



Tạp chí
ĐỊA KỸ THUẬT
Geotechnical Journal

PHÓ TỔNG BIÊN TẬP
PGS.TS. ĐOÀN THỂ TƯỜNG

HỘI ĐỒNG BIÊN TẬP

PGS.TS. PHÙNG MẠNH ĐẮC
PGS.TS. HOÀNG VIỆT HÙNG
PGS.TS. PHẠM QUANG HƯNG
PGS.TS. NGUYỄN BÁ KẾ
TS. PHÙNG ĐỨC LONG
GS. NGUYỄN CÔNG MẪN
PGS.TS. NGUYỄN ĐỨC MẠNH
PGS.TS. NGUYỄN SỸ NGỌC
PGS.TS. VÕ PHÁN
PGS.TS. NGUYỄN HUY PHƯƠNG
GS.TS. TRẦN THỊ THANH
PGS.TS. VƯƠNG VĂN THÀNH
TS. LÊ THIẾT TRUNG
GS.TS. ĐỖ NHƯ TRÁNG
PGS.TS. TRẦN THƯƠNG BÌNH
TS. NGUYỄN TRƯỜNG HUY
PGS.TS. ĐẬU VĂN NGỌ
PGS.TS. TẠ ĐỨC THỊNH

Giấy phép xuất bản số 1358/GPXB -
Ngày 8-6-1996, Bộ Văn hóa - Thông tin
Cơ quan xuất bản: Viện Địa Kỹ thuật
(Liên hiệp các Hội KH&KT Việt Nam)
152 Lê Duẩn - Đống Đa - Hà Nội
Tel: 024. 22141917.
Email: tapchidkt@yahoo.com.vn;
viendkt@vusta.vn
Website: www.vgi-vn.vn
Xuất bản 3 tháng 1 kỳ
Nộp lưu chiểu: tháng Chín 2022

Tạp chí ĐỊA KỸ THUẬT

ISSN - 0868 - 279X
NĂM THỨ 26
SỐ 3 NĂM 2022

MỤC LỤC

ĐỖ NGỌC THÁI; NGÔ DOÃN HÀO; NGUYỄN THẾ MỘC CHÂN: Nghiên cứu ảnh hưởng của đường hầm đến kết cấu móng bê cọc của tòa nhà lân cận 3

VÕ VĂN ĐÁU, VÕ PHÁN, TRẦN VĂN TUẤN: Thiết lập mô hình vật lý xác định sự phân bố tải trọng dọc trục của cọc trong hệ móng bê cọc 14

NGUYỄN VĂN VI, NGUYỄN VĂN BIÊN, ĐỖ VĂN THÁI: Nghiên cứu lựa chọn cao trình gắn neo hợp lý để nâng cao hiệu quả kinh tế - kỹ thuật của kết cấu tường cừ một neo 22

BÙI TRƯỜNG SƠN: Hiệu chỉnh giá trị chuyển vị ngang tường vây đo đạc bằng Inclinometer 29

ĐỖ MINH NGỌC, HOÀNG NGỌC PHONG, ĐỖ MINH TÍNH: Nghiên cứu các tham số ảnh hưởng đến bố trí hợp lý hệ đỉnh đất ổn định công trình mái dốc 36

NGUYỄN TUẤN PHƯƠNG: Nghiên cứu ứng xử của hệ cọc bê tông cốt thép kết hợp với vải địa kỹ thuật trong giải pháp xử lý nền đất yếu 49

ĐỖ NGỌC THÁI, NGÔ DOÃN HÀO, ĐỖ NGỌC ANH, PHẠM VĂN VĨ: Phương pháp tính toán tác dụng tải trọng động đất lên kết cấu chống giữ đường hầm 58

NGUYỄN TRUNG KIÊN, DƯƠNG VĂN BÌNH, VY THỊ HỒNG LIÊN: Ứng dụng một số phương pháp thống kê hai biến phục vụ đánh giá nguy cơ trượt lở đất khu vực thị xã Sapa, tỉnh Lào Cai 67

NGÔ DOÃN HÀO, HUỖNH KHÁNH THÀNH: Nghiên cứu sử dụng tro bay chế tạo bê tông trong thi công hầm chui nút giao thông Mỹ Thủy - Thành phố Hồ Chí Minh 77

DƯƠNG VĂN VIỆN, BÙI VĂN TRƯỜNG, NGUYỄN VĂN ĐỖ: Phân tích ứng dụng cọc khoan nhồi giữ ổn định mái đê, kè trên nền đất yếu 87

CHU TUẤN VŨ: Một số kết quả nghiên cứu sử dụng cọc ống khi xây dựng móng nhà liền kề trong vùng xây chen 94

DEPUTY EDITORS-IN-CHIEF
Assoc. Prof., Dr. DOAN THE TUONG

EDITORIAL BOARD

Assoc. Prof. Dr. PHUNG MANH DAC
Assoc. Prof., Dr. HOANG VIET HUNG
Assoc. Prof., Dr. PHAM QUANG HUNG
Assoc. Prof., Dr. NGUYEN BA KE
Dr. PHUNG DUC LONG
Prof. NGUYEN CONG MAN
Assoc. Prof. Dr. NGUYEN DUC MANH
Assoc. Prof., Dr. NGUYEN SY NGOC
Assoc. Prof., Dr. VO PHAN
Assoc. Prof., Dr. NGUYEN HUY PHUONG
Prof., Dr. TRAN THI THANH
Assoc. Prof., Dr. VUONG VAN THANH
Dr. LE THIET TRUNG
Prof., Dr. DO NHU TRANG
Assoc. Dr. TRAN THUONG BINH
Dr. NGUYEN TRUONG HUY
Assoc. Prof., Dr. DAU VAN NGO
Assoc. Prof., Dr. TA DUC THINH

Printing licence No 1358/GPXB
dated 8 June 1996 by the Minister of Culture and
Information
Published by the Vietnam Geotechnical Institute
(Vietnam Union of Science and
Technology Associations)
Add: 152 Le Duan, Dong Da, Hanoi
Tel: 024.22141917.
Email: tapchidkt@yahoo.com.vn;
viendkt@vusta.vn
Website: www.vgi-vn.vn
Copyright deposit: September 2022

VIETNAM GEOTECHNIAL JOURNAL

ISSN - 0868 - 279X
VOLUME 26
NUMBER 3 - 2022

CONTENTS

DO NGOC THAI; NGO DOAN HAO; NGUYEN THE MOC CHAN: Study on the influence of the tunnel construction on piled raft foundations of the adjacent building	3
VO VAN DAU, VO PHAN, TRAN VAN TUAN: Physical model establishment for determining the axial load distribution on piles in pile raft foundation	14
NGUYEN VAN VI, NGUYEN VAN BIEN, DO VAN THAI: Study and select a reasonable anchorage level to improve the economic - Technical efficiency of one-anchor pile wall structures	22
BUI TRUONG SON: Adjustment of horizontal displacement value of diaphragm wall measured with inclinometer	29
DO MINH NGOC, HOANG NGOC PHONG, DO MINH TINH: Soil nailing technology is currently being applied quite widely in stabilizing slopes	36
NGUYEN TUAN PHUONG: Study on responses of concrete pile - geotextil systems in the soft ground treatment	49
DO NGOC THAI, NGO DOAN HAO, DO NGOC ANH, PHAM VAN VI: The methods of calculation of earthquake induced on tunnel linings	58
NGUYEN TRUNG KIEN, DUONG VAN BINH, VY THI HONG LIEN: Some bivariable statistical methods for evaluating landslide risks in Sapa town, Lao Cai province	67
NGO DOAN HAO, HUYNH KHANH THANH: Research on the application of fly ash to create concrete lining at My Thuy-Ho Chi Minh city traffic intersection	77
DUONG VAN VIEN, BUI VAN TRUONG, NGUYEN VAN DO: Bored pile group application to protect for dikes and embankments on the soft soil	87
CHU TUAN VU: Some research results on use of pipe piles to build the Foundation of adjacent houses in different houses been building not same times	94

PHƯƠNG PHÁP TÍNH TOÁN TÁC DỤNG TẢI TRỌNG ĐỘNG ĐẤT LÊN KẾT CẤU CHỐNG GIỮ ĐƯỜNG HẦM

Đỗ Ngọc Thái, Ngô Doãn Hào, Đỗ Ngọc Anh, Phạm Văn Vĩ – Trường Đại học Mỏ-Địa chất

Summary

The methods of calculation of earthquake induced on tunnel linings

Underground structures and tunnels are crucial components of the build environment and transportation networks. Considering their importance for life save and economy, appropriate seismic design is of prior significance. Major seismic events have shown that tunnels in cohesionless soils may suffer extensive seismic damage. Hence, a careful consideration of the effects of earthquake loadings on the analysis, design, construction, operation and risk assessment of tunnels is of great importance. This paper presents method to calculate the effect of earthquake loads on tunnels. For most tunnels, the contact condition between the tunnel lining and the surrounding soil is full-slip and no-slip. During the design process, to calculate the internal force and stress in the tunnel lining, it is necessary to calculate both cases and the case with larger results to ensure higher safety should be used in the design.

1. Đặt vấn đề

Ở Việt Nam số lượng các công trình ngầm được xây dựng là rất lớn, đặc biệt là các đường hầm giao thông, đường hầm dẫn nước của nhà máy thủy điện hay các đường lò khai thác khoáng sản có ích, trong những năm gần đây tại các thành phố lớn như thủ đô Hà Nội và thành phố Hồ Chí Minh đang triển khai dự án xây dựng các tuyến đường hầm tàu điện ngầm để đáp ứng nhu cầu giao thông công cộng của thành phố. Trong thời gian tồn tại các đường hầm có thể chịu tác dụng của nhiều loại hình tải trọng khác nhau từ bên trong đường hầm hoặc từ môi trường khối đất xung quanh, trong đó có tải trọng gây ra do động đất. Theo sơ đồ phân vùng động đất lãnh thổ Việt nam thì nhiều khu vực có khả năng xảy ra động đất, thậm chí một số vùng thuộc khu vực phía Bắc có khả năng động đất cấp VIII ($6,0 \div 6,8$ độ richter). Năm 1983, Hà Nội bị ảnh hưởng của dư chấn động đất cường độ $4 \div 5$ độ richter. Thành phố Hồ Chí Minh và các tỉnh phía Nam, từ năm 2005 đến nay đã xảy ra hàng loạt trận động đất. So với công trình xây dựng trên mặt đất, do đặc tính làm việc tương tác đồng thời với môi trường khối đất đá xung quanh nên công trình ngầm có khả năng chống chịu tải trọng động đất tốt hơn. Tuy nhiên trong thực tế có nhiều sự cố phá hủy công trình ngầm do động đất đã được ghi nhận trên thế giới, ví dụ trận động đất ở Kobe, Nhật Bản năm 1995; Chi Chi, Đài Loan năm 1999; Bolu, Thổ Nhĩ Kỳ năm 1999; Baladeh, Iran năm 2004; gần đây là Sichuan, Trung Quốc năm 2008; ... cho thấy sự cần thiết phải đánh giá khả năng mất ổn định của công trình ngầm trong điều kiện chịu tác dụng của tải trọng động đất.

Bài báo nghiên cứu phương pháp tính toán tác dụng tải trọng động đất lên kết cấu chống giữ vỏ hầm trong điều kiện xuất hiện trượt toàn phần giữa mặt tiếp xúc kết cấu chống vỏ hầm với khối đất xung quanh (full-slip) và điều kiện không trượt giữa mặt tiếp xúc kết cấu chống vỏ hầm với khối đất xung quanh (no-slip), kết quả nghiên cứu làm cơ sở khoa học để đánh giá ảnh hưởng của tải trọng động đất đến kết cấu chống giữ đường hầm để nâng cao chất lượng xây dựng, độ an toàn của các đường hầm.

2. Một số sự cố phá hủy công trình ngầm do tác dụng của tải trọng động đất

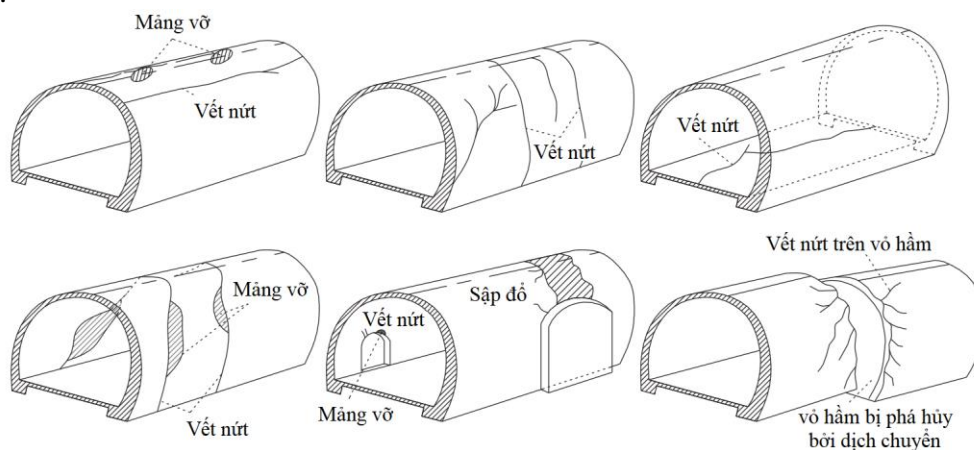
Ở Việt Nam, một số vùng thuộc khu vực phía Bắc có khả năng xảy ra động đất mạnh cấp VIII ($6,0 \div 6,8$ độ richter) tương ứng với gia tốc nền từ $0,12g$ đến $0,24g$ trong đó g là gia tốc trọng trường, phần lãnh thổ Việt Nam còn lại có thể xảy ra động đất yếu và rất yếu. Từ năm 1900 đến 2006 đã ghi nhận được 115 trận động đất từ cấp IV \div V ($4,5 \div 4,9$ độ richter) ở khắp các vùng lãnh thổ nước ta, 17 trận động đất cấp VI \div VII ($5,0 \div 5,9$ độ richter) và một số trận động đất mạnh cấp VIII như ở Điện Biên Phủ năm 1935 ($6,8$ độ richter), ở Tuần Giáo - Lai Châu năm 1983 ($6,7$ độ richter). Trận động đất Điện Biên Phủ ngày 19/2/2001 mạnh $5,3$ độ richter xảy ra ở vùng núi Nam Oun (thuộc Lào), cách thành phố Điện Biên khoảng 15 km về phía Tây, với độ sâu 12

km, cường độ chấn động ở vùng tâm chấn đạt tới cấp VII ÷ VIII. Trận động đất này tuy không gây thiệt hại về người nhưng đã làm hư hỏng một số nhà và công trình ở thành phố Điện Biên [1].

Trên thế giới đã có các báo cáo, tổng hợp những thiệt hại, phá hủy công trình ngầm do tác dụng của tải trọng động đất gây ra từ những năm 1970. Sự cố phá hủy ga tàu điện ngầm Daikai ở Kobe, Nhật Bản trong trận động đất Hyogoken-Nambu năm 1995 cho thấy các đường hầm có thể bị phá hủy bởi tác dụng tải trọng động đất [2], [6], [7]. Từ sau sự cố phá hủy ga tàu điện ngầm Daikai ở Kobe, Nhật Bản; sự cố sập hầm Bolu ở Thổ Nhĩ Kỳ trong trận động đất Düzce năm 1999 cũng như sự hư hỏng của đường hầm Longxi ở Trung Quốc trong trận Vân Xuyên năm 2008 thì công tác thiết kế, thi công kháng chấn đối với đường hầm đã được chú trọng hơn và các dữ liệu hiện trường được ghi chép lại làm cơ sở phục vụ cho công thiết kế kháng chấn.

Các kết quả được ghi chép từ hiện trường trong các trận động đất là rất hữu ích, vì chúng cung cấp những thông số chấn động rất quan trọng về ứng xử thực tế của các đường hầm khi chịu tác dụng của tải trọng động đất, những thông số chấn động đó khó được thực hiện trong phòng thí nghiệm. Trên thực tế, các thử nghiệm lý tâm trong các mô hình vật lý chỉ có thể áp đặt chấn động lên lớp đất ở cấp độ chấn động nhỏ và còn có những hạn chế trong việc mô hình hóa là các chi tiết của mặt cắt ngang, các thành phần liên kết của kết cấu chống giữ đường hầm như khớp nối giữa các phân đoạn vỏ hầm và việc mô phỏng chính xác các quá trình xây dựng. Thêm một hạn chế nữa là vật liệu được sử dụng trong mô hình của lớp vỏ chống đường hầm thường là nhôm, trong thực tế xây dựng là vỏ chống bằng bê tông cốt thép do đó kết quả tương tác trong các thử nghiệm lý tâm trên các mô hình vật lý cũng tiềm tàng những sai khác so với thực tế. Tuy nhiên, dữ liệu thu được từ các thử nghiệm cũng rất là hữu ích và chúng đã được sử dụng để phát triển và hiệu chỉnh các mô hình số cho phân tích địa chấn của đường hầm. Trong thử nghiệm bàn lắc có thể thực hiện một thử nghiệm để thay thế hoặc bổ sung cho các thử nghiệm lý tâm vì chúng cho phép tạo ra các thử nghiệm có cường độ chấn động lớn hơn và sử dụng các vật liệu thực tế hơn cho vỏ hầm.

Trong trận động đất Chi-Chi năm 1999 ở Đài Loan, một số lượng lớn các đường hầm được xây dựng trên núi đã bị hư hỏng ở các mức độ khác nhau [6]. Đặc biệt, 26% trong số 50 đường hầm nằm trong phạm vi cách tâm chấn một khoảng cách 25 km đã bị hư hỏng nghiêm trọng, trong khi hơn 20% đường hầm bị hư hỏng ở mức độ vừa phải. Các loại hư hỏng khác nhau đã được ghi chép lại, bao gồm: tạo ra vết nứt, mảng vỡ trên lớp vỏ chống đường hầm, hư hỏng cửa hầm, vỏ hầm bị thấm nước, cốt thép vỏ hầm bị vênh và lộ ra, lớp vỏ hầm bị dịch chuyển như được thể hiện trên hình 1.

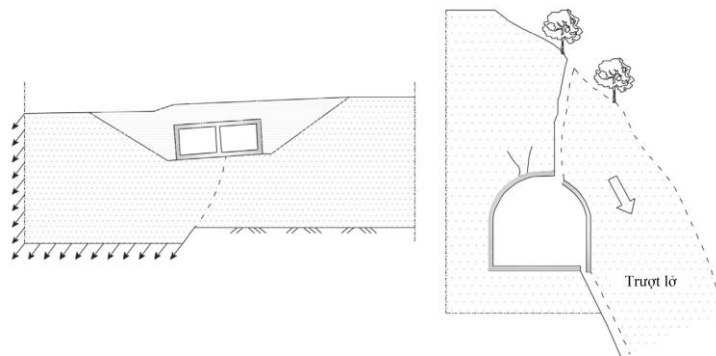


Hình 1. Các dạng phá hủy điển hình của đường hầm được báo cáo trong trận động đất Chi-Chi năm 1999 ở Đài Loan [6]

Các thiệt hại nghiêm trọng đã được quan sát thấy khi đường hầm được xây dựng ở gần với các sườn mặt dốc hoặc tại các cửa hầm, hiện tượng sụp đổ lớp vỏ hầm do trượt mái dốc, nứt vỡ trên mặt đường giao thông và trượt lớp vỏ chống đường hầm như hình 2.

Các đường hầm được xây dựng ở vị trí sâu hơn thì vận hành tốt hơn có thiệt hại về động đất là không đáng kể. Kết quả ghi nhận tại hiện trường cho thấy các thông số địa chấn sau đây là

quan trọng có ảnh hưởng đến độ ổn định của các đường hầm trên núi: cường độ động đất, độ sâu và khoảng cách tâm chấn của nguồn địa chấn, đặc tính hình học của lớp vỏ hầm, độ sâu xây dựng đường hầm và sự thay đổi đột ngột của hình dạng tiết diện ngang đường hầm.

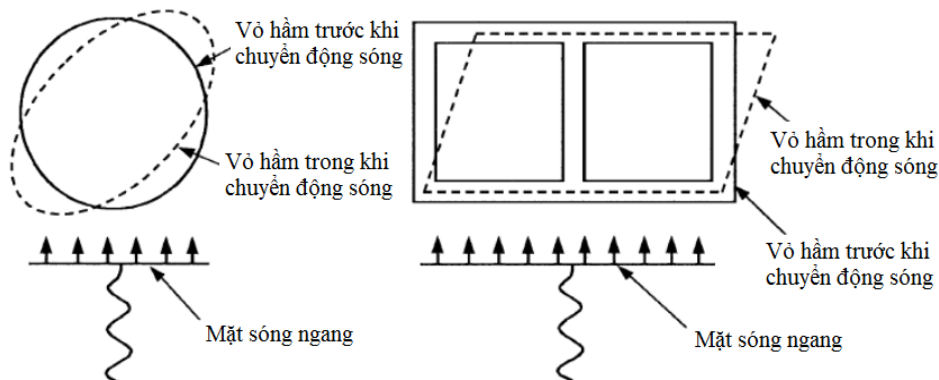


Hình 2. Ảnh hưởng của tác dụng động đất đến đường hầm [6]

3. Phương pháp tính toán tác dụng tải trọng động đất lên kết cấu chống giữ đường hầm

Wang (1993) là phương pháp giải tích đầu tiên tính toán nội lực của kết cấu chống giữ đường hầm ở hai điều kiện: điều kiện trượt toàn phần giữa mặt tiếp xúc kết cấu chống vỏ hầm với khối đất xung quanh (full-slip); điều kiện không trượt giữa mặt tiếp xúc kết cấu chống vỏ hầm với khối đất xung quanh (no-slip) khi đường hầm chịu tác động động đất.

Penzien và Wu (1998) đã trình bày phương pháp giải tích để xác định lực dọc, lực cắt và mômen uốn trong vỏ hầm do tác dụng tải trọng động đất. Sau đó, Penzien (2000) đã hoàn thiện phương pháp tính toán, xác định nội lực trong vỏ hầm đối với các đường hầm có tiết diện ngang hình chữ nhật và hình tròn khi chịu tác dụng bởi tải trọng động đất. Hashash và cộng sự (2001) đã phân tích và tính toán tải trọng động đất tác dụng lên đường hầm, tập trung đặc biệt vào ảnh hưởng của cường độ chấn động từ các trận động đất ở nước Mỹ bằng phương pháp giải tích của Wang (1993) và Penzien (2000). Phương pháp giải tích của Wang (1993) và Penzien (2000) được áp dụng rộng rãi trong tính toán, thiết kế kết cấu chống giữ đường hầm chịu tải trọng động đất [3].



Hình 3. Vỏ đường hầm bị biến dạng khi sóng động đất tác dụng vuông góc trục hầm [7]

Động đất tạo ra sóng lan truyền trong môi trường khối đất và tác dụng lên đường hầm, các biến dạng trượt của đất xuất hiện do lan truyền sóng cắt là ảnh hưởng tác động chủ yếu của tải trọng động đất gây ra. Các tác động này làm biến dạng mặt cắt ngang đường hầm dạng tròn thành hình oval, làm biến dạng mặt cắt ngang đường hầm dạng hình chữ nhật thành hình bình hành và chuyển vị dọc trục thì đường hầm bị dãn nở hoặc bị uốn. Biến dạng lớn nhất của các dạng trên được tạo nên do sóng lan truyền theo phương vuông góc trục hầm, còn biến dạng dọc và uốn được hình thành bởi sóng dọc lan truyền dọc trục hầm. Vỏ đường hầm bị biến dạng khi sóng động đất tác dụng vuông góc trục hầm được thể hiện trên hình 3.

3.1. Phương pháp của Wang (1993)

Sơ đồ tính nội lực trong vỏ hầm được xét cho 1 phần tử vỏ hầm khi sóng động đất tác dụng vuông góc trục hầm được thể hiện trên hình 4. Để xác định độ cứng tương đối giữa vỏ hầm

và môi trường khối đất xung quanh, ta sử dụng hai hệ số truyền ứng suất khi chịu nén C và khi chịu uốn F.

Ta có:

$$C = \frac{E_m(1-\nu_1^2)r}{E_1 t(1+\nu_m)(1-2\nu_m)}, \quad (1)$$

$$F = \frac{E_m(1-\nu_1^2)r^3}{6E_1 I_1(1+\nu_m)}, \quad (2)$$

trong đó:

E_m – Mô đun đàn hồi của lớp đất, kPa.

ν_m – hệ số poisson của lớp đất.

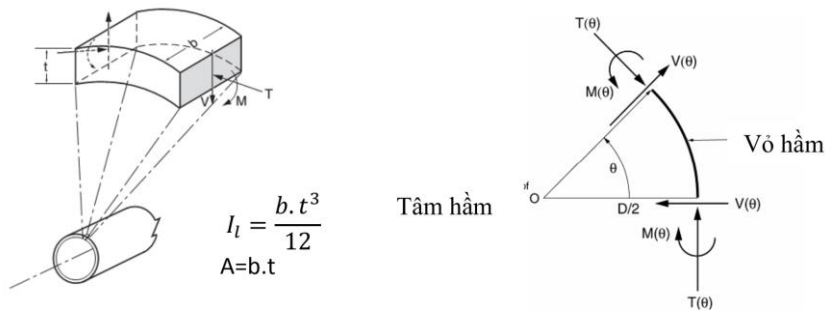
E_1 – mô đun đàn hồi của vỏ hầm, kPa.

ν_1 – hệ số poisson của vỏ hầm.

r – bán kính đường hầm, m.

t – chiều dày lớp vỏ hầm, m.

I_1 – mô men quán tính của vỏ hầm.



Hình 4. Nội lực trong vỏ hầm, xét cho 1 phần tử khi sóng động đất tác dụng vuông góc trục hầm [7]

Theo Wang (1993), bằng phương pháp giải tích xác định được các nội lực vỏ hầm như mô men uốn cực đại M_{\max} , lực nén cực đại vỏ hầm T_{\max} như sau:

- Trong điều kiện xuất hiện sự trượt toàn phần giữa mặt tiếp xúc kết cấu chống vỏ hầm với khối đất xung quanh, (full-slip):

$$M_{\max} = \pm \frac{1}{6} K_1 \frac{E_m}{(1+\nu_m)} r^2 g_{\max}, \quad (3)$$

$$T_{\max} = \pm \frac{1}{6} K_1 \frac{E_m}{(1+\nu_m)} r g_{\max}, \quad (4)$$

trong đó:

K_1 – hệ số truyền ứng suất lên vỏ hầm, $K_1 = \pm \frac{12(1-\nu_m)}{2F+5-6\nu_m}$,

r – bán kính đường hầm, m.

g_{\max} – biến dạng trượt cực đại, $g_{\max} = \frac{V_s}{C_s}$,

V_s – vận tốc chuyển động đạt đỉnh, m/s.

C_s – vận tốc lan truyền sóng, m/s.

Theo các kết quả nghiên cứu, khả năng xảy ra khi động đất thì xuất hiện sự trượt toàn phần giữa mặt tiếp xúc kết cấu chống vỏ hầm với khối đất xung quanh chỉ xảy ra đối với các đường hầm ở vùng đất yếu hoặc khi cường độ tải trọng động đất là nghiêm trọng. Đối với hầu hết các đường hầm, điều kiện tiếp xúc giữa kết cấu chống vỏ hầm với khối đất xung quanh xảy ra 2 trường hợp là: trượt toàn phần (full-slip) và không trượt (no-slip). Trong quá trình thiết kế, tính toán nội lực trong kết cấu chống vỏ hầm, cần tính toán cho cả hai điều kiện trên, ở điều kiện nào cho kết quả lớn hơn hay có độ an toàn cao hơn thì nên được lựa chọn sử dụng trong thiết kế công trình kháng chấn.

- Trong quá trình thiết kế, tính toán lực dọc cực đại trong kết cấu chống vò hầm cần phải xét đến lực dính nghĩa là bỏ qua sự trượt giữa mặt tiếp xúc kết cấu chống vò hầm với khối đất xung quanh (no-slip), theo Wang lực dọc cực đại T_{\max} được xác định theo biểu thức:

$$T_{\max} = \pm K_2 \frac{E_m}{2(1 + \nu_m)} R g_{\max}, \quad (5)$$

trong đó:

K_2 – hệ số truyền ứng suất lên vỏ hầm, được xác định theo công thức:

$$K_2 = 1 + \frac{F[(1 - 2\nu_m) - (1 - 2\nu_m)C] - \frac{1}{2}(1 - 2\nu_m)^2 + 2}{F[(3 - 2\nu_m) - (1 - 2\nu_m)C] + C \left[\frac{5}{2} - 8\nu_m + 6\nu_m^2 \right] + 6 - 8\nu_m},$$

3.2. Phương pháp của Penzien (2000)

Penzien (2000) đã đề xuất phương pháp tính toán nội lực trong kết cấu chống giữ đường hầm chịu tác dụng động đất được xác định như sau:

Trong điều kiện xuất hiện sự trượt toàn phần giữa mặt tiếp xúc kết cấu chống vò hầm với khối đất xung quanh (full-slip):

$$T_{(\theta)} = -\frac{12E_1 I_l \Delta D_{\text{lining}}^n}{D^3 (1 - \nu_1^2)} \cos 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right), \quad (6)$$

$$M_{(\theta)} = -\frac{6E_1 I_l \Delta D_{\text{lining}}^n}{D^2 (1 - \nu_1^2)} \cos 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right), \quad (7)$$

$$V_{(\theta)} = -\frac{24E_1 I_l \Delta D_{\text{lining}}^n}{D^3 (1 - \nu_1^2)} \sin 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right), \quad (8)$$

trong đó:

E_1 – mô đun đàn hồi vỏ hầm, kPa.

ν_1 – hệ số poisson của vỏ hầm.

D – đường kính đường hầm, m.

I_l – Mô men quán tính của vỏ hầm.

Hằng số: $\Delta D_{\text{lining}}^n$ xác định theo công thức: $\Delta D_{\text{lining}}^n = R^n \Delta D_{\text{free-field}} = R^n \frac{g_{\max} D}{2}$,

Với hệ số: $R^n = \pm \frac{4(1 - \nu_n)}{\alpha^n + 1}$

trong đó

$\alpha^n = \frac{12E_1 I_l (5 - 6\nu_m)}{D^3 G_m (1 - \nu_1^2)}$ với G_m – là mô đun biến dạng trượt của lớp đất xung quanh.

$$G_m = \frac{E_m}{2(1 + \nu_m)} = \rho \cdot C_s^2$$

ρ – khối lượng thể tích của lớp đất, kg/m^3 .

C_s – vận tốc truyền sóng, m/s.

Trong điều kiện không xuất hiện sự trượt giữa mặt tiếp xúc kết cấu chống vò hầm với khối đất xung quanh (no-slip), nội lực trong kết cấu chống giữ đường hầm được xác định theo công thức:

$$T_{(\theta)} = -\frac{24E_1 I_l \Delta D_{\text{lining}}^n}{D^3 (1 - \nu_1^2)} \cos 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right), \quad (9)$$

$$M_{(\theta)} = -\frac{6E_1 I_l \Delta D_{\text{lining}}^n}{D^2 (1 - \nu_1^2)} \cos 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right), \quad (10)$$

$$V_{(\theta)} = -\frac{24E_1I_l\Delta D_{lining}}{D^3(1-\nu_1^2)} \sin 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right), \quad (11)$$

trong đó:

$$\text{Hằng số: } \Delta D_{lining} \text{ xác định theo công thức: } \Delta D_{lining} = R\Delta D_{free-field} = R \frac{g_{max}D}{2},$$

$$\text{Hệ số } R \text{ được xác định theo công thức: } R = \pm \frac{4(1-\nu_m)}{\alpha+1} \text{ với } \alpha = \frac{24E_1I_l(3-4\nu_m)}{D^3G_m(1-\nu_1^2)}$$

Tính toán cho trường hợp đường hầm có tiết diện ngang hình tròn, đường kính $D = 6,5\text{m}$. Chiều dày vỏ chống $t = 0,3\text{m}$. Chiều dài đốt hầm $b = 1\text{m}$. Độ sâu xây dựng đường hầm $H = 15\text{m}$. Mô đun đàn hồi của vỏ hầm $E_1 = 35.10^6 \text{ kPa}$. Hệ số Poisson $\nu_1 = 0,15$. Thi công trong lớp đất có khối lượng thể tích, $\rho = 1950 \text{ kg/m}^3$. Hệ số Poisson $\nu_m = 0,3$. Chịu tác dụng động đất có độ lớn mô men $M_w = 7,5$. Khoảng cách đến tâm trận động đất là 20km . Gia tốc nền $a_{max} = 0,2g$. Vận tốc truyền sóng $C_s = 250\text{m/s}$.

$$\text{Ta có: mô men quán tính của vỏ hầm } I_l = \frac{1}{12}.b.t^3 = \frac{1}{12}.1.0,3^3 = 0,00225.$$

Biến dạng trượt cực đại trường tự do g_{max} được xác định theo công thức:

$$g_{max} = \frac{V_s}{C_s} = \frac{0,3744}{250} = 0,00149.$$

trong đó: V_s – vận tốc chuyển động đạt đỉnh, m/s. $V_s = k_1.a_s$, hệ số k_1 phụ thuộc vào giá trị hệ số M_w , loại đất đá đường hầm thi công qua và khoảng cách đến tâm trận động đất. Với hệ số $M_w = 7,5$ và đường hầm thi công qua lớp đất, khoảng cách đến tâm trận động đất là 20km nên ta có hệ số $k_1 = 208$ [7], thay số vào công thức ta có: $V_s = k_1.a_s = 208.0,18 = 37,44 \text{ cm/s} = 0,3744 \text{ m/s}$. Với: a_s - gia tốc nền tham chiếu ở địa điểm xây dựng công trình: $a_s = k.a_{max}$, trong đó hệ số k phụ thuộc vào độ sâu xây dựng đường hầm. Đường hầm xây dựng ở độ sâu $H = 15\text{m}$ ta có $k = 0,9$ [7], thay số vào công thức ta có: $a_s = k.a_{max} = 0,9.0,2 = 0,18$.

G_m – là mô đun biến dạng trượt của lớp đất G_m được xác định theo công thức:

$$G_m = \rho.C_m^2 = \frac{1950}{1000}.250^2 = 121875 \text{ kPa}.$$

Ta có mô đun đàn hồi lớp đất nền: $E_m = 2G_m(1+\nu_m) = 2.121875.(1+0,3) = 316875 \text{ kPa}$.

Tính toán theo phương pháp Wang (1993):

- Trong điều kiện xuất hiện sự trượt toàn phần giữa mặt tiếp xúc kết cấu chống vỏ hầm với khối đất xung quanh, (full-slip):

Hệ số tương tác của vỏ hầm K_1 được xác định theo công thức:

$$K_1 = \frac{12(1-\nu_m)}{2F+5-6\nu_m}, \text{ với } F \text{ được xác định trong công thức (2):}$$

$$F = \frac{E_m(1-\nu_1^2)R^3}{6E_1I_l(1+\nu_m)} = \frac{316875.(1-0,15^2).3,25^3}{6.35.10^6.0,00225.(1+0,3)} = 17,31.$$

$$\text{Thay số vào công thức ta có: } K_1 = \frac{12(1-\nu_m)}{2F+5-6\nu_m} = \frac{12.(1-0,3)}{2.17,31+5-6.0,3} = 0,222.$$

Nội lực trong vỏ hầm được xác định theo công thức (3), (4) ta có:

$$M_{max} = \frac{1}{6}.0,222. \frac{316875}{(1+0,3)}.3,25^2.0,00149 = 142,725 \text{ (kN.m/m)}.$$

$$T_{max} = \frac{1}{6}.0,222. \frac{316875}{(1+0,3)}.3,25.0,00149 = 43,916 \text{ (kN/m)}.$$

- Trong điều kiện không trượt toàn phần giữa mặt tiếp xúc kết cấu chống vỏ hầm với khối đất xung quanh (no-slip), theo Wang (1993):

Hệ số tương tác của vỏ hầm K_2 được xác định theo công thức:

$$K_2 = 1 + \frac{F[(1-2v_m)-(1-2v_m)C] - \frac{1}{2}(1-2v_m)^2 + 2}{F[(3-2v_m)-(1-2v_m)C] + C\left[\frac{5}{2} - 8v_m + 6v_m^2\right] + 6 - 8v_m}$$

Với C được xác định theo công thức (1):

$$C = \frac{E_m(1-v_1^2)R}{E_1t(1+v_m)(1-2v_m)} = \frac{316875.(1-0,15^2).3,25}{35.10^6.0,3.(1+0,3)(1-2.0,3)} = 0,184.$$

Thay số vào công thức có:

$$K_2 = 1 + \frac{F[(1-2v_m)-(1-2v_m)C] - \frac{1}{2}(1-2v_m)^2 + 2}{F[(3-2v_m)-(1-2v_m)C] + C\left[\frac{5}{2} - 8v_m + 6v_m^2\right] + 6 - 8v_m}$$

$$= 1 + \frac{17,31.[(1-2.0,3)-(1-2.0,3).0,184] - \frac{1}{2}.(1-2.0,3)^2 + 2}{17,31.[(3-2.0,3)-(1-2.0,3).0,184] + 0,184.\left[\frac{5}{2} - 8.0,3 + 6.0,3^2\right] + 6 - 8.0,3} = 1,1626.$$

Trong điều kiện bỏ qua sự trượt toàn phần giữa mặt tiếp xúc kết cấu chống vò hầm với khối đất xung quanh (no-slip), theo Wang (1993) lực dọc cực đại T_{\max} được xác định theo công thức (5): $T_{\max} = K_2 \frac{E_m}{2(1+v_m)} R g_{\max} = 1,1626 \cdot \frac{316875}{2.(1+0,3)} . 3,25.0,00149 = 689,645 \text{ (kN/m)}$.

Tính toán theo phương pháp của Penzien (2000):

- Trong điều kiện xuất hiện sự trượt toàn phần giữa tiếp xúc kết cấu chống vò hầm với khối đất xung quanh, (full-slip):

Giá trị hệ số $\Delta D_{\text{lining}}^n$ được xác định theo công thức:

$$\Delta D_{\text{lining}}^n = R^n \cdot \Delta D_{\text{free-field}} = R^n \cdot \frac{g_{\max} D}{2}, \text{ trong đó: } R^n = \frac{4(1-v_m)}{\alpha^n + 1}$$

$$\text{với } \alpha^n = \frac{12E_1 I_1 (5-6v_m)}{D^3 G_m (1-v_1^2)} = \frac{12.35.10^6.0,00225.(5-6.0,3)}{6,5^3.121875.(1-0,15^2)} = 0,0924.$$

$$\text{Thay số vào công thức ta có: } R^n = \frac{4(1-v_m)}{\alpha^n + 1} = \frac{4(1-0,3)}{0,0924+1} = 2,563.$$

$$\text{Vậy: } \Delta D_{\text{lining}}^n = R^n \Delta D_{\text{free-field}} = R^n \frac{g_{\max} D}{2} = 2,563 \cdot \frac{0,00149.6,5}{2} = 0,01247.$$

Nội lực trong vò hầm được xác định theo công thức (6), (7) và (8):

$$T_{(\theta)} = -\frac{12.35.10^6.0,00225.0,01247}{6,5^3.(1-0,15^2)} \cos 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right) = -43,92 \cos 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right), \text{ (kN/m)}$$

$$M_{(\theta)} = -\frac{6.35.10^6.0,00225.0,01247}{6,5^2.(1-0,15^2)} \cos 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right) = -142,73 \cos 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right), \text{ (kN.m/m)}$$

$$V_{(\theta)} = -\frac{24.35.10^6.0,00225.0,01247}{6,5^3.(1-0,15^2)} \sin 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right) = -87,83 \sin 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right), \text{ (kN/m)}$$

- Trong điều kiện không xuất hiện sự trượt giữa mặt tiếp xúc kết cấu chống vò hầm với khối đất xung quanh (no-slip):

$$\text{Ta có: } R = \frac{4(1-v_m)}{\alpha + 1} = \frac{4(1-0,3)}{0,1039+1} = 2,536.$$

$$\text{với } \alpha = \frac{24E_1 I (3-4v_m)}{D^3 G_m (1-v_1^2)} = \frac{24.35.10^6.0,00225.(3-4.0,3)}{6,5^3.121875.(1-0,15^2)} = 0,1039.$$

Hệ số ΔD_{lining} được xác định theo công thức:

$$\Delta D_{lining} = R \cdot \Delta D_{free-field} = R \cdot \frac{g_{max} D}{2} = 2,536 \cdot \frac{0,00149 \cdot 6,5}{2} = 0,0123.$$

Nội lực trong kết cấu chống giữ đường hầm được xác định theo công thức (9), (10) và (11):

$$T_{(\theta)} = -\frac{24.35 \cdot 10^6 \cdot 0,00225 \cdot 0,0123}{6,5^3 (1 - 0,15^2)} \cos 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right) = -86,91 \cos 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right), \text{ (kN/m)}.$$

$$M_{(\theta)} = -\frac{6.35 \cdot 10^6 \cdot 0,00225 \cdot 0,0123}{6,5^2 (1 - 0,15^2)} \cos 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right) = -141,23 \cos 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right), \text{ (kN.m/m)}.$$

$$V_{(\theta)} = -\frac{24.35 \cdot 10^6 \cdot 0,00225 \cdot 0,0123}{6,5^3 (1 - 0,15^2)} \sin 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right) = -86,91 \sin 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right), \text{ (kN/m)}.$$

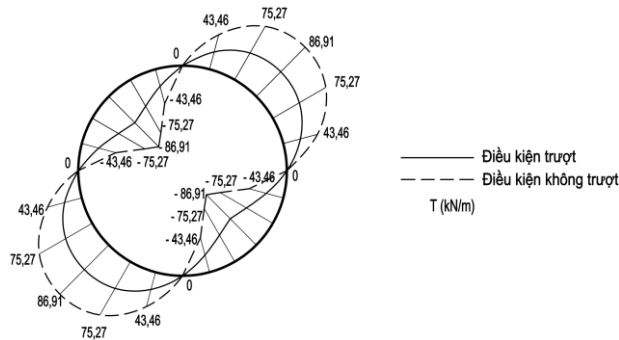
Giá trị tính toán nội lực lớn nhất trong kết cấu chống vỏ hầm xác định theo Wang (1993) và Penzien (2000) được thể hiện trong bảng 1.

Bảng 1: Kết quả giá trị nội lực lớn nhất trong kết cấu chống đường hầm

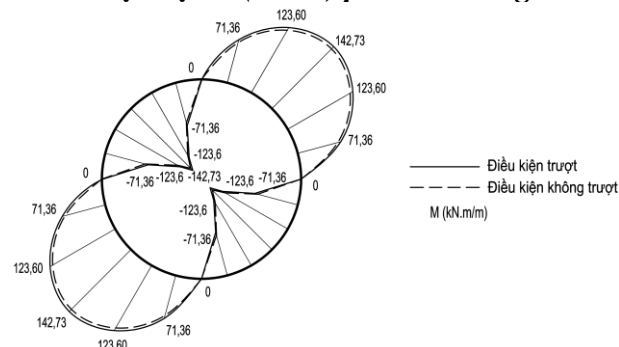
	Wang (1993)		Penzien và Wu (2000)	
	Trượt toàn phần	Không trượt	Trượt toàn phần	Không trượt
T (kN/m)	43,92	689,65	43,92	86,91
M (kN.m/m)	142,73	142,73	142,73	141,23
V (kN/m)	-	-	87,83	86,91

Trong kết quả tính toán theo phương pháp Wang (1993) và phương pháp Penzien (2000) thì điều kiện không trượt giữa mặt tiếp xúc kết cấu chống vỏ hầm với khối đất xung quanh (no-slip) cho kết quả lực dọc cực đại có giá trị lớn hơn so với điều kiện trượt toàn phần giữa mặt tiếp xúc kết cấu chống vỏ hầm với khối đất xung quanh (full-slip).

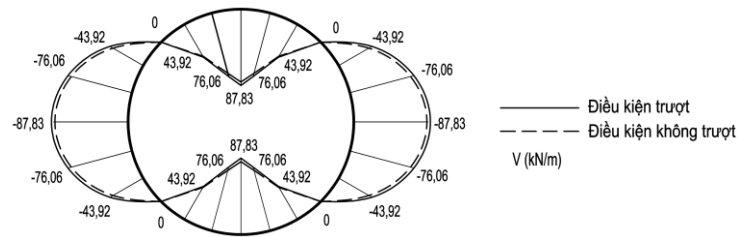
Theo phương pháp Penzien (2000), điều kiện trượt toàn phần giữa mặt tiếp xúc kết cấu chống vỏ hầm với khối đất xung quanh (full-slip) có giá trị mô men cực đại và lực cắt cực đại lớn hơn trong điều kiện không trượt giữa mặt tiếp xúc kết cấu chống vỏ hầm với khối đất xung quanh (no-slip). Sơ đồ phân bố nội lực trong kết cấu chống vỏ hầm xác định theo phương pháp Penzien (2000) được thể hiện trên hình 5, hình 6 và hình 7.



Hình 5. Lực dọc T (kN/m) phân bố trong vỏ hầm



Hình 6. Mô men M (kN.m/m) phân bố trong vỏ hầm



Hình 7. Lực cắt V (kN/m) phân bố trong vỏ hầm

4. Kết luận

Trong kết quả tính toán ở điều kiện không trượt giữa mặt tiếp xúc kết cấu chống vỏ hầm với khối đất xung quanh (no-slip) cho kết quả lực dọc cực đại T_{max} có giá trị lớn hơn so với điều kiện trượt toàn phần giữa mặt tiếp xúc kết cấu chống vỏ hầm với khối đất xung quanh (full-slip).

Trong điều kiện trượt toàn phần giữa mặt tiếp xúc kết cấu chống vỏ hầm với khối đất xung quanh (full-slip) có giá trị cực đại của mô men M_{max} và lực cắt V_{max} lớn hơn trong điều kiện không trượt giữa mặt tiếp xúc kết cấu chống vỏ hầm với khối đất xung quanh (no-slip).

Trong quá trình thiết kế, tính toán nội lực trong kết cấu chống vỏ hầm cần tính toán cả hai điều kiện tiếp xúc giữa kết cấu chống vỏ hầm với khối đất xung quanh là điều kiện trượt toàn phần (full-slip) và không trượt (no-slip) và điều kiện nào cho kết quả lớn hơn hay có độ an toàn cao hơn thì nên được lựa chọn sử dụng trong thiết kế kháng chấn.

Lời cảm ơn:

Nhóm tác giả xin chân thành cảm ơn Bộ Giáo dục và Đào tạo đã hỗ trợ kinh phí để thực hiện nghiên cứu này trong khuôn khổ mã đề tài B2022-MDA-06.

5. Tài liệu tham khảo

- [1]. PGS. TS. Nguyễn Xuân Chính, TS. Trịnh Việt Cường, TS. Nguyễn Đại Minh, TS. Vũ Thị Ngọc Vân. Một số đánh giá về hệ thống quy chuẩn – tiêu chuẩn về động đất và khả năng chống động đất của nhà và công trình xây dựng ở Việt Nam hiện nay. Tạp chí KHCN Xây dựng, số 3, trang 1-6. Năm 2011.
- [2]. Do N.A., Dias D., Oreste PP, (2014). 3D numerical investigation on the interaction between mechanized twin tunnels in soft ground. Environmental Earth Sciences 2014; 73(5): 2101-2113, doi: 10.1007/s12665-014-3561-6. 2014.
- [3]. Hashash, Y.M.A., Park, D., (2001). Non-linear one-dimensional seismic ground motion propagation in the Mississippi Embayment. Eng. Geol. 62 1-3, 185-206. 2001.
- [4]. Penzien, J., Wu, C.L. (1998). Stresses in linings of bored tunnels. Int. J. Earthquake Eng. Struct. Dynamics, 27: 283-300. 2001.
- [5]. Penzien, Z. (2000). Seismically induced racking of tunnel linings. Int. J. Earthquake Eng. Struct. Dynamic, 29: 683-691. 2000.
- [6]. Tsiniadis et al. (2020). Seismic behaviour of tunnels: From experiments to analysis. Tunnelling and Underground Space Technology. 99. doi.org/10.1016/j.tust.2020.103334. 2020.
- [7]. Wang, J.N. (1993). Seismic design of tunnels: A state-of-the-art approach, (m.7.Monograph, Éd.) Brinckerhoff Quade and Douglas Inc., New York. 1993.