

# 崩壊事例に基づいた吹付けコンクリートの曲げ破壊検証実験

三谷浩二<sup>1</sup>・吉塚 守<sup>2</sup>・吉武 勇<sup>3</sup>・中川浩二<sup>4</sup>

<sup>1</sup>正会員 日本道路公団 九州支社八代工事事務所 (〒866-0826 熊本県八代市本野町池端 662-1)

<sup>2</sup>正会員 高速道路技術センター 道路技術研究部 (〒100-0013 東京都千代田区霞が関 3 丁目 7 番 2 号)

<sup>3</sup>正会員 博(工) 山口大学助手 工学部 社会建設工学科 (〒755-8611 山口県宇部市常盤台 2-16-1)

<sup>4</sup>フェロー会員 工博 山口大学教授 臨床トンネル工学研究所 (〒755-8611 山口県宇部市常盤台 2-16-1)

本研究は吹付けコンクリートの破壊機構の解明を目的とするものである。特に山岳トンネルで最も一般的に施工される亀裂性岩盤における吹付けコンクリートの破壊事例の調査から、その破壊機構は①崩落岩塊荷重によるコンクリートと岩盤の付着切れの発生、②付着切れによるコンクリートのはり構造化、③崩落岩塊荷重によるコンクリートはりの曲げ破壊、であることが推定された。そこで、引張付着強度試験によって吹付けコンクリート～岩盤間の付着強度特性の把握を試みるとともに、曲げ破壊過程を検証すべく岩塊崩落模擬実験を行った。その結果、亀裂性岩盤下においては、金網や繊維による補強を施すことで靱性性能を付与した吹付けコンクリートの有効性が窺えた。

**Key Words:** fiber-reinforced shotcrete, bond strength, fracture mechanics, flexural toughness

## 1. はじめに

一般的な山岳トンネルでは、周辺岩盤の不連続面が地山挙動とトンネル構造を支配する傾向にあり、トンネル(一次覆工)コンクリート部にはしばしば局所的な荷重が作用する。そのため、不連続面に囲まれた岩塊によってトンネルコンクリート一次覆工構造が局部的に破壊される現象に対して、その安全性をも考慮した設計方法が必要とされる。

トンネルコンクリートの設計に関する既往の研究は比較的少なく、かつそのほとんどが二次覆工コンクリート(以下、単に覆工と称す)を対象とするものである。朝倉ら<sup>1)</sup>の行った実験によると、円環構造物であるトンネル覆工に荷重が作用し局部的にひび割れが発生した後も、構造物としては直ちに破壊に至らないことが確認されている。この事実に着目し、設計上の終局状態を覆工部材が部材断面耐力に達した時点とする覆工コンクリートの限界状態設計方法を、無筋コンクリートに関して峯本ら<sup>2)</sup>が、また繊維補強コンクリートを対象としてNanakornら<sup>3)</sup>が提案している。さらに、松岡ら<sup>4)</sup>は繊維補強コンクリートの靱性を評価するために、ひび割れ面での繊維による引張応力の伝達を引張軟化曲線で考慮し、ひび割れの発生・進展を取り入れた繊維補強覆工コンクリートの解析手法を提案している。

一方、トンネル一次覆工である吹付けコンクリー

トの支保効果を期待して、海外では山岳トンネルの支保材料として繊維補強を施した吹付けコンクリートがしばしば使用されている。これに対して国内ではその採用例が少なく、変状トンネルの対策工などの一部において繊維補強吹付けコンクリートが使用された程度である<sup>5),6)</sup>。さらに、Q値法<sup>7)</sup>等の経験的手法による設計方法はみられるものの、支保機能に対するトンネル力学的考察<sup>8)</sup>と、複合材料としての繊維補強吹付けコンクリートの力学的考察<sup>9)</sup>を結び付けて説明した設計方法の提案等は見当たらない。また、繊維の混入量の影響に関しては、繊維の種類によって補強したコンクリートの靱性特性が異なるにもかかわらず、コンクリート体積比で概ね1%分を混入することが慣例的に行われてきた。上記のように、吹付けコンクリート、特に繊維補強吹付けコンクリートの支保材料としての効果や設計方法、仕様等については明確にされていないのが実状である。

このような現状を踏まえ、本研究では吹付けコンクリートの破壊機構と支保機能に関して、その基礎資料および考え方を示すことを目的とした。研究を遂行するにあたり、崩壊事例のみられた亀裂性岩盤における吹付けコンクリートの破壊事例を調査し、その検証実験を通じて破壊機構の解明を試みるとともに、プレーンコンクリートと対比させる形で金網および繊維補強の効果について検討を行った。

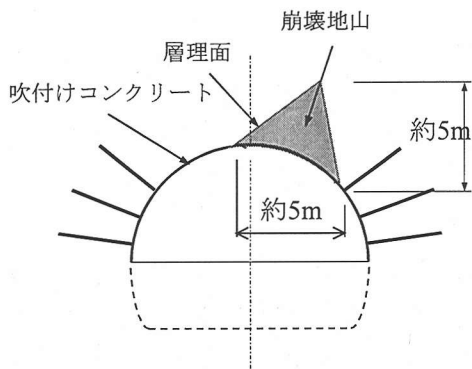


図-1 吹付けコンクリートの横断方向破壊状況(事例1)

## 2. 吹付けコンクリートの破壊事例調査

### (1) 事例調査の目的

山岳トンネル施工における吹付けコンクリートは、掘削直後のゆるみ抑制および地山風化防止を主な目的とするものである。一般にはその内周に巻き立てられる覆工コンクリートの介在により、ひび割れや崩壊といった変状現象は、ほとんどの場合吹付け後～覆工コンクリート打設までの間においてのみ顕在化することとなる(通常、覆工によって隠され破壊現象が表面化しない)。本研究では、特に吹付けコンクリートの破壊機構の傾向把握を行うために、同期間において報告された吹付けコンクリートの破壊事例の調査・追跡を試みた。

### (2) 破壊事例調査および破壊現象に対する仮説

#### a) 破壊事例 1

吹付けコンクリートが破壊したトンネル地山の主岩質は、新第三紀中新世の泥岩であり、一軸圧縮強度は20～100N/mm<sup>2</sup>程度である。この地質構成は、間隔約1.5mの層理面に幅2cm程度の砂岩層を挟むものであり、これにほぼ直交する形で約1m間隔にて節理面が現れていた。吹付けコンクリートの破壊した地点における切羽観察によると地山等級はCIであり、さらに土被り約58mに対してトンネル掘削に伴う変位(内空変位、天端沈下)は2mm以下であった。

トンネル横断方向における吹付けコンクリートの破壊の状況を図-1に示す。同破壊事例では、天端近傍において、高さ5m、幅5mにわたって地山が崩落し、それに起因してロックボルト位置に端を發した吹付けコンクリートの破壊が生じた。なお、崩壊した地山の破壊面は泥岩層と砂岩層の境界層理面の方向と一致し、その境界面に挟まれるものであった。

また、トンネル縦断方向における吹付けコンクリ

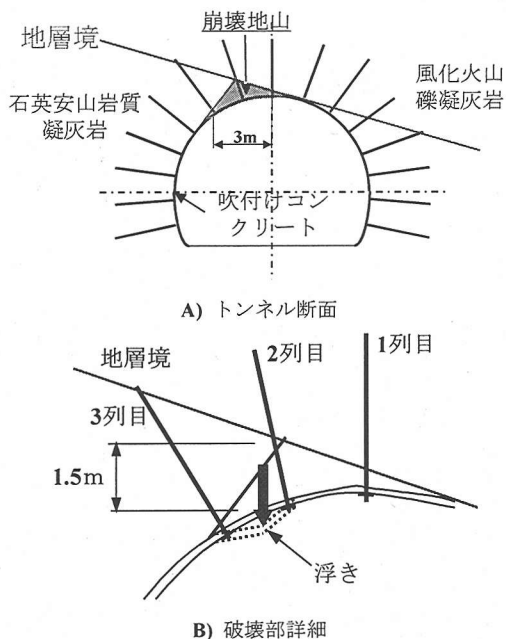


図-2 吹付けコンクリートの横断方向破壊状況(事例2)

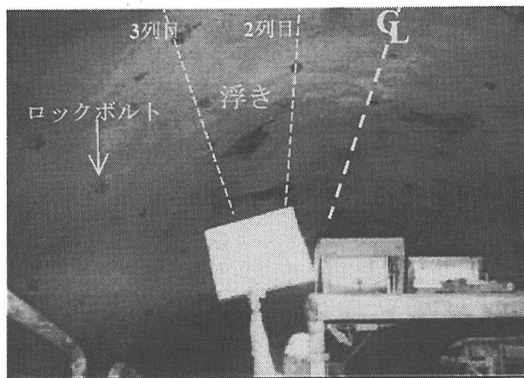


写真-1 吹付けコンクリートの破壊に伴う浮き(事例2)

ートの破壊範囲は、切羽後方約1～8m(延長約7m)に及んでいた。なお、破壊位置より30m後方にて記録された切羽観察から、切羽面にほぼ平行する走向の節理面が介在していたことが確認されており、同節理面がトンネル縦断方向における吹付けコンクリートの破壊現象に影響を及ぼしたものと考えられる。

この破壊事例における観察記録や崩落後の地山状況に基づくと、層理・節理面から岩塊が分離し、それが吹付けコンクリートに荷重として作用することで、破壊に至ったものと考えられる。なお、吹付けコンクリート～(崩落岩塊周辺の)岩盤間の付着が十分であれば、岩塊による荷重に対して、両者は合成構造的抵抗をなすものである。しかしながら、この

表-1 崩壊岩塊による荷重の推定 (事例2)

項目	概略値	備考
① 三角形岩塊の底長	1.5 m	ロックボルト間
② 三角形岩塊の高さ	1.5 m	推定値
③ 岩塊の単位体積質量	2.0 t/m <sup>3</sup>	推定値
④ 岩塊の単位奥行きあたりの質量	2.25 t/m	①×②÷2×③
⑤ 単位奥行き&長さあたりの質量	1.5 t/m <sup>2</sup>	④÷①
⑥ 単位奥行き&長さあたりの荷重	15 kN/m <sup>2</sup>	等分布荷重

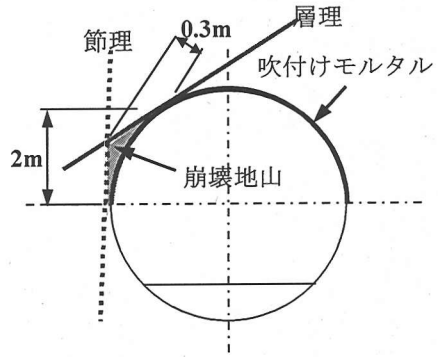


図-4 吹付けモルタルの横断方向破壊状況(事例3)

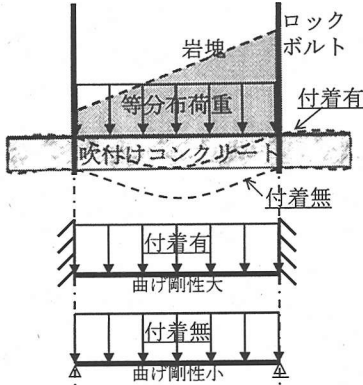


図-3 仮定したはりモデル

表-2 吹付けコンクリートの強度と安全率 (事例2)

28日設計基準強度: 36 N/mm <sup>2</sup>		仮定はり	安全率
破壊時の推定圧縮強度	35 N/mm <sup>2</sup>	作用応力	-----
同 推定曲げ引張強度	3.0 N/mm <sup>2</sup>	2.5 N/mm <sup>2</sup>	1.2
同 推定せん断強度	4.0 N/mm <sup>2</sup>	0.1 N/mm <sup>2</sup>	40

ロックボルト位置に端を発した破壊現象を鑑みると、吹付けコンクリート～岩盤間の付着が局部的に損なわれ、(ロックボルトのプレート取付け位置などに)応力が集中した可能性も考えられる。

b) 破壊事例2

破壊事例2として、切羽上方の地層境から地山が崩落し、吹付けコンクリートが破壊に至った状況の模式図を図-2に示す。なお、破壊地点における地質は、新第三紀中新世の石英安山岩質凝灰岩(一軸圧縮強度50~100N/mm<sup>2</sup>)および風化火山礫凝灰岩(一軸圧縮強度25~50N/mm<sup>2</sup>)であった。また、破壊地点における切羽観察によれば、地山等級はCI、土被りは約250mであり、内空変位および天端沈下はいずれも約5mm程度であった。

吹付けコンクリートの破壊は、トンネル中心から2列目~3列目のロックボルト間で発生した(図-2および写真-1参照)。同コンクリートの浮きは、打設2日後において、2列目~3列目のロックボルト間にある

岩盤との付着が損なわれ、それに伴って曲げ応力が作用し、破壊に至ったものである。さらに、浮いた吹付けコンクリート部を撤去する際に、同箇所からトンネル中心(1列目)のロックボルトに至るまで約15m<sup>3</sup>(トンネル縦断方向に6m程度)の地山とともに崩落した。これは、①図-2で示される地層境で分離された岩塊が、吹付けコンクリートに荷重として作用し、②作用荷重に応じて岩盤と吹付けコンクリートの付着が損なわれ、③吹付けコンクリートがロックボルトを支点としたはり構造状となり、これに曲げモーメントが作用してひび割れが生じ、浮きに至ったものと考えられる。さらに、④ひび割れの生じた吹付けコンクリートは、軸圧縮力を伝達して荷重を支えるが、撤去に応じて浮き上部の吹付けコンクリートも破壊して地山とともに崩落したものと推察される。

ここで、ロックボルトは1.5m間隔で配置されたことから、中心~3列目間まで崩壊した三角形岩塊の底長は約3.0mとなり、また、その高さは(図-2 B)に示されるように概ね1.5mであった。岩塊の単位体積質量を2.0 t/m<sup>3</sup>と仮定すると、岩塊質量およびそれに伴う荷重は、表-1に示される結果となる。

ここで、崩壊岩塊の両端部におけるロックボルト位置で、吹付けコンクリートが固定されていると考え、図-3に示すようなはり構造に単純モデル化して作用応力の計算を試みた。なお、吹付けコンクリートの設計厚は100mmである。

岩盤との付着が損なわれていないと仮定したときの吹付けコンクリートに作用するせん断応力が約0.1N/mm<sup>2</sup>程度に対し、付着が損なわれ曲げ応力が発生したと仮定した場合における曲げ(引張)応力は、約1.7N/mm<sup>2</sup>となった。

同トンネルでは、表-2に示すように材齢28日の設計基準強度が36N/mm<sup>2</sup>の吹付けコンクリートを施工しており、破壊時(材齢2日)における圧縮強度は

35N/mm<sup>2</sup>であった。また、圧縮強度から推定される曲げ引張強度とせん断強度は、それぞれ3.0N/mm<sup>2</sup>、4.0N/mm<sup>2</sup>程度である。

表-2に示される結果より、せん断強度に対する安全率は40程度確保できているのに対し、曲げ引張に対する安全率は1.5以下であり、同吹付けコンクリートは曲げ引張破壊に至った可能性が大きいものと推察される。

この破壊事例は、外荷重が作用した吹付けコンクリートは、岩盤との付着が損なわれ、それに伴って曲げ応力が作用することで破壊に至る現象を示唆するものであった。

### c) 破壊事例3

破壊事例3は、TBMによる円形先進導坑(φ5m)の側壁部において、同壁面内周に吹付けたモルタルコンクリート(以下、モルタルと略す)が崩壊したものである。破壊箇所における地質は、新第三紀中新世後期から鮮新世前期の砂岩・泥岩互層にあり、その一軸圧縮強度は25~50N/mm<sup>2</sup>程度である。約20cm間隔で層理面が介在し、これに交差する形の節理が約50cm間隔で現れていた。なお、同壁面部での地山観察による地山等級はCIであった。

吹付けモルタル~地山の崩壊状況を図-4に示す。同崩壊は、吹付けモルタル(20mm厚)施工後、約6ヶ月において、高さ2m×長さ2m×深さ30cmの範囲にわたって発生した。なお、ここで使用した吹付けモルタルの材齢28日における圧縮強度は40N/mm<sup>2</sup>、引張強度4.0N/mm<sup>2</sup>、せん断強度6.0N/mm<sup>2</sup>程度のものであった。

ここでは、側壁部で崩壊した地山質量による荷重(トンネル中心方向成分)の算定を行い、破壊した吹付けモルタル部から形成される両端固定ばり(固定端:破壊端部)にその荷重が作用した際の各種応力算定を試みた。その結果、両端固定はりとして仮定した吹付けモルタルに作用する応力は、概算値ではあるが、約10N/mm<sup>2</sup>の曲げ引張応力、および約0.15N/mm<sup>2</sup>のせん断応力であった。すなわち、この概略的な応力計算は、先の破壊事例同様に、吹付けコンクリート(モルタル)の破壊には、曲げ引張応力の作用が極めて大きな影響因子であることを示唆するものである。

以上のような曲げ破壊に至る過程では、吹付けコンクリート~岩盤間の付着が切れ、吹付けコンクリート部が一種のはり構造となることが前提となる。そこで、本研究では次章以降において、岩盤と吹付けコンクリートの付着強度と破壊機構を実験的に調べるとともに、同破壊に起因する曲げ応力作用下における耐力・靱性性能について、岩塊崩落を模擬する実験を通して検討を試みた。

## 3. 吹付けコンクリート~岩盤間の引張付着強度実験

### (1) 引張付着強度実験の目的と概要

吹付けコンクリートがトンネル支保として機能を発揮するためには、岩盤との付着性能が重要因子と考えられる。先の事例に基づけば、両者間に付着切れが発生し、吹付けコンクリート部がはり構造となったところで、外荷重(岩塊崩落)による曲げ破壊に至る可能性が窺えた。そこで、本研究では先ず吹付けコンクリート~岩盤間の付着強度の定量化・傾向把握を試みた。なお、ここで得られる基礎的データは、次章に示す岩塊崩落を模擬した実験において、その破壊機構を求める上での重要な因子となる。

吹付けコンクリートと岩盤間の付着力には、主にせん断方向および引張方向が考えられるが、本研究では、岩塊崩落による吹付けコンクリートの破壊機構の検証確認を行う目的から、特に引張力作用下における付着強度に着目した。以降、本論文では同付着強度を「引張付着強度」と表す。

ここで海外ではEFNARC等で引張付着強度試験が基準化されているものの<sup>10)</sup>、国内における付着力に関する研究は、水谷ら<sup>11)</sup>の研究がみられる程度であり、国内事情に合わせた吹付けコンクリートの設計や施工管理について具体的に基準化されていないのが実状である。そこで本研究では、後に示す岩塊崩落模擬実験に関する基礎的データを得る目的から、CI等級地山での吹付けコンクリートと岩盤との引張付着強度についてトンネル現場実験を実施した。

### (2) 引張付着強度に関する実験方法

コンクリート~岩盤間の引張付着強度に関して、その載荷実験状況を図-5に示す。なお、同試験を実施したトンネルの地質は、新第三紀中新世の石英安山岩および石英安山岩質凝灰岩である。切羽観察によると、地山等級はCI、岩盤(岩片)の一軸圧縮強度は約50N/mm<sup>2</sup>、節理の間隔は概ね20cm程度で、節理の状態は比較的良好であるが部分的に鏡肌がみられるものであった。

ここで引張付着強度試験における吹付けコンクリートの配合を表-3に示す。なお、同コンクリートの設計基準強度は、材齢1日および28日でそれぞれ10N/mm<sup>2</sup>、36N/mm<sup>2</sup>である。本研究における引張付着強度試験は、吹付けコンクリートの材齢で1,3,7,28日とし、それぞれの材齢において圧縮強度との関連性を調べた。

なお本研究では、トンネル掘削壁面における引張付着強度試験(A：壁面直接引張試験)、および木箱内に配置した掘削ずり塊に対して、吹付けコンクリートを吹付け作成した供試体における引張付着強度試験(B：供試体引張試験)を実施した。なお、両試験における載荷方法は、いずれも図-5に示される通りである。以下の①～⑤に引張付着強度試験の要領を示す。

- ① 鋼製プレート( $t=9\text{mm}$ ,  $\phi 100\text{mm}$ )にM16ナットを溶接作製した固定用アンカーをボルトで岩盤と固定する。
- ② ボルトをスリーブで防護して吹付けコンクリートを吹付ける。
- ③ 吹付けコンクリートが所定の材齢に達した後、固定用ボルトを取り外し、引張用ボルトをナットの位置まで挿入する。なおこの際、固定用アンカーには届いていない。
- ④ 引張用ボルトをプルアウト試験で使用するセンターホールジャッキを用いて引張力を導入する。
- ⑤ 吹付けコンクリートと岩盤の付着切れが生じてボルトが引抜けた時点の荷重を計測し、コア抜き $\phi 200\text{mm}$ とプレート $\phi 100\text{mm}$ で囲まれた付着面積( $A=235.62\text{cm}^2$ )を基に引張付着強度を算出する。

### (3) 引張付着強度実験の結果および考察

図-6に引張付着強度を吹付けコンクリートの圧縮強度との関係で整理した。なお、壁面直接引張試験は計15回実施したが、そのうちの8回はコアリング中に岩体が節理面から破壊したため、残り7回の値のみを示している。同図より、引張付着強度にばらつきがみられるが、これは試験自体が自然の岩盤を対象としていることから、局部的な付着切れが生じ易く、引張応力の偏心によって見かけ上の付着強度が低下したものと考えられる<sup>15)</sup>。なお、壁面直接引張試験による引張付着強度は平均 $0.26\text{N/mm}^2$ 、供試体引張試験による引張付着強度は平均 $0.48\text{N/mm}^2$ 、全体の平均では $0.44\text{N/mm}^2$ 程度であった。また、本研究で行った実験範囲内では、吹付けコンクリートの圧縮強度が $20\text{N/mm}^2$ 以上に達しても、吹付けコンクリート～岩盤間の付着性能のばらつきは大きいことが確認された。この原因のひとつには、実験対象の一部が自然の岩盤であり、吹付けコンクリートの付着性能は、両者間の界面特性に大きく影響を受けることが挙げられる。すなわち、岩盤の平滑度に応じて、純粋な引張付着力が作用するものから、先述した局部的な付着破壊に起因した曲げ応力的な破壊に至るまで、様々なケースが考えられる。しかしながら、吹付け

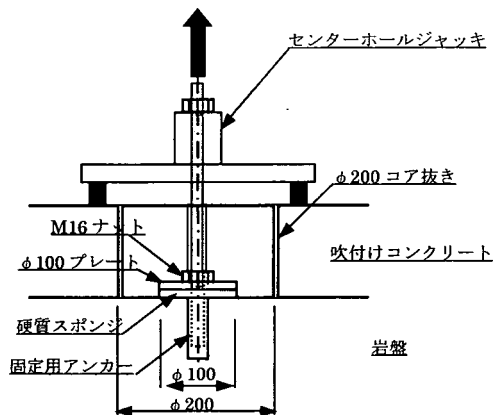


図-5 引張付着強度試験方法

表-3 引張付着強度試験の吹付けコンクリート配合

W/C %	s/a %	単位量 (kg/m <sup>3</sup> )				
		W	C	S	G	Ad
45	60.5	203	450	991	673	C×0.9%

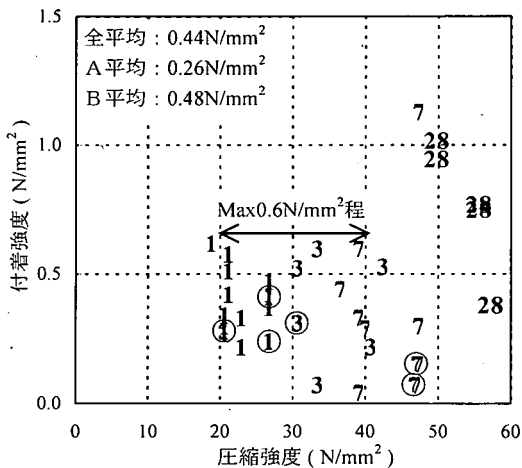


図-6 引張付着強度の試験結果

A：丸数字(材齢：日)，B：数字(材齢：日)

コンクリート～岩盤間の付着強度の傾向把握を行う上で実施した30ケースを越える実験結果に基づけば、両者間の付着強度は、概ね $0.4\text{N/mm}^2$ 程度であり、圧縮強度 $20\sim 40\text{N/mm}^2$ と比較的ばらつきの少ない範囲(一般的な吹付けコンクリート強度)における最大付着強度は約 $0.6\text{N/mm}^2$ 程度であった。

## 4. 岩塊崩落模擬実験

### (1) 岩塊崩落模擬実験の目的と概要

第3章で示した引張付着強度試験結果に基づけば、岩盤と吹付けコンクリート間の引張付着強度は概ね

表-4 岩塊崩落模擬実験におけるコンクリート配合条件

記号	種別	W/C %	s/a %	単位量 kg/m <sup>3</sup>				Ad	繊維 Vol. %
				W	C	S <sup>※1</sup>	G <sup>※2</sup>		
PN	プレーン(N)	66	59	200	304	1050	737	C×1% (質量比)	----
PH	プレーン(H)	44	55	200	455	909	726		----
HN	金網補強		65	210	478	1038	564		0.50
HF.50	繊維補強		70	220	500	1079	469		0.75
HF.75			75	225	512	1137	382		1.00
HF1.0									

※1 砕砂と山砂を質量比で7:3で混合

※2 最大骨材寸法 10mmの碎石

0.4N/mm<sup>2</sup>であり、一般的な吹付けコンクリートにおける最大引張付着強度もおよそ0.6N/mm<sup>2</sup>程度であった。そこで、この付着切れに端を発した岩塊荷重用時の吹付けコンクリートの破壊事例に対して、実験の検討から破壊挙動の把握を試みた。なお、本章における主な目的は、A)実際の破壊現象と実験による破壊挙動を比較・確認すること、B)破壊に至るまでの靱性性能に対して、吹付けコンクリートを繊維や金網で補強する際の効果について定量的に評価すること、である。

目的A)では、ばらつきの認められた亀裂性岩盤と吹付けコンクリート間の付着強度(性状)を概ね平均的な値となるよう調整し、その上で岩塊崩落による応力作用時に引張付着破壊が生じ、それに伴ってコンクリートが曲げ破壊に至る過程を実験的に捉えることを試みた。ここで得られる破壊プロセスは、第2章で仮定した亀裂性地山における吹付けコンクリートの曲げ破壊機構に対して、引張付着破壊やひび割れ発生荷重・ひび割れ位置といった詳細を確認できるとともに、それら一連の機構に対して本仮説の妥当性について検証・確認できるものである。

また目的B)では、付着破壊後の曲げひび割れ発生という極めて脆性的な破壊現象に対して、金網または繊維補強を施すことで、岩塊による作用荷重をどの程度負担できるものか、あるいはどの程度変位を許容できるものか、という効果把握を行うため、荷重-載荷点変位による靱性性能の定量化を試みた。

このような実験は、国内では水谷ら<sup>11)</sup>の研究、また海外では1970年代の後半からの繊維補強吹付けコンクリート研究の一環としてスウェーデンで実施された例<sup>12)~14)</sup>がみられる。本研究では、これらの研究で使われた実験方法を参考にして岩塊崩落模擬実験を実施した。

## (2) 岩塊崩落模擬実験の方法

### a) 載荷方法

本研究で採用した岩塊崩落模擬実験の載荷方法を図-7に示す。岩塊を模擬した3個の花崗岩ブロックに

対しコンクリートを打設するとともに、そのうちの両端ブロック部は、ロックボルトによって載荷架台に固定した。さらに、岩塊の落下を模擬するため、中央のブロック部に対して2つの独立した手動油圧ジャッキで押し上げる構造とした。本実験における載荷では、荷重と変位を確認し、なるべく左右均等な荷重が作用するように手動油圧ジャッキの制御を行った。また、各々のジャッキに設置したロードセルにより荷重を計測するとともに、中央のブロック下面の4隅で鉛直変位を、さらに左右ブロックの中央側端部ではコンクリート~ブロックの開口幅を、それぞれダイヤルゲージを用いて計測した。

### b) 実験供試体と実験ケース

岩塊崩落模擬実験におけるコンクリート供試体は、プレーンコンクリート、金網補強コンクリートおよび繊維補強コンクリートの3種類で作成した。コンクリート供試体寸法は、1800×900×50mmあるいは1800×900×100mmとした。なお、本岩塊崩落模擬実験に採用したコンクリートは、吹付けコンクリートでなく、通常の打込みコンクリートである。これは、供試体の製作が困難であること、および引張付着強度や各種強度のばらつきといった実験誤差をできるだけ小さくする意図があったことによるものである。供試体として採用したはり構造は、一般的な吹付けコンクリートでも一度吹き程度で作製できる50~100mm程度と薄いものであり、はり供試体内部でコンクリートの層分化が生じにくいものである。このことは、急結剤等を用いてコンクリートを瞬結させなくとも、十分な水和期間(例えば材齢3日以降程度)を確保すれば、通常の打込みコンクリートによるはり構造においても吹付けコンクリートの場合と同様の力学性状を示すものと捉えられる<sup>16)</sup>。換言すれば、通常の打込みコンクリートにおいても、引張付着強度を吹付けコンクリートと同程度にコントロールすることで、吹付けコンクリートの試験の代替になるものと考えられる。

ここでコンクリートの配合条件および岩塊崩落模擬実験における実験ケースの一覧を、それぞれ表-4、

表-5に示す。さらに表-5においては、各配合における曲げ靱性係数<sup>17)</sup>ならびに各実験供試体に作用した最大荷重(概ねひび割れ発生荷重に相当)を併記する。

コンクリートの配合は、高強度吹付けコンクリート程度のW/C(=44%)を中心に、比較のためにプレーンコンクリートとして、一般的に使われる吹付けコンクリートのW/C(=66%)で作成した。さらに、金網を使用する実験ケースでは、一般的に使用されているJIS-G3551規格の溶接金網(φ5×150×150mm)を用いた。また、繊維補強を行う実験ケースでは、鋼線切断法によって製造された両端フック型の鋼繊維を用い、コンクリート体積比0.50%, 0.75%, 1.00%の3水準で混入した。なお、これらのコンクリートでは、繊維混入量に応じてs/aを適宜変更している。

吹付けコンクリートは、掘削～吹付け打設後より早い段階でトンネル支保としての効果が期待されるとともに、長期にわたって周辺地山からの圧力に抗する役割を担う。そのため、吹付けコンクリートを対象とする実験では、どの時点の応力(強度)を想定したものかを明確にする必要がある。本研究では、実験の作業工程上、最も早い段階となる材齢3日に統一して岩塊崩落模擬実験および強度試験を実施した。

### (3) 岩塊崩落模擬実験の結果および考察

#### a) コンクリートの力学物性試験

岩塊崩落模擬実験に必要な(打込み)コンクリート物性の把握の一環として、予め圧縮・曲げ・せん断強度試験を実施した(図-8参照)。この結果に基づけば、材齢3日におけるW/C=44%のコンクリートの圧縮強度は、およそ27~33N/mm<sup>2</sup>の範囲内にあり、これに対してW/C=66%は13 N/mm<sup>2</sup>程度と2倍以上の差がみられる。しかしながら多くのコンクリートと同様に、圧縮強度に対して曲げやせん断といった強度を比較すれば、このW/C=44%や66%で大きな差異は認められないことが分かる。

岩塊崩落模擬実験で用いた花崗岩ブロック表面部は、バーナーを用いて表面熱処理(粗面仕上げ)を施し、付着性能を調整した。これは、通常のトンネル掘削による岩盤面に比べ、花崗岩ブロックではコンクリートとの付着強度が大きく、先の平均付着強度に対して大幅な差異が生じぬよう配慮したものである。熱処理を施した花崗岩ブロックを用い、各実験ケースで4体ずつ引張付着強度試験を行ったところ、プレーンおよび金網補強コンクリートでは平均0.66N/mm<sup>2</sup>、繊維補強コンクリートでは平均0.62N/mm<sup>2</sup>の引張付着強度が得られた。これらの付着強度は、前述のCI等級地山における岩盤と吹付けコンクリートの付着強度の約1.5倍に相当するものであ

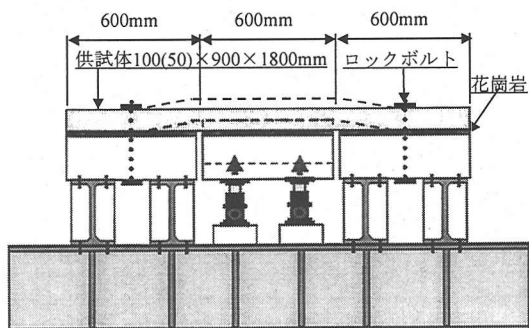


図-7 岩塊崩落模擬実験における荷重状況

表-5 岩塊崩落模擬実験の実験ケースと最大荷重

Case	配合	曲げ靱性係数	供試体厚	最大荷重
I	PN	0.04 N/mm <sup>2</sup>	100mm	73.9 kN
II	PH	0.06 N/mm <sup>2</sup>	50mm	43.4 kN
III			100mm	67.2 kN
IV	HN	1.14 N/mm <sup>2</sup>	100mm	75.7 kN
V	HF.50	3.47 N/mm <sup>2</sup>	50mm	40.1 kN
VI			100mm	83.7 kN
VII	HF.75	4.72 N/mm <sup>2</sup>	50mm	44.5 kN
VIII			100mm	96.7 kN
IX	HF1.0	4.76 N/mm <sup>2</sup>	50mm	50.6 kN
X			100mm	109.5 kN

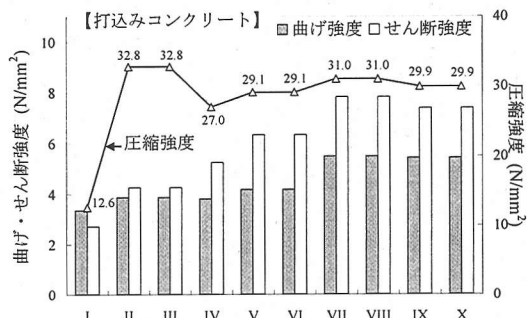


図-8 圧縮・曲げ・せん断強度試験結果

ったが、後述するように岩塊破壊模擬実験では、いずれの実験ケースにおいても先ずコンクリート～岩盤間の付着が損なわれ、曲げ破壊に至るといった破壊経路を辿るものであった。

#### b) 岩塊崩落模擬実験における供試体破壊状況

岩塊崩落模擬実験では、目視によりひび割れ発生、進展状況を確認するとともに、コンクリート部の破壊過程をビデオで撮影した。図-9に破壊部の模式図を示すとともに、その一例として写真-2にひび割れ発生状況を示す。以下では図-9を用いてコンクリート部の破壊過程(状況)を説明する。

実験では、先ず中央ブロック部からロックボルト部方向にコンクリートと花崗岩の付着が切れ、その直後に供試体のブロック接合部の上面からひび割れ



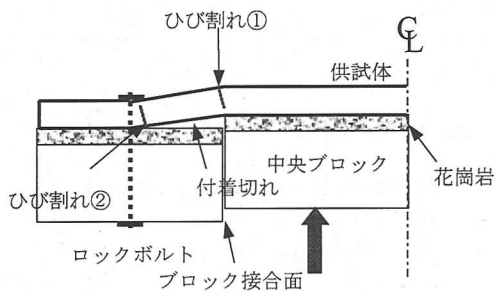


図-9 岩塊崩落模擬実験における破壊部

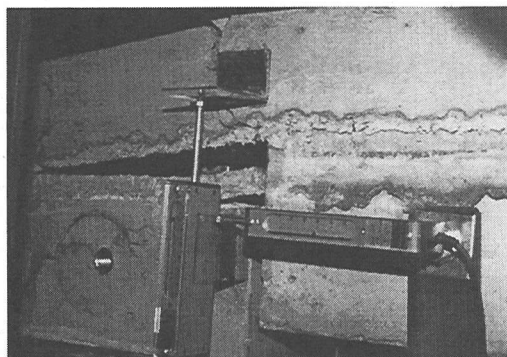


写真-2 岩塊崩落模擬実験におけるひび割れ発生状況

①が発生した。この実験におけるひび割れ破壊状況は、実トンネルにおける破壊事例にみられた吹付けコンクリート部の浮きとほぼ一致するものと思われる。その後も同様に載荷を続けると、プレーンコンクリートの場合にはひび割れ①が急激に発達して破壊が生じた。また、金網補強や繊維補強コンクリートの場合では、ロックボルトの極近傍部に下側からひび割れ②が発生した。これらのひび割れは、供試体側面を表す写真-3、あるいは写真-4の供試体上面部における中心軸より左右2本ずつ(ブロック部・ロックボルト近傍部)の計4本の比較的大きなひび割れ破壊状況からも窺える。

金網や繊維で補強されたコンクリートの破壊現象では、ブロック接合面に負の曲げ(実験供試体において、上部側引張)が、ロックボルト位置で正の曲げ(同、下部側引張)が作用してひび割れが発生するものの、ひび割れ界面で塑性ヒンジ効果を形成し、結果的に荷重を保持する傾向にある。一方、プレーンコンクリートの場合には、最初に生じたひび割れが急激に進展・発達することで脆性破壊が生じた。

また本実験の過程において、岩盤とコンクリートの付着切れは、ブロック接合面から徐々に進行する現象が観察された(図-9および写真-2参照)。本実験で用いたコンクリート厚(50mm, 100mm)では、岩塊

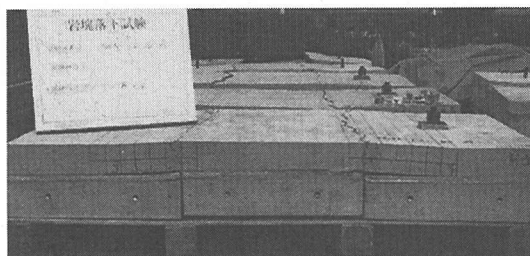


写真-3 側面部におけるひび割れ例

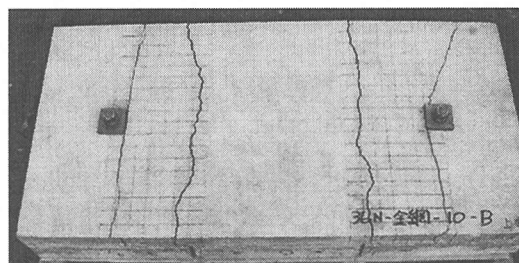


写真-4 上面部におけるひび割れ例

による荷重に比して剛性が小さく、結果的には両者の破壊機構に有意と思われる差異はみられなかった。なお、ここで用いたコンクリートでは、荷重に応じて局所的なたわみが生じ易く、それに伴って荷重が偏心する傾向がみられるため、定着部の広範囲に及んで十分な引張付着強度を発揮することができないことが窺えた。すなわち、これらの事象は吹付けコンクリートの付着力はあまり期待できず、外荷重に対して曲げ耐力をもって抵抗せざるを得ないことを意味する。

#### c) 荷重-変位関係

プレーンコンクリート、金網および繊維補強コンクリートの靱性性能を定量的に比較するため、各実験ケースにおける荷重-載荷点変位の関係を求めた(図-10参照)。ここで、一部の実験において荷重の変動が認められるが、これはコンクリートの主に2~4断面でひび割れが発生・進展する過程において、各々の点で計測した荷重・変位の平均値を用いていることに起因するものである。

同図より、プレーンコンクリートを用いた実験ケース(I~III)では、載荷点変位が0.1mm付近で最大荷重に達するとともに、以降は急激に荷重が低下する現象がみられた。供試体厚が100mmを有し、強度の異なる実験ケースIとIIIを比べると、載荷初期の変位はより剛性が高いケースIIIのほうが小さい傾向にあるが、その最大荷重(曲げ耐力)に關すれば両者にはほとんど有意な差異は認められない(表-5参照)。このことは、図-8に示される曲げ強度試験結果から分



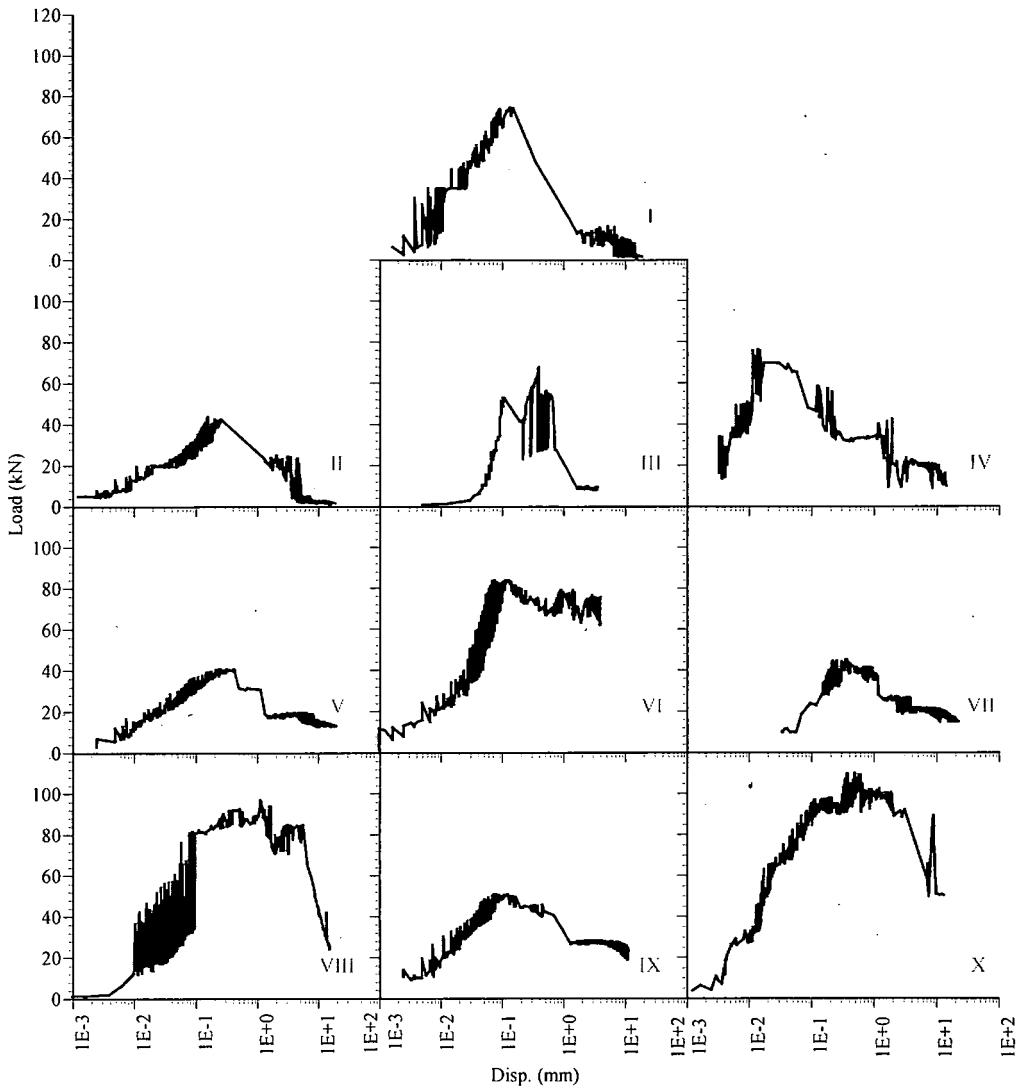


図-10 プレーン・金網・繊維補強コンクリートの荷重-載荷点変位関係

かるように、プレーンの吹付けコンクリートでは、圧縮強度を高くしても十分な曲げ強度は期待できず、曲げ破壊に対する抵抗性は確保困難であることを示唆するものである。

また、金網や繊維で補強したコンクリートによる実験ケース(IV~X)では、最大荷重に達した時点で一時的に荷重が低下するものの、以降は変位量の増加に伴って荷重が漸減する現象が認められた。このことから、比較的脆性的な破壊形態を示すコンクリートに対しても、金網や繊維による補強を施すことで、コンクリートに靱性性能の向上を付与できることが窺える。

金網補強を施した実験ケースIVの荷重-載荷点変位に着目すると、ひび割れ前までは載荷点変位が小

さく、ひび割れ発生荷重75.7kN以降においても急激な荷重低下は生じず、変位が大きくなる傾向が認められた。これは、引張鉄筋比の小さいRC部材が曲げ破壊する際の挙動に類似する現象であると思われる。また、繊維補強を施した実験ケース(V~X)では、ひび割れが発生した後の荷重低下が金網補強のものに比べて小さく、新たなひび割れの発生がみられなくなった後は、変位の増加に伴って荷重が漸減するような傾向を示した。また供試体厚が100mmで同じ場合、図-10で明らかなように繊維を0.75%以上混入したものが、金網で補強したものに比べて、明確なピーク点を有さず最大荷重程度を保持したまま変位が進行しており、靱性性能(荷重-変位曲線で囲まれた面積で表現される)に優れていることが窺える。

先述のように、吹付けコンクリートは外荷重に対して曲げ耐力をもって抵抗せざるを得ない。コンクリートの曲げ耐力の向上には、繊維補強などが有効な手段であり、図-8に示す繊維混入率0.75%以上のコンクリートにおいてその効果が明らかとなっている。さらに、事故防止の観点からも、コンクリートにひび割れが生じた後も外荷重に対してある程度抵抗できることが望ましく、表-5の曲げ靱性係数、ならびにここで示す荷重-変位関係から、繊維混入率0.75%以上とした繊維補強吹付けコンクリートの有効性が窺える。

## 5. まとめ

本研究は吹付けコンクリートの支保機能効果と設計上の限界状態に関して、その基礎資料および考え方を示すことを目的とするものである。本研究をまとめるにあたり、亀裂性岩盤環境下の実トンネルにおける吹付けコンクリートの破壊事例の調査を行ったところ、不連続面で分離された岩盤ブロックが荷重として作用することで岩盤との付着が損なわれ、ここで形成されるロックボルト等を支点としたはり構造の曲げによって破壊に至る可能性が窺えた。そこで、これらの破壊機構の検証を行うため、吹付けコンクリート～岩盤間の引張付着強度試験を通じて付着強度の定量的把握を行うとともに、吹付けコンクリートの破壊過程の詳細を確認すべく、引張付着強度試験結果に基づく岩塊崩落模擬実験を実施した。本研究で実施した検証実験の範囲内で得られた成果・知見を以下に要約する。

- ① 壁面直接引張試験による引張付着強度は平均  $0.26\text{N/mm}^2$ 、供試体引張試験による引張付着強度は平均  $0.48\text{N/mm}^2$ 、全体の平均では  $0.44\text{N/mm}^2$  程度であった。また、吹付けコンクリートの圧縮強度が  $20\text{N/mm}^2$  以上に達しても、吹付けコンクリート～岩盤間の付着性能のばらつきは大きく、引張付着強度の増進はほとんど望めないことが確認された。
- ② 岩塊崩落模擬実験により、亀裂性岩盤のトンネルにおける吹付けコンクリートの破壊状況、すなわち吹付けコンクリートと岩盤間の付着が損なわれることによる、ロックボルト位置での曲げ応力から破壊に至る現象を確認できた。
- ③ 厚さ 10cm 程度までの吹付けコンクリートの剛性では、吹付けコンクリートが撓むことによって偏心荷重が作用し、岩盤との付着が亀裂面から徐々に進行するので、付着力はあまり期待できず、曲

げ強度で抵抗せざるを得ない。

- ④ プレーンコンクリートでは、1本のひび割れが進展・発達し破壊に至る脆性破壊型であるが、金網や繊維で補強を施したものは、ひび割れ部の塑性ヒンジ効果によって、ひび割れが分散する傾向にある。なお、靱性の大きさは、コンクリートに繊維を体積比で0.75%混入することによって金網による補強よりも優れるものであった。

亀裂性岩盤における吹付けコンクリートの破壊は曲げによる脆性破壊のため、地山の突発性崩壊を招くおそれがある。亀裂性岩盤に掘削されるトンネルの設計は、これまで経験的手法が主であった。これは、節理や層理などの岩盤の不連続面から、正確に落下ブロックを想定することは現在の技術では難しいことに起因している。本論文では、吹付けコンクリートの破壊事例を収集・整理してその破壊メカニズムを検討したが、今後はさらに多くの事例を集めてさらに合理的な吹付けコンクリートやロックボルトの設計手法を検討する必要があると思われる。そして、吹付けコンクリートの限界状態等を定量的に評価することで、従来の経験的な設計手法を補完できるものと考えられる。

謝辞：岩塊崩落模擬実験の実施に際しては、リブコンエンジニアリング(株)小松信夫氏に多大の協力を受けました。ここに記して深甚の謝意を表します。

## 参考文献

- 1) 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, pp.79-88, 1994.6.
- 2) 峯本 守, 鬼頭 誠, 梶原雄三, 松岡 茂: トンネル覆工の限界状態設計法に関する研究, 土木学会論文集, No.523/III-32, pp.141-149, 1995.9.
- 3) Nanakorn, P., Horii, H. and Matsuoka, S.: A Fracture Mechanics-Based Design Method for SFRC Tunnel Linings, *J. Materials, Conc. Struct., Pavements*, No.532/IV-30, pp.221-233, 1996.2.
- 4) 松岡 茂, 益田彰久, 松尾庄二, 柳 博文: 鋼繊維補強コンクリートを用いたトンネル覆工解析に関する研究, 土木学会論文集, No.585/IV-38, pp.189-198, 1998.2.
- 5) 山田憲夫, 勝村健二: 東名高速道路日本坂トンネル復旧工事, トンネルと地下, Vol.11, No.3, pp.53-60, 1980.3.
- 6) 佐藤和夫, 鈴木正治, 宮川 浩, 永島鉄郎: ファイバーコンクリートをライニングに応用-恵那山での実施例-, トンネルと地下, Vol.7, No.2, pp.62-65, 1976.2.
- 7) Barton, N.: Geotechnical design, *World Tunneling*, 1991.11.
- 8) 久武勝保: 大断面トンネルにおける鋼繊維補強高強度吹付けコンクリートの支保効果, 材料, Vol.51, No.2, pp.162-167, 2002.2.
- 9) 平間昭信, 大森啓至, 西村次男, 魚本健人: 繊維補強

- 吹付けコンクリートの強度特性に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.2, pp.1339-1344, 2001.7.
- 10) JTA 幹事会:吹付けコンクリートのガイドライン(2), トンネルと地下, Vol.25, No.11, pp.67-72, 1994.11.
- 11) 水谷敏則, 猪熊 明:吹付けコンクリート薄肉覆工の支持機能に関する実験報告(1), 土木研究所資料, 1984.2.
- 12) Holmgren, J.: Punch-loaded shotcrete linings on hard rock, Royal Swedish, *Fortifications Administration*, Report 121, 1979.
- 13) Holmgren, J.: Tunnel linings of steel fiber reinforced shotcrete, *Proc.5<sup>th</sup> International Congress on Rock Mechanics*, D311-D314, 1983.
- 14) Holmgren, J.: Bolt Anchored Steel Fibre Reinforced Shotcrete Linings, *Swedish Rock Engineering Research*, 1985.
- 15) Franzen, T.: Shotcrete for under ground support - a state of art report with focus on steel fiber reinforcement, *Rock Support in Mining and Underground Construction*, 1992.
- 16) 武内 淳, 三谷浩二, 中田雅博:高強度吹付けコンクリートの開発, 日本道路公団試験研究所報告, Vol.34, pp.123-130, 1997.11.
- 17) 三谷浩二, 海瀬 忍, 吉武 勇, 中川浩二:はね返り低減を志向した繊維補強吹付けコンクリートの模索と合理的配合, 土木学会論文集, No.707/V1-55, pp.37-50, 2002.6.

(2002.7.8 受付)

## EXPERIMENTAL VERIFICATION OF FLEXURAL FAILURE OF SHOTCRETE BASED ON THE ROCK FRACTURING

Koji MITANI, Mamoru YOSHIDUKA, Isamu YOSHITAKE and Koji NAKAGAWA

The purpose of this study is to obtain the failure mechanism of shotcrete on fractured rocks. Firstly, the failure accidents of shotcrete were surveyed. These results implied the failure process: (1) Occurrence of un-bond tensile between shotcrete and bedrock by loading of fractured rocks, (2) Shotcrete including the bond fracture became a beam structure, (3) Flexural failure of beam shotcrete happened by loading of bedrocks. The tensile bond strength test and collapse-simulated test were carried out in order to verify these failure mechanics. From these tests results, reinforced shotcrete by using net or fiber was effective to prevent brittle fracture of shotcrete.