

山岳トンネルの地震被害とそのメカニズム

朝倉俊弘¹・志波由紀夫²・松岡茂³・大矢敏雄⁴・野城一栄⁵

¹正会員 工博 京都大学大学院 工学研究科 資源工学専攻 助教授 (〒606-8501 京都市左京区吉田本町)

²正会員 工博 大成建設(株) 技術研究所 土質研究室 主席研究員 (〒245-0051 横浜市戸塚区名瀬町 344-1)

³正会員 工博 鉄建建設(株) 技術研究所 研究第一部 土木構造研究室 主席研究員 (〒236-0825 成田市新泉 9-1)

⁴正会員 大成建設(株) 九州支店 田上トンネル工事作業所 係長 (〒869-5223 熊本県八代郡坂本村大字田上 1984)

⁵正会員 (財) 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 研究員 (〒185-8540 国分寺市光町 2-8-38)

一般に、山岳トンネルは耐震性に富む構造物であるといわれているが、既存の地震被害事例分析によれば、地震規模が大きく、地震断層面からの距離が近く、特殊条件が介在すれば、トンネルも被害を受けるとされている。本論文においては、過去の地震による被害事例の調査を行い、さらに、1995年兵庫県南部地震による山岳トンネルの被害の実態調査を実際に行き、被害事例を整理・分析した。ついで、地震被害パターンを分類し、これに対して、解析・実験によるシミュレーションを行って、その被害メカニズムについて考察した。この結果、典型的な山岳トンネルの地震被害パターンは、①坑門、坑口部の被害、②不良地山区間の被害、③断層の変位による被害に分類でき、また、そのメカニズムは解析的・実験的に説明できることがわかった。

Key Words: mountain tunnel, earthquake, model test, simulation analysis, field measurement

1. はじめに

トンネルは、構造物全体が地山で取り囲まれており、地震時の挙動は周辺地山の挙動に支配されるため、周辺地山が地震時も安定していれば、耐震性に富む構造物であるといえる。このため、地山が良好なトンネルについては構造物としての重要性が特に高い場合を除いて一般には地震の影響を考慮する必要はないとされていた。しかし、1995年兵庫県南部地震では、被災地域内にあった100を超える山岳トンネルのうち、軽微なものまでを含めればそのうちの20余本のトンネルが何らかの影響を受け、さらにそのうち約10本のトンネルが補強・補修を要するような大きな被害を受けた¹⁾。これは、1923年関東大地震の際に被災地域内にあった百数十本の国有鉄道のトンネルのうちの6割以上が補修や改築を要するような被害を受けた²⁾のに比べてかなり少ない数であるとはいえ、山岳トンネルといえども条件によれば大きな被害を受ける³⁾ことが改めて確認された。

山岳トンネルの覆工の力学的挙動については、覆工に常時作用する地圧に関してさえ不明な点が多く、静的な力を受けた場合の破壊挙動も詳しくわかっていないのが実状であり、地震被害のメカニズムについて調べた研究事例は少ない。その一方で、最近、周辺構造物との相

互影響のある都市域や、土被りが小さく地山の強度の低い土砂地山において山岳トンネル工法が適用される事例が増えてきており、山岳トンネルの地震時挙動を考慮に入れた覆工設計法の確立が必要となってきた。

本論文は山岳トンネルの地震被害に関する基本的な知見を得ることを目的としたものである。まず、過去のトンネルの地震被害事例を整理し、それらが3つのパターンに大別できることを示す。そして、それぞれの被害パターンについて数値解析または模型実験によるシミュレーションを行い、山岳トンネルの地震被害の発生メカニズムについて考察を行っている。

2. 山岳トンネルの地震被害

(1) 過去の地震被害の概要

他の構造物と同様、山岳トンネルもしばしば大地震を経験してきた。山岳トンネルの地震被害に関する調査研究としては、過去に吉川⁴⁾が1923年関東大地震から1978年伊豆大島近海地震までの7地震について鉄道トンネルの被害124事例を収集し分析した例がある。

その結果、吉川は、次の条件がたとえば山岳トンネルも地震被害を受ける可能性が高いことを指摘した。

表-1 日本における山岳トンネルの地震被害

地震名	マグニチュード	震源地	被災中心地	最大震度	トンネルの被害状況	参考文献
1923年 関東大地震	7.9	相模湾 (深さ不明)	神奈川 東京	6	南関東の広範囲で100本以上のトンネルに被害。甚大な被害も多数	2),3),4)
1927年 北丹後地震	7.3	宮津の西北西 7km (深さ 0km)	丹後半島の付け根部	6	震央域で2本の鉄道トンネルに極軽微な被害	2),6)
1930年 北伊豆地震	7.3	熱海の西 7km (深さ 0km)	伊豆半島北部	6	地震断層の横切りにより1本の鉄道トンネルに激甚な被害	2),5)
1948年 福井地震	7.1	福井市の北 12km (深さ 0km)	福井平野	6	地震断層から8km以内の2本の鉄道トンネルに大きな被害	2)
1952年 十勝沖地震	8.2	襟裳岬の東南東沖 73km (深さ 0km)	北海道南部	6	北海道内の広範囲にわたり鉄道トンネル10本に軽微な被害	2),7)
1961年 北美濃地震	7.0	福井・岐阜県境付近 (深さ 0km)	福井・岐阜県境地域	4	震央域周辺の数本の水力発電所導水路トンネルに大きな被害	8)
1964年 新潟地震	7.5	新潟市の北北東沖 50km (深さ 40km)	新潟市	6	日本海沿岸を中心に鉄道トンネル約20本と道路トンネル1本に被害	2),9),10)
1968年 十勝沖地震	7.9	襟裳岬の南南東沖 140km (深さ 0km)	青森県	5	北海道内の広範囲にわたり鉄道トンネル23本に軽微な被害	11)
1978年 伊豆大島近海地震	7.0	伊豆大島・稲取間の海域 (深さ 0km)	伊豆半島南東部	5	被災中心地で鉄道トンネル9本と道路トンネル4本に甚大な被害	2),5),12),13),14)
1978年 宮城県沖地震	7.4	仙台の東方沖 112km (深さ 40km)	仙台市 および近郊	5	宮城県を中心に鉄道トンネル6本に軽微な被害	15)
1982年 蒲河沖地震	7.1	蒲河の南西沖 18km (深さ 40km)	蒲河町 静内町	6	蒲河周辺で6本の鉄道トンネルに軽微な被害	6)
1983年 日本海中部地震	7.7	能代市の西方沖 90km (深さ 14km)	能代市 男鹿市	5	秋田県を中心に鉄道トンネル8本に軽微な被害	6),16)
1984年 長野県西部地震	6.8	御岳山の南東 9km (深さ 2km)	王滝村	4	震央域の導水路トンネル1本に地震断層横断によると思われる被害	17)
1987年 千葉県東方沖地震	6.7	一宮町の東方沖 8km (深さ 58km)	千葉県	5	中央本線相模湖駅付近で1本の鉄道トンネルの側壁に軽微な被害	18)
1993年 伊豆半島沖地震	6.6	珠洲市の北方沖 24km (深さ 25km)	珠洲市	5	珠洲市内の道路トンネル1本に甚大な被害	19),20)
1993年 北海道南西沖地震	7.8	舞部の西方沖 86km (深さ 35km)	奥尻島 北海道西部	5	島牧村で落石の直撃により道路トンネル1本に甚大な被害	21),22)
1995年 兵庫県南部地震	7.2	淡路町の明石海峡 (深さ 18km)	神戸市 淡路島北部	7	20余本のトンネルに被害。うち補強・補修を要するもの10本前後	1)

注: 震源諸元については、宇佐見龍夫:新編日本被害地震総覧[増補改訂版],東京大学出版会,1996年によった。最大震度は、気象庁発表の各地の震度階のうちの最大値(震度階7は1948年福井地震の後に新設)

- ①地震の規模が大きい
- ②トンネルが震央もしくは地震断層の近傍にある(気象庁マグニチュードでM7の地震では10km以内, M8では30km以内)
- ③特殊条件が介在する(例えば、坑口周囲の斜面が不安定な場合、地山に何らかの欠陥がある場合、トンネルを横切る地震断層がある場合等)

著者らは、この吉川の調査結果を基にして、1978年伊豆大島近海地震以降の鉄道トンネルの地震被害事例と鉄道以外のトンネルの地震被害事例とを加えて、山岳トンネルの地震被害をまとめた。この被害事例の調査は、1923年から1995年までの約70年間に発生した地震のうち、トンネルに何らかの被害を与え、かつ、その被害に関する文献の残されている17の地震について、主に被害調査報告書^{3),22)}などから山岳トンネルの被害の記述を収集することにより行った。また、1995年兵庫県南部地震の被害に関しては、現地調査も行っている。

表-1は、上記の調査結果の概要である。17地震のうち、軽微な被害のみが報告された地震が6地震、局所的に1~2本のトンネルに大きい被害が生じた地震が7地震、大きい被害を含め広範囲に被害が出た地震が4地震ある。最後の4地震は、1923年関東大地震、1964年新潟地震、1978年伊豆大島近海地震、および1995年兵庫県南部地震である。以下に、これら4地震の被害状況を

補足する。

1923年関東大地震は、日本の山岳トンネルの震災史上、最大の被害をもたらした地震である。当時、この地震の震央から120km程度の範囲内に、国有鉄道のトンネルだけで建設中のものを含め149トンネルがあったが、その62%に当たる93トンネルが補修を要する被害を受け、そのうち25トンネルについてはトンネルの崩壊、坑門の崩壊などの対策工や改築を要する大きな被害を受けた^{2),3)}。被害が特に激しかったのは、震央に近い熱海線(現在の東海道本線の一部)のトンネルで、小田原~真鶴間の11本のトンネルのほとんどが大破し、建設中だった真鶴~函南間の9本のトンネルのうちの7本も大破を含む被害を受けた。また、国府津~御殿場間の山間部のトンネルの被害も大きかった。これらのトンネルでは坑口付近が破壊したり埋没した例が多いが、これは地滑りや斜面崩壊によるものである。坑口から相当離れた部分で、覆工の崩落や大きな亀裂、横断面の変形、などの深刻な被害が生じたトンネルとしては、熱海線早川~根府川間の根ノ上山トンネル、中央線相模湖~藤野間の与瀬トンネル、北条線(現在の内房線)岩井~富浦間の南無谷トンネルなどがある³⁾。与瀬トンネルは、震央から約50km離れた土砂トンネルで、建設時に大雨による崩落事故のあった箇所付近が被害を受けた³⁾。

1964年新潟地震では、羽越線沿いのトンネルを中心

に、約 20 本の鉄道トンネルに被害が発生した²⁹⁾。羽越線の寺坂トンネルや鼠ヶ関トンネルで、覆工にトンネル軸方向のクラックが入ったり、側壁がはらみ出すなど、被害が比較的大きかったが、これらのトンネルは地滑りの頻発地帯に位置しており、建設時に偏圧に悩まされた経緯がある⁹⁾。地震後の調査でも、トンネル上の斜面に幅 10~15cm の亀裂が認められている¹⁰⁾。また、新潟県朝日村葡萄で建設中だった国道 7 号線葡萄トンネルでは、村上方坑口から 80m ほどの地点から約 25m の長さにわたってトンネル中心線にずれが生じ、鋼製支保工が被害を受けた。地山は主として弾性波速度が約 3,000m/s の流紋岩であるが、この被害箇所には約 45 度の傾斜角で黒色パーライト粘土層が貫入していることがわかっている⁹⁾。

1978 年伊豆大島近海地震でも山岳トンネルが大きな被害を受けた。鉄道トンネルでは、伊東~下田間を走る伊豆急行鉄道の 30 本のトンネルのうち伊豆大川~稲梓間にある 9 本が被災した^{29),12),14)}。よく知られているのは稲取トンネルの被害である。トンネルの中央部を横切っていた右横ずれの地震断層である稲取-大峰山断層が地震によりずれ、トンネルは横断面が変形し覆工が大破、レールが蛇行した。断層を挟んだ相対変位量は、地震後の測量結果などから、水平方向に約 70cm、上下方向に約 20cm とされている¹²⁾。道路トンネルでは、被災地内の 15 本のトンネルのうち、東伊豆有料道路のトモロ、国道 135 号線の白田、城東、黒根の 4 トンネルが主に地滑りによって壊滅的被害を被った¹³⁾。

1995 年兵庫県南部地震では、軽微なものまで含めると、被災地域内にあった 100 本を超える山岳トンネルのうちの 20 本余のトンネルに影響が出た。このうちの約 10 本については、補強または補修を要する被害を受けた¹⁾。

(2) 地震被害のパターン

上述の地震被害事例調査の結果を整理すると、山岳トンネルの地震被害は次の 3 パターンに大別することができる。

- ①坑門、坑口部の被害
- ②不良地山区間の被害
- ③断層のずれによる被害

以下に、それぞれの被害パターンについて説明する。

a) 坑門、坑口部の被害

坑門、坑口部の被害の形態は、斜面の崩壊、滑落に伴う本体の変状、圧壊など、坑口付近の斜面崩壊によるもの災害が最も多い。代表的な例として、1923 年関東大地震による熱海線、御殿場線、横須賀線などの鉄道トンネルの被害⁹⁾や、1978 年伊豆大島近海地震による道路トンネルの被害¹³⁾などが挙げられる。

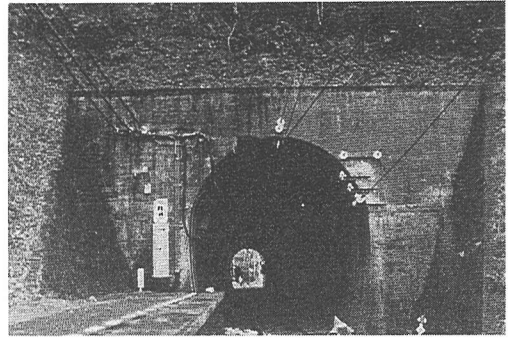


写真-1 今井浜トンネル坑門のコンクリートの欠け落ち¹²⁾

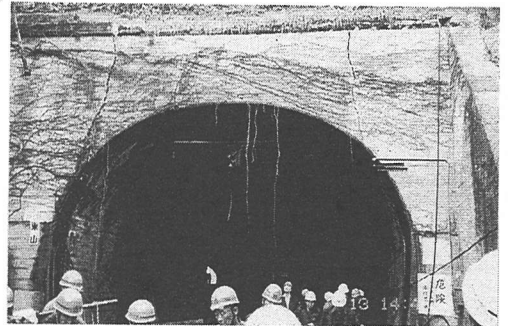


写真-2 東山トンネル坑門のひび割れ¹⁾

この他の被害形態としては、坑門面壁の破損、傾斜、ひび割れ等がある。1978 年伊豆大島近海地震での伊豆急行線今井浜トンネル(写真-1)¹²⁾や、1995 年兵庫県南部地震における神戸電鉄東山トンネルの被害¹⁾がこの代表的な事例である。東山トンネルは、1928 年に建設されたコンクリートブロック造のトンネルで、大阪層群の比較的軟弱な地盤に位置し、上部地山の切り取りにより土被りは 10m 以下と浅い。写真-2 に示すように、地震により坑口部面壁の既往クラックが開いた。また、トンネル本体のアーチ肩部に、軽微な剥離を伴うトンネル軸方向へのひび割れが数本生じた¹⁾。

b) 不良地山区間の被害

山岳トンネルの土被りの大きな部分については、トンネルが堅固な岩盤内に存在し、地震による被害は受けにくいと考えられる。しかし、これまでのトンネルの被害を見ると、事例は少ないが、土被りの大きな部分においても被害が発生している。吉川²⁾の調査によると、深部トンネルの被害は特殊条件が介在する区間、特に断層付近の不良地山区間に集中している。兵庫県南部地震により被害を受けた六甲トンネルの例でもこの傾向は同様である。六甲トンネルは中生代の花崗岩中に建設された延長 16km を超える長大トンネルで、建設時には被圧水を伴う多くの断層破砕帯に遭遇し難工事を余儀なくされた。六甲トンネルの被害は、

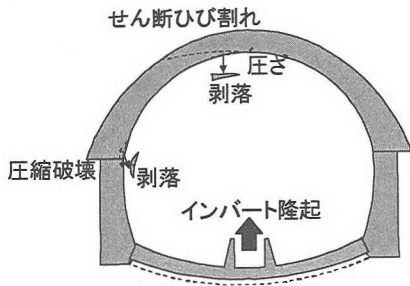


図-1 六甲トンネルの被害の模式図(文献¹⁾を修正

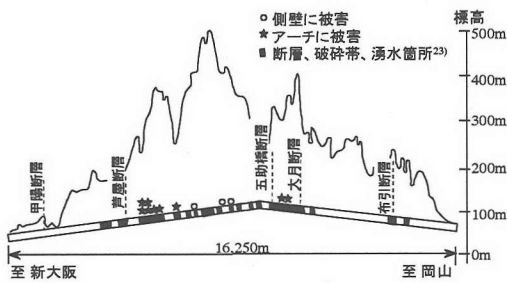


図-2 六甲トンネルの被害位置¹⁾

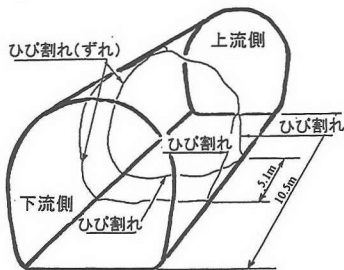


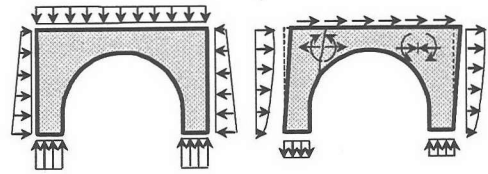
図-3 塩屋谷川放水路トンネルの被害(模式図)²⁴⁾

- ①天端部の圧ざ, せん断ひび割れとひび割れ先端部の剥落
- ②アーチ～側壁間の打継目部での圧ざ・剥落
- ③トンネル軸方向スパン間の打継目部での剥落

に代表される。図-1は、複数の位置で生じた各種の被害パターンを一つの図に集約して模式的に描いたものである¹⁾。これらの被害が発生した箇所を図-2に示すが、ほとんど全ての箇所が、施工時に断層破碎帯に遭遇したと記録された位置²³⁾に一致していることがわかる。

c) 断層のずれによる被害

トンネルが地震断層を貫いている場合、地震による断層のずれによりトンネルが被害を受けることがある。1930年北伊豆地震での丹那トンネル^{25,26)}、1978年伊豆大島近海地震での稲取トンネル¹²⁾、1984年長野県西部



常時荷重 地震時に加わる荷重

図-4 坑門部に作用する荷重(模式図)²⁵⁾

地震での発電所導水路トンネル¹⁷⁾、そして1995年兵庫県南部地震での塩屋谷川放水路トンネルの被害²⁴⁾(図-3)が、その例である。塩屋谷川放水路トンネルは下流方坑口付近で須磨断層と近接し、中間部で横尾山断層と交差している。須磨断層付近では地震により輪切り状のひび割れが生じた。また、横尾山断層との交差位置ではトンネル北西側(上流側)の覆工が下流側に対して右に8cm、上に5cm相対的に移動し、アーチ、側壁、インバートに多数のひび割れが生じた。改築工事時の観察によれば、吹付コンクリートにも覆工と同様の破損が生じていたとのことである。なお、断層の上流側は新第三紀中新世神戸層群の砂岩と泥岩の互層、下流側は六甲花崗岩よりなっていた¹⁾。

以下の第3章～第5章では、上述した3つの地震被害パターンの再現を試みた数値解析および模型実験の結果を示しながら、各被害パターンの発生メカニズムについて考察する。

3. 坑門、坑口部の被害のメカニズム

坑門、坑口部の被害事例の多くは坑門、坑口部付近の斜面の崩壊が引き金となり生じた災害であるが、それについては被害発生メカニズムは明らかである。そこで、この章では、斜面崩壊以外の原因による坑門、坑口部の被害のメカニズムについて考察する。

一般に、坑門、坑口部は比較的軟弱な土砂地山中に存在することが多く、地震動が増幅し構造物の変形が大きくなることから、地震による被害を受けやすい状況にあると考えられる。坑門、坑口部の被害としてはアーチ部のひび割れが特徴的である。このような被害は、模式的には図-4のように、常時作用している左右対称の荷重状態に、地震時の地盤の変形に応じた土圧および慣性力が片方向の水平力として加わった結果、アーチ肩部に曲げによる引張応力が作用し発生したものと推察される。

本章では常時荷重、覆工の形状をパラメータとした解析を行い、このような、坑門、坑口部の被害パターンの再現を試みた。なお、トンネルは見かけの重量の小さい

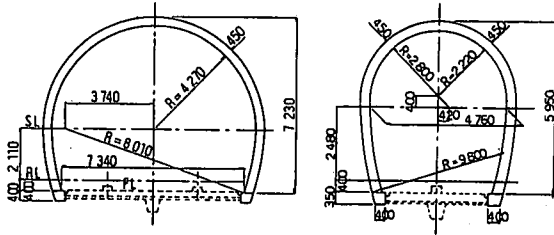


図-5 解析対象トンネル

表-2a 解析入力値 (常時)

項目	入力値
土被り	5m (地表面は平坦)
基盤の位置	トンネル下端が基盤面に位置
覆工巻厚	複線 50cm:単線 45cm
地盤条件	砂質土(A地盤 ²⁶⁾ , N値:30
地盤弾性係数	$E=0.75\text{kN/mm}^2$ ($E=25\text{N}^{26}$ をSI換算)
水平地盤反力係数	複線: 29.8N/m^3 , 単線: 25.7N/m^3 ($k=1/2 \times 1 \times E^{34}$) ²⁶⁾
コンクリート圧縮強度	$f_{ck}=18\text{N/mm}^2$
コンクリート弾性係数	$E_c=24\text{kN/mm}^2$
コンクリート単位重量	$W=23.5\text{N/mm}^3$

表-2b 解析入力値 (地震時)

項目	入力値	
	複線	単線
水平地盤反力係数	複線: 59.6N/m^3 , 単線: 51.4N/m^3 ($k=1/2 \times 2 \times E^{34}$) ²⁶⁾ をSI換算)	
想定水平震度	0.2	
せん断波速度	109.5m/s	
表層地盤固有周期	0.47s	0.41s
地表面相対変位量	1.45cm	1.23cm

表-3 常時の地圧

Model	鉛直圧	側圧	設定の考え方
A	なし	なし	地山は完全に自立していると仮定した
B	緩み圧	$K_v=0.5$	$\phi=30^\circ$ と仮定し開削トンネルの設計における荷重の考え方に準拠した
C	なし	$K_v=0.2$	AとBの中間的な荷重を仮定した

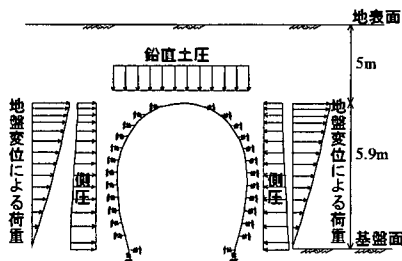


図-6 地震時解析モデル

構造物なので、土被りが浅く軟質で不安定な地山条件にある坑門、坑口付近の地震時挙動は周辺地山の動的応答性状、特に、動的変位に支配されることが予想される。そこで、応答変位法を用いて地震時挙動を解析し、発生応力の特徴について検討を行った。

(1)解析モデル

鉄道トンネルとして標準的に使用される断面を持つ複線トンネルおよび単線トンネル (図-5) を対象として、表-2a に示す条件を設定して解析を実施することとした。構造モデルは覆工を梁とし、地山を水平方向のばね (引張を考慮しない) とした骨組モデルである。

荷重については、実際の覆工に常時作用している荷重の想定は現状では困難であるため、表-3 に示したような、3種類の作用形態を仮定し、パラメトリックに解析を行うこととした。

次に、地震時に覆工に発生する応力について、応答変位法を用いて検討した。表-2b に解析条件について示す。今回の解析においては、坑口部の被災機構を定性的に再現することを主目的とし、水平震度 0.2 程度の地震動が作用したと仮定して解析を実施することとした。

また、地震時の地表面相対変位量、地盤変位による荷重については文献²⁶⁾に従って算出し、骨組みモデルに作用させている。なお、地震時に地盤反力が受働土圧を上回る場合は、受働土圧をその上限とした。また、主働側で各節点変位が地盤変位量より大きい場合は、便宜上地盤～覆工間が離れたものとみなしてその節点に作用する側圧、地盤変位荷重を削除する操作を行っている。図-6 に解析モデルを模式的に示す。

(2)解析結果

図-7、図-8 は、常時、および、地震時の覆工に発生するモーメント分布と最大引張応力を示したものである。常時状態では、変形モードは各々異なるが、覆工に発生する引張応力は小さく、覆工にはひび割れは生じていない。しかし、地震時では、いずれのケースもアーチ肩部で最大の正曲げを受けるモードとなり、覆工コンクリートの引張強度 (圧縮強度 $f_{ck}=18\text{N/mm}^2$ のとき、引張強度 $f_{td}=1.6\text{N/mm}^2$)²⁷⁾を上回った。この結果は、アーチ肩部にひび割れが生じる地震被害事例が多いことと一致する。

応答変位法を用いた解析の結果、坑門、坑口部が地震動を受けた場合、トンネルの形状 (複線/単線)、および、常時に作用する地圧の状況によらず、いずれの場合でもアーチ肩部で最大の正曲げを受けるモードとなることがわかった。また、軟岩に近いと考えられるN値 70 程

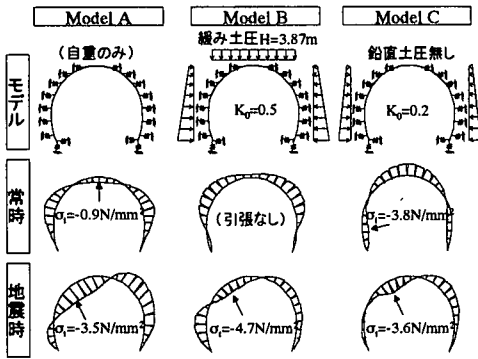


図-7 覆工に発生する曲げモーメント (複線)

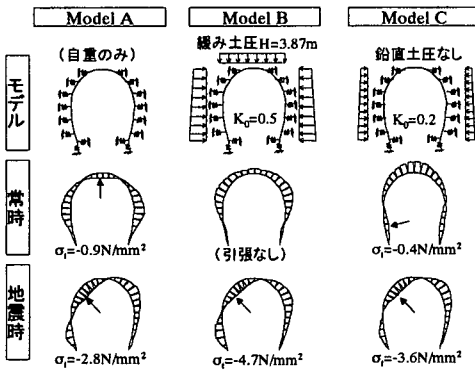


図-8 覆工に発生する曲げモーメント (単線)

度の地山の場合でも、地震動により引張強度を上回る程度の応力が覆工アーチ肩部に生じる²⁴⁾ことから、土被りが浅く、軟質で不安定な地山条件にある坑門、坑口部は、水平震度 0.2 程度の地震により、アーチ肩部に引張ひび割れが発生し得ることが、解析的にも確認された。

4. 不良地山区間の被害のメカニズム

六甲トンネルの被害にも見られるように、不良地山区間の被害としては、天端部の圧さ、せん断ひび割れとひび割れ先端部の剥落、および、アーチ～側壁間の打継目部での圧さ、剥落が特徴的である。特に、天端付近から水平方向にのびるせん断ひび割れは、土被りが少ない坑門、坑口部ではほとんど見られない現象である。このような不良地山区間における被害と地震波(せん断波)の入射方向、トンネルへの地震時増分荷重の作用方向の関係は模式的に図-9 のようになる(図中においては、トンネルに作用するせん断力と、それに力学的に等価な垂直力の組み合わせを重ねて示している。例えば、せん断波が鉛直から 45° の角度を有してトンネルに入射する場

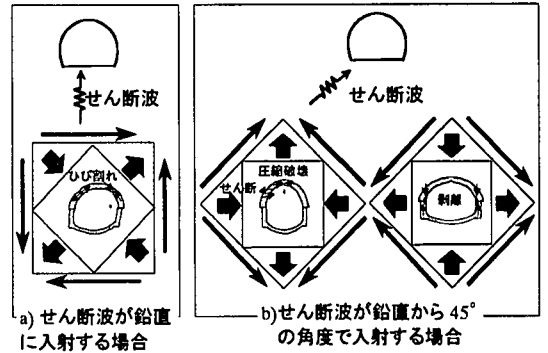


図-9 不良地山区間の被害と地震波の入射方向、地震時増分荷重の作用方向の関係(文献²⁵⁾を一部修正)

合は、鉛直力と水平力の組み合わせと等価になる)。a)せん断波が鉛直にトンネルに入射する場合は、水平せん断力の作用により、アーチ肩部にトンネル軸方向のひび割れが発生する。一方、b)せん断波が鉛直から 45° の角度を有してトンネルに入射する場合は、水平圧縮力が作用する場合は、天端部の圧縮破壊、アーチ肩部の圧縮せん断破壊が生じる。また、鉛直圧縮力が作用する場合は、アーチと側壁の打継目部に圧さが生じることが推察される。

さらに、不良地山区間においては、上述のような地震時荷重だけでなく、周辺地山の緩み土圧・塑性地圧等の常時の荷重も被害の発生に影響を及ぼしていることが考えられる。

本章では、地震動の入力方向、常時荷重条件等をパラメータとした解析を行い、六甲トンネルの被害パターンの再現を試みた。なお、コンクリートのような圧縮強度に比べて引張強度が小さい材料ではひび割れの発生・進展が構造物の変形・強度特性に大きな影響を与えることが知られている。このため、解析にはひび割れの発生・進展を考慮した有限要素法を用いることにした。

(1)解析モデル

コンクリートにひび割れが発生するとひび割れ面での応力伝達が無くなるために、ひび割れ面近傍の引張応力は低下する。その結果、コンクリートにはひび割れの局所化と呼ばれる現象が発生し、ある程度までひび割れが進展するとその近傍には新たなひび割れが生じない。そこで、本研究では、地震動により覆工に生じるひび割れの発生パターンを検討するため、ひび割れの発生・進展を考慮することができるフラクチャープロセスゾーンの考え方を取り入れることとした。ここで、フラクチャープロセスゾーンはひび割れ先端に存在し(図-10)、ここでの応力伝達はひび割れ開口幅に関係づけられ、引

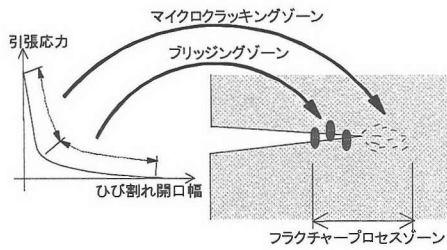
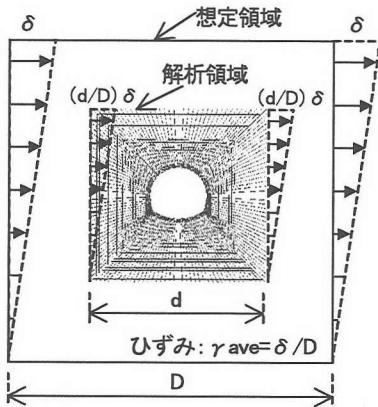
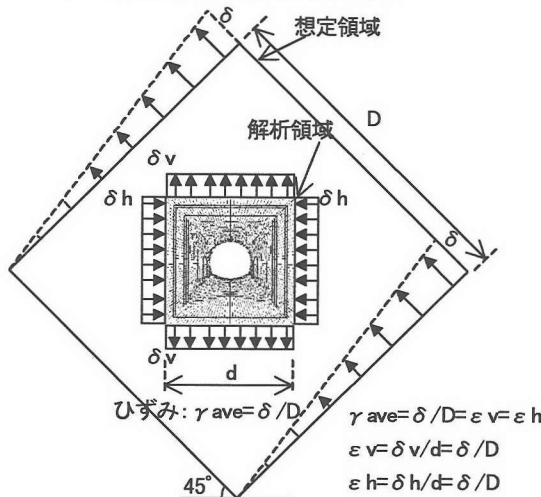


図-10 フラクチャープロセスゾーン



a) せん断波が鉛直に入射する場合



b) せん断波が鉛直から 45° の角度で入射する場合

図-11 解析モデル

表-4 入力物性値一覧

地山の弾性係数	500N/mm ²
地山のポアソン比	0.3
コンクリートの弾性係数	26kN/mm ²
コンクリートの圧縮強度	18N/mm ²
コンクリートの引張強度	1.9N/mm ²
コンクリートのポアソン比	0.167

張軟化曲線によって示される²⁸⁾。この引張軟化曲線を考慮した解析により、鉄筋コンクリート部材のひび割れ発生・進展およびせん断耐力を推定することができる^{29),30)}とされている。

解析で用いたモデルを図-11に示す。これは六甲トンネルの断面を参考として覆工及び周辺地山の一部をモデル化したものである。周辺地山は弾性のソリッド要素でモデル化した。一方、覆工にはフラクチャープロセスゾーンの概念を取り入れたコンクリート要素を用い、分布ひび割れモデルを用いることにより、ひび割れの発生・進展、局所化を考慮している³⁰⁾。なお、コンクリートの圧縮応力-ひずみ曲線は、「コンクリート標準示方書」(土木学会編)に従って二次曲線タイプとした。

ここでは覆工に生じるひび割れのパターンを定性的に把握することを主目的とし、地震波により生じる地盤のせん断変形については単純化して図-11に示すように、a)せん断波が鉛直に入射する場合(せん断変形が水平に生じる場合)、b)せん断波が鉛直から45°の角度で入射する場合(せん断変形が鉛直から45°の角度で生じる場合)の2パターンとした。また、せん断変形は深さ方向に直線的に変化するものと仮定した。ただし、解析範囲の大きさはa)とb)で同じとしている。

(2) 地盤のせん断変形による影響

図-12に地震波によるせん断変形に伴う地山のせん断ひずみが1800μの時に覆工に生じるひび割れ幅の分布を示す。なお、ひび割れ幅の分布とは、各要素にひび割れが1本発生すると仮定した場合のひび割れ幅の分布のことであり、塑性ひずみ量×要素の等価長さ(主応力方向に要素を投影した長さ)により算出している。

a) せん断波が鉛直に入射する場合

地山のせん断ひずみを大きくしてゆくと、せん断ひずみが630μに達した時点でほぼ同時にインバート~側壁の接合部と、アーチ肩部の2カ所にひび割れが発生した。せん断ひずみが大きくなるのに伴ってひび割れ幅および深さも大きくなり、せん断ひずみが1800μに達した時点でひび割れが覆工を貫通した。

b) せん断波が鉛直から45°の角度で入射する場合

ひび割れは、水平方向に引張となる場合は天端とインバート中央部、水平方向に圧縮となる場合は左右SL部分において生じた。ただし、せん断ひずみ1800μでは、ひび割れはインバート中央部以外は貫通しなかった。

なお、せん断変形の大きさを変化させて感度解析を行ったところ、せん断変形の大きさはひび割れの幅・深さのみに影響を与え、ひび割れの発生位置には影響を与えないこともわかった。

以上、地震によるせん断変形を図-11に示すように直線モデルとし地山のせん断変形のみを考慮した計算を

行った。その結果、不良地山区間では、山岳トンネルが地震波の伝播に伴う変形を受けた場合、天端部、SL 部で曲げが大きくなり、これらの部分で圧ぎ、剥離を生じる可能性があることがわかった。しかしながら、ひび割れの進展方向は覆工部材軸に直交する方向のみであり、六甲トンネルで観察されたような部材軸に対して斜め方向に進展するひび割れは再現できなかった。

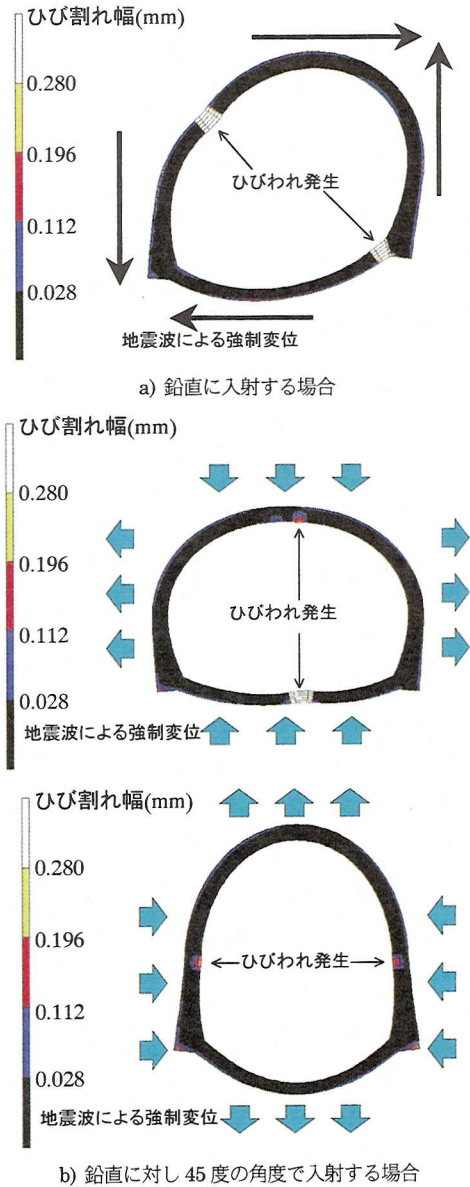


図-12 せん断波の入射角度によるひび割れ幅の分布の変化

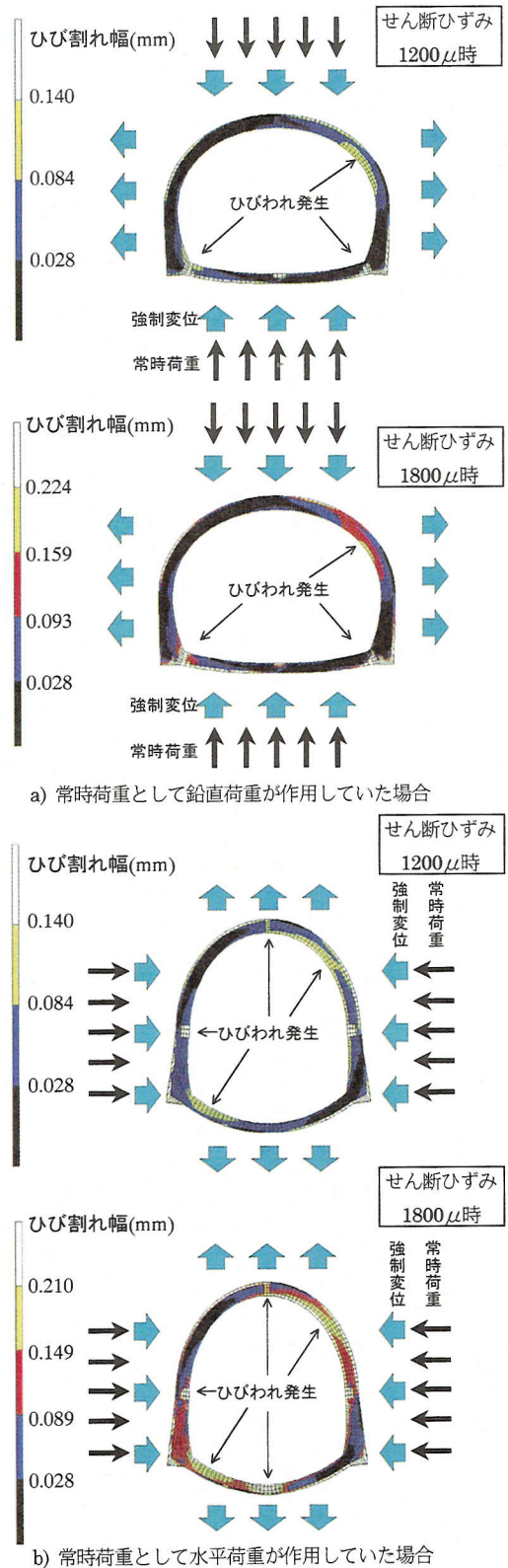
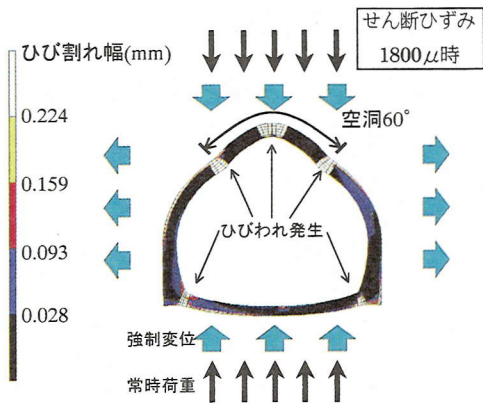
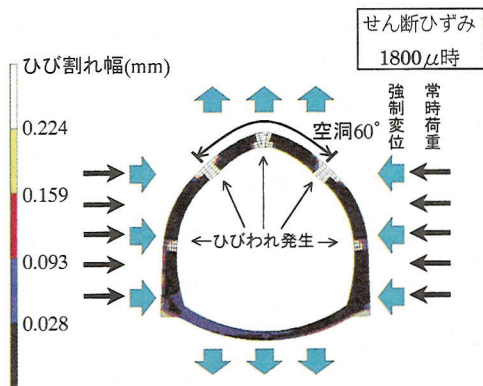


図-13 常時荷重によるひび割れ幅の分布の変化
(せん断波が鉛直に対し 45 度の角度で入射する場合)



a) 常時荷重として鉛直荷重が作用していた場合



b) 常時荷重として水平荷重が作用していた場合

図-14 背面空隙によるひび割れ幅の分布の変化
(せん断波が鉛直に対し45度の角度で入射する場合)

(3) 常時荷重の影響

硬岩中のトンネルでは、掘削終了後周辺地山が安定した状態で覆工コンクリートが施工されるため覆工に地圧等の常時荷重が作用している例は少ないものと考えられる。しかしながら、不良地山区間のように周辺地山が脆弱な場合には塑性地圧等の常時荷重が覆工に作用している可能性がある。そこで、塑性地圧等の常時荷重が作用した場合の覆工に生じるひび割れパターンへの影響を把握する目的で、あらかじめ荷重を作用した状態で地震時のせん断変形に相当する強制変位を与えて解析を行った。

解析ケースは、覆工に a)常時荷重として鉛直荷重が作用していた場合と、b)常時荷重として水平荷重が作用していた場合の2ケースとした。解析では、最初に鉛直または水平荷重を境界に等分布荷重(80kN/m²)で与えた後、地震時のせん断変形に相当する強制変位を与えた。

図-13 にひび割れ発生直後(モデルの平均せん断ひずみ1200μ)と、モデルの平均せん断ひずみが1800μの時の覆工のひび割れ幅の分布を示す。ここで、せん断波

は鉛直から45度の角度で入射した場合を示している。なお、せん断波が鉛直に入射した場合はひび割れの発生状況は(2)の場合と大きな差は見られなかった。

a) 常時荷重として鉛直荷重が作用していた場合

ひび割れの向きは、アーチ部分に生じるひび割れは天端部分の地山側からS L付近の覆工内側側に向かって斜めに生じた。

b) 常時荷重として水平荷重が作用していた場合

S L付近に内側から比較的大きなひび割れが発生し、アーチ部分には鉛直荷重卓越の場合とほぼ同位置に斜め方向のひび割れが発生した。しかしながら、鉛直荷重が作用していた場合と異なり、覆工内側側から地山側に向かって生じた。

なお、常時荷重の大きさを変化させて感度解析を行ったところ、ひび割れ発生時のせん断変形量およびひび割れ幅・深さ等については常時荷重の大きさを受けるが、ひび割れ発生パターンは常時荷重の影響はほとんど無く一定であることがわかった。

以上の解析結果から、土圧等の常時荷重により覆工に導入されている初期の応力状態によっては、地震時のせん断変形により実際のトンネルで観察されたような斜めひび割れが発生しうることが判明した。また、斜めひび割れの進展方向についても、覆工に導入されている応力状態等により変化することがわかった。

(4) 覆工背面空隙の影響

矢板工法で施工されたトンネルでは、覆工と地山との間に背面空隙が存在する場合が十分考えられる。そこで、覆工背面空隙が、地震時に覆工に発生するひび割れに与える影響を把握する目的で、最も空隙が生じやすい天端部分に空隙を設けた解析を行った。背面空隙の範囲は、図-14 に示すようにアーチ天端を中心とした30度ずつの範囲とし、覆工には(3)と同様に常時荷重をあらかじめ与えて、鉛直から45度の角度を有してせん断波を入射することにより解析を行った。

図-14 にモデルの平均せん断ひずみが1800μの時のひび割れ幅の分布を示す。覆工背面に空隙がある場合には、天端と空隙範囲の端部にもひび割れが発生した。しかし、アーチ部分の覆工に対し斜めに入ったひび割れは見られなかった。

以上の不良地山区間の被害パターンを再現することを目的として行ったひび割れ進展を考慮したFEM解析の結果、六甲トンネルの被害パターンをある程度再現することができた。また、地震動のみではアーチ部のせん断ひび割れは生じなかったが、覆工に常時荷重を想定した場合、せん断波の入力方向によってはせん断ひび割れの生じる可能性があることがわかった。

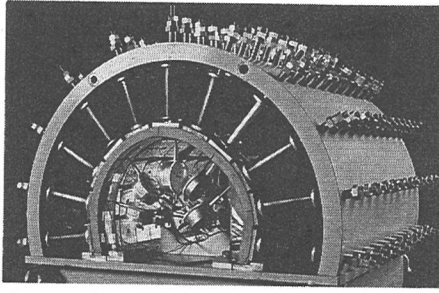


写真-3 模型実験装置外観

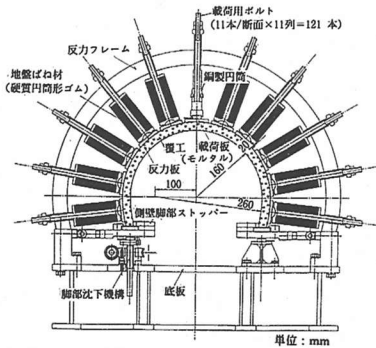


図-15 模型実験装置

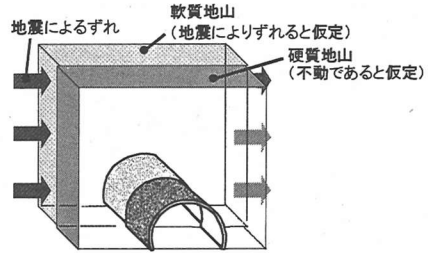
5. 断層のずれによる被害のメカニズム

断層のずれによる被害に関しては、以下のようなメカニズムで被害が生じると考えられる。すなわち、トンネルが断層あるいは破碎帯を横切っている場合、この前後で地山は構造的に2分される。地震時にこれらの岩体が多少なりとも異なった動きをするとその境目である断層あるいは破碎帯においてトンネルに相対的な変位を生じさせる力が働くことになる。この相対変位が、トンネル覆工に、せん断、引張り、圧縮、さらには、ねじり方向の力を生じさせ、結果として、せん断ひび割れ、輪切り状のひび割れ、打継目に沿った圧ぎ・剥落、残留変形などを引き起こすと推察される。

このような断層のずれによる被害に関しては、トンネルを横切る断層の変位に伴う覆工の破壊挙動を模擬するため、覆工模型実験を行い実際に塩屋谷川放水路でみられたようなひび割れが生じるかどうかを調べることとした。

(1) 模型実験の概要

実験には、新幹線断面を想定した模型実験装置（縮尺1/30）（写真-3、図-15）³¹⁾を用いた。本装置は、最荷用ボルト、地盤ばね材、反力フレーム、側壁脚部ストッパー、脚部沈下機構等からなっている。また、これらはトンネル線路方向にも配置され、3次元の実験も可能とな



↓ モデル化

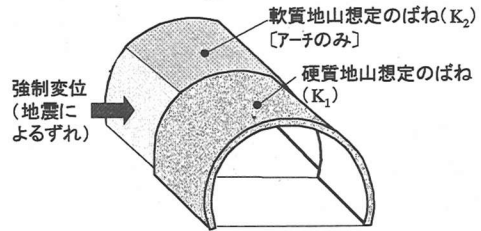


図-16 覆工模型実験モデル

表-5 模型の諸元

	材料	物性
覆工	モルタル	圧縮強度 $\sigma_c=30$ (N/mm ²) 弾性係数 $E_c=16$ (kN/mm ²) 巻厚 $t=2$ cm 奥行き 60cm 全断面覆工 (打継目無し)
地盤ばね材	円筒形 ゴム	$K_1=1900$ (N/mm) (硬質地山) $K_2=80$ (N/mm) (軟質地山)

っている。実験においては、モルタル製のトンネル覆工模型を本装置にセットした後、最荷用ボルトを介して最荷箇所にて一定速度で変位を与える変位制御によって最荷を行う。なお、最荷箇所以外はゴム製の地盤ばね材により地山を模擬し、変形量に対応する反力を覆工に与えるようになっている。このように、本実験装置はいわゆる直接式の実験装置であり、地山を模擬した材料を介することなしに覆工にボルトにより直接変位を与える方式となっている。このため、実際の地山～覆工間の相互作用を必ずしも正確にはモデル化できていない面もあるが、覆工の変形挙動に着目した場合、境界条件を明確にできるという利点があるため、本方式を採用した。特に、本実験のような地山の变位による強制的なずれ挙動をシミュレートする場合は、地山～覆工間の相対的な変位より断層面におけるずれに伴う変位の方が卓越するため、地山～覆工間の相互作用を正確にモデル化していない直接式においても問題は少ないものと思われる。図-16 に実験に用いた覆工模型モデル、表-5 に模型の諸元を示す。

実験では断層をモデル化するため、モデル中央付近を

6. まとめ

本論文ではまず過去のトンネルの地震被害事例を整理・分析した。その結果、山岳トンネルの地震被害は以下の3パターンに分類できることが明らかとなった。

- ①坑門、坑口部の被害
- ②不良地山区間の被害
- ③断層のずれによる被害

次に、それぞれの被害パターンに対して、解析、実験によるシミュレーションを行って被害のメカニズムを検討した。以下にこの結果得られた知見をまとめる。

①坑門、坑口部ではアーチ肩部のひび割れが過去の地震被害で数多く報告されているが、シミュレーション解析の結果、土被り荷重等の常時荷重の有無に関わらず、水平震度0.2程度の地震荷重を想定した場合でもアーチ肩部に引張ひび割れが発生する可能性があることが明らかとなった。

②不良地山区間の被害については、六甲トンネルで見られた被害パターンを再現することを目的としてひび割れの発生・進展を考慮したFEM解析を行った。この結果、六甲トンネルの被害パターンをある程度再現することができた。また、地震動のみではアーチ部のせん断ひび割れは生じなかったが、覆工に常時荷重を想定した場合、せん断波の入力方向によってはせん断ひび割れの生じる可能性があることがわかった。

③断層のずれによる被害については、断層のずれを模擬した模型実験によるシミュレーションを行った結果、兵庫県南部地震で塩屋谷川放水路トンネルの横尾山断層交差部のひび割れ発生パターンと類似したひび割れパターンを再現することができた。

参考文献：

- 1) 小山幸則, 朝倉俊弘, 佐藤豊：兵庫県南部地震による山岳トンネルの被害と復旧, トンネルと地下, Vol. 27, No. 3, pp. 51-61, 1996.
- 2) 吉川恵也：鉄道トンネルの震災事例調査, 鉄道技術研究報告, No. 1123, 1979.
- 3) 土木学会：復刻版 大正十二年関東大地震震害調査報告(第二巻) 鉄道及び軌道部, 1984.
- 4) 土木学会：復刻版 大正十二年関東大地震震害調査報告(第三巻) 道路部, 1984.
- 5) 吉川恵也：地震断層による鉄道トンネルの被害, 土と基礎, Vol. 30, No. 3, pp. 27-32, 1982.
- 6) 吉川恵也：鉄道トンネルの震災と地震対策, トンネルと地下, Vol. 15, No. 8, pp. 33-42, 1984.
- 7) 北海道大学内十勝沖地震調査委員会：十勝沖地震調査報告, pp. 323-364, 1954.
- 8) 岡本舜三, 加藤勝行, 伯野元彦：地中構造物に働く地震力

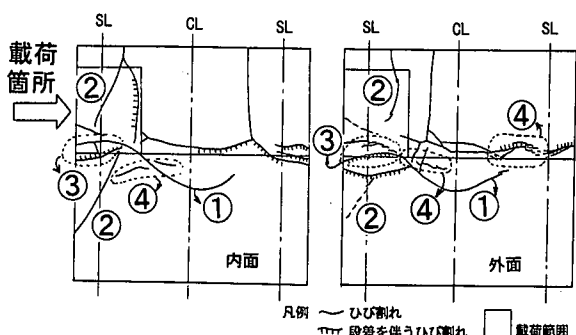


図-17 実験によるひび割れ進展図

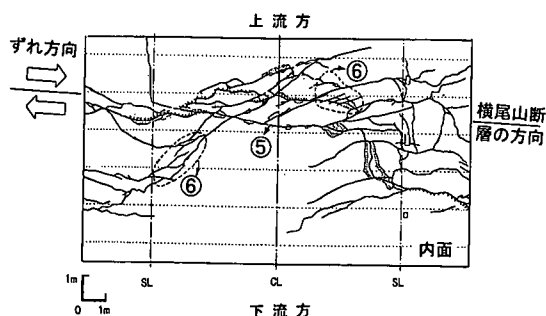


図-18 塩屋谷川放水路トンネルのひび割れ展開図

境にゴムの材質を変え、硬質地山(洪積層を想定して地盤ばねを設定)と軟質地山(沖積層を想定して地盤ばねを設定)が接する地質構造を想定した。なお、側壁脚部に鋼板ストラット(断層部は軸直角方向に予め切断)を設置して断面を閉合しておいた。

載荷は、軟質地山側の左側壁部に強制変位を与えることにより、断層が右横ずれを生じる現象を模擬した。

(2) 実験結果と考察

図-17に、実験より得られた覆工内面・外面のひび割れ展開図を示す。まず、断層付近に左側壁からアーチにかけて①輪切りひび割れが生じ、次に②斜め～軸方向ひび割れが生じ、更に断層付近で③右ずれせん断ひび割れと④雁行状ひび割れが脚部から徐々に発生進展して構造破壊に至った。

一方、塩屋谷川放水路トンネルの横尾山断層交差部における、覆工のひび割れ展開図(図-18)では、横尾山断層の方向(トンネル軸にやや斜交し南東側に傾斜)に概ね沿って右ずれの⑤せん断ひび割れが生じ、かつ、その方向と斜交して⑥多数のひび割れが生じた。この状況は、図-17に示した、実験の結果と整合している。

なお、断層方向に対し斜交するひび割れは、過去に朝倉らが行ったトンネルに斜めに交差した帯状荷重を3次元覆工モデルに作用させた模型実験³²⁾においても確認されている。

- に関する研究, 土木学会論文集, No. 92, pp. 37-53, 1963.
- 9) 土木学会: 昭和 39 年新潟地震震害調査報告, 1966.
 - 10) Editorial Committee of "General Report on The Niigata Earthquake": *General Report on The Niigata Earthquake of 1964*, pp. 473-474, Tokyo Electrical Engineering College Press, 1968.
 - 11) 1968 年十勝沖地震調査委員会: 1968 年十勝沖地震調査報告, pp. 416-419, pp. 428-430, 1969.
 - 12) 小野田耕治, 楠山豊治, 吉川恵也: 伊豆大島近海地震による被害 (1) 鉄道トンネルの例, トンネルと地下, Vol. 9, No. 6, pp. 7-12, 1978.
 - 13) 今田徹: 伊豆大島近海地震による被害 (2) 道路トンネルの例, トンネルと地下, Vol. 9, No. 7, pp. 9-16, 1978.
 - 14) 日本建築学会: 1974 年伊豆半島沖地震・1978 年伊豆大島近海地震災害調査報告, pp. 183-255, 1980.
 - 15) 土木学会東北支部 1978 年宮城県沖地震調査委員会: 1978 年宮城県沖地震調査報告書, pp. 165-168, 1980.
 - 16) 土木学会: 1983 年日本海中部地震震害調査報告書, pp. 422-423, 1986.
 - 17) 松田時彦, 山科健一郎, 有山智雄: 長野県西部地震の震源断層に対する地表調査, 1984 年長野県西部地震の地震および災害の総合調査, pp. 67-72, 1985.
 - 18) 岡田勝也, 那須誠, 市原久義, 興石逸樹: 千葉県東方沖地震による鉄道盛土と橋台裏盛土の被害, 土と基礎, Vol. 37, No. 8, pp. 63-68, 1989.
 - 19) 国田雅人, 竹俣隆一, 役田徹: 能登半島沖地震による被災トンネルを復旧, トンネルと地下, Vol. 24, No. 11, pp. 7-13, 1993.
 - 20) 北浦勝 (研究代表者): 1993 年能登半島沖地震に関する調査研究, 1993.
 - 21) 西川純一, 高橋光昭, 山下彰司: 1993 年北海道南西沖地震における道路・鉄道・河川堤防の被害, 土と基礎, Vol. 41, No. 11, pp. 11-16, 1993.
 - 22) 綱木亮介: 平成 5 年 (1993 年) 北海道南西沖地震特集—4.6 斜面崩壊—, 地震工学振興会ニュース, No. 133, pp. 52-53, 1993.
 - 23) 日本国有鉄道大阪新幹線工務局: 山陽新幹線 (新大阪~岡山) 地質図, 1973.
 - 24) 朝倉俊弘, 小島芳之, 小林雅彦, 佐藤豊, 野城一栄, 志波由紀夫: 山岳トンネルの地震被害とそのメカニズム, 第 10 回岩の力学国内シンポジウム講演論文集, pp. 497-502, 1998.
 - 25) Asakura, T., Shiba, Y., Sato, Y. and Iwatate, T.: *Mountain Tunnels Performance in the 1995 Hyogoken-Nanbu Earthquake*, Special Report of the 1995 Hyogoken-Nanbu Earthquake, Committee of Earthquake Eng. JSCE, Jun. 1996.
 - 26) 建造物設計標準解説 基礎構造物・抗土圧構造物, 日本国有鉄道, pp. 62-64, pp. 86-88, 1983.
 - 27) 鉄道構造物等設計標準・同解説 (コンクリート構造物) —SI 単位版, 鉄道総研, 1999.
 - 28) 堀井秀之: フラクチャープロセスゾーン問題とコンクリート・岩石・セラミックに対する破壊力学の体系化, 構造工学論文集, Vol. 35 A, 1989.
 - 29) 渡辺忠朋, 松岡茂, 武田康司: 破壊力学に基づく R C 部材のせん断耐力の研究, 土木学会論文集, No. 592 / V-39, 1998.
 - 30) 松岡茂, 益田彰久, 武田康司, 土井至朗: ひび割れ発生・進展に支配されたコンクリート構造物の解析モデル, 土木学会論文集, No. 620 / V-43, 1999.
 - 31) 朝倉俊弘, 小島芳之, 安東豊弘, 佐藤豊, 松浦章夫: トンネル覆工の力学挙動に関する基礎的研究, 土木学会論文集, No. 493 / III-27, 1994.
 - 32) 朝倉俊弘, 小島芳之, 安東豊弘, 佐藤豊, 松浦章夫: トンネル覆工の力学挙動解析 (3) —トンネル覆工の 3 次元挙動—, トンネル工学研究発表会論文・報告集, Vol. 3, 1993.

(1999.4.6 受付)

DAMAGE TO MOUNTAIN TUNNELS BY EARTHQUAKE AND ITS MECHANISM

Toshihiro ASAKURA, Yukio SHIBA, Shigeru MATSUOKA,
Toshio OYA and Kazuhide YASHIRO

It is generally said that mountain tunnels are little damaged by earthquakes. However, recent case studies of the damage of mountain tunnels caused by earthquakes also show that they are likely to be damaged when 1) the scale of earthquake is large, 2) there are earthquake faults near the tunnel or 3) there are special conditions. We collected information on the tunnels which suffered damage from earthquakes, and performed field surveys of the tunnels damaged by the 1995 Hyogoken Nanbu Earthquake to study the damage mechanism of mountain tunnels. We analyzed the collected data, classified damage patterns and performed simulation analyses and model tests. Based on the study results, we concluded that we can classify damage patterns of mountain tunnels by earthquakes into the following three patterns; 1) damage of tunnel entrance, 2) damage of tunnel at the fracture zone, 3) damage by sliding of faults. We can prove these mechanisms by the results of simulation analyses and model tests.