Lưu lượng nước cấp cho sinh hoạt của 2.000 dân thị trấn Yên Minh hiện nay vào mùa hè là 2,55 l/s, nếu tỉ lệ thất thoát là 10 %, còn tương tự vào mùa đông sẽ là: 1,52 l/s.

Tương tự, lưu lượng nước cấp cho sinh hoạt trong trường hợp mở rộng phục vụ 5.000 dân thị trấn Yên Minh vào mùa hè sẽ là 6,36 l/s, còn vào mùa đông là: 3,8 l/s.

Tỉ lệ lượng nước cấp sinh hoạt hiện nay cho 2.000 dân vào mùa hè chiếm ~ 0,71% lưu lượng nước suối Nà Rược vào mùa mưa, tương tự nếu mở rộng cấp cho 5.000 dân vào mùa hè, tỉ lệ này sẽ chiếm ~ 1,7 % lưu lượng nước suối Nà Rược (mùa mưa).

Nước suối Nà Rược có dấu hiệu ô nhiễm nhẹ so với cột A1 của QCVN 08-MT:2015/BTNMT, một số thông số như: Tổng chất rắn lơ lửng, BOD5, COD, sắt cũng như Coliform và E.coli vượt từ 1,5 đến 1,8 lần.

Những biện pháp bảo vệ bền vững nguồn nước suối Nà Rược là nghiêm cấm chặt đốn cây rừng trong phạm vi lưu vực, không mở đường san gạt gây thu hẹp dòng chảy Nà Rược, xử lý nước thải chăn nuôi bằng hầm biogas trước khi thải ra môi trường, khắc phục dần tập tục nuôi thả rông trâu bò... cũng như tiến hành lấp các hồ đào thăm dò quặng trên lưu vực nghiên cứu.

3.2 Kiến nghị, thảo luận

- Cần giảm thiểu tỉ lệ thất thoát lượng nước cấp hiện nay từ 20% xuống tỉ lệ thất thoát hợp lý hơn còn 10-12%.

- Khi mùa khô đến, lưu lượng suối Nà Rược giảm xuống 7 lần, tức là khoảng 50 l/s, thì lúc đó nếu muốn giữ nguyên lưu lượng cấp cho sinh hoạt là 1,52 l/s như hiện nay (2.000 người dùng), còn trong trường hợp mở rộng cho 5.000 người dùng, lưu lượng sẽ phải lên tới 3,8 l/s. Đến lúc đó ắt phải điều tiết giảm lượng nước cấp cho nông nghiệp và lượng nước cho duy trì dòng chảy môi trường (theo dự tính của (Báo cáo khí tượng thủy văn - thủy nông - Công trình thủy nông Nà Rược), lưu lượng cho nông nghiệp: 60 l/s, còn lưu lượng để duy trì dòng chảy tối thiểu là 37 l/s).

Lời cảm ơn

Tập thể tác giả xin cảm ơn Ban chủ nhiệm Đề tài cấp Quốc gia: "Nghiên cứu ứng dụng công nghệ màng lọc kết hợp với vật liệu lọc đa năng để xử lý nước suối vùng biên giới Tây Bắc cấp nước cho sinh hoạt", mã số: KHCN-TB.15C/13-18, thuộc Chương trình Khoa học và Công nghệ trọng điểm cấp Nhà nước giai đoạn 2013 - 2018 "Khoa học và Công nghệ phục vụ phát triển bền vững vùng Tây Bắc". Mã số KHCN - TB /13-18), đã tài trợ kinh phí cho bài báo này.

Tài liệu tham khảo

Báo cáo hàng năm của Trạm cấp nước sạch huyện Yên Minh - tỉnh Hà Giang.
Trần Thị Việt Nga 2018, “Phương pháp tổng hợp xác định nhu cầu tiêu thụ nước sinh hoạt ở hộ gia đình”. T/c Môi trường và đô thị, số 1+3 (114 + 115)/2018 (pp. 36-41).
QCVN 04-05-2011/BNNPTNT
Tập III: Báo cáo khí tượng thủy văn - thủy nông - Công trình thủy nông Nà Rượu.
TCXDVN 33-2006.

ABSTRACT

Assessment of stream water ability for water supply in Yen Minh town, Ha Giang province

Dang Xuan Thuong¹, Nguyen Phu Duyen¹, Dao Quang Linh¹, Nguyen Mai Hoa²,
Pham Quang Tung³, Nguyen Van Cuong⁴, Nguyen Hong Quang¹

¹*Institute of Technique and Enviromental Technology*

²*Hanoi university of Mining and Geology*

³*Dong Do University,*

⁴*Công ty CP ứng dụng công nghệ Tài nguyên và Môi trường tỉnh Lai Châu*

Project "Research on application of membrane technology combined with multi-purpose filter materials for treatment of stream water in the North West border for water supply for living", code KHCN-TB.15C/13-18, under the State-level Program for Science and Technology for the period of 2013 - 2018 "Science and Technology for Sustainable Development in the Northwest". Science and Technology Code (TB/13-18) is being implemented in Yen Minh district (Ha Giang province). Accordingly, the system of UF ultrafiltration equipment combined with multi-purpose filter materials was repeatedly placed at the fresh water supply station of Yen Minh district to treat Na Ruoc stream water as daily life water for users of Yen Minh town. The results show that Na Ruoc stream flows on normal day during this rainy season is 360 l/s, which is more than 3 times higher than the maximum water volume through the water intake for all 3 objectives: domestics, agriculture and maintaining the minimum environmental flow in downstream of the dam. The calculated results show that the flow of water supplied to 2,000 inhabitants of Yen Minh town is 2.55 l/s in summer, in winter will be: 1.52 l/s. Similarly, the flow of water supply for living for 5,000 people in the town of Yen Minh in summer will be 6.36 l/s, in winter: 3.8 l/s. Rate of water supply the current activity for 2,000 people in the summer occupies ~ 0.71% Na Ruoc stream flow in the rainy season, similar to the 5,000 people in the summer, this ratio will account for ~ 1.7% flow of Na Ruoc stream water (rainy season). At the same time, two recommendations were made to reduce the rate of water loss from 20-25% to 10-12% and when dry season, if the flow of Na Ruoc stream decreased 7 times compared with the rainy season, If we want to keep the current flow of 1.52 l / s (2.000 users), we must adjust the amount of water supplied to agriculture and water to maintain the flow of the environment, that is to share and save resources Na Ruoc stream water source.

Na Ruoc stream water showed signs of slight pollution in some parameters such as Total suspended solids, BOD5, COD, iron and microorganisms (compare with column A1 of QCVN 08-MT: 2015 / BTNMT). At the same time, the article also pointed out the cause of pollution of Na Ruoc stream water, as well as proposed a series of measures to protect sustainable water sources. The authors should give the purpose and scope of research; applied methods and the main results achieved.

Keywords: Na Ruoc; uf (ultrafiltration); multi-purpose filter materials; flow.

KHOA HỌC TRÁI ĐẤT VÀ TÀI NGUYÊN VỚI PHÁT TRIỂN BỀN VỮNG



ISBN 978-604762277-1



9 786047 622771