

開削トンネルの破壊箇所の違いが 全体系耐力へ及ぼす影響

川西 智浩* 井澤 淳**
室野 剛隆*** 清野 純史#

Influence of the Process of the Failure of Cut and Cover Tunnels on their Structural Strength

Tomohiro KAWANISHI Jun IZAWA
Yoshitaka MURONO Junji KIYONO

In the case of the collapse of Daikai Station of the Kobe Rapid Transit Railway when the 1995 Kobe Earthquake occurred, it was clear that a shear failure of the center pillars of a cut and cover tunnel was partly the cause of the collapse of the whole tunnel. However, it has not been clarified how severe damage to a side wall influences the degree of the collapse of the whole tunnel. In this research, we carried out static loading tests and analyses for cut and cover tunnels in order to clarify the influence of the process of failure on their structural strength.

キーワード：開削トンネル，せん断破壊，破壊箇所，耐力，静的載荷実験

1. はじめに

兵庫県南部地震において，神戸高速鉄道の大開駅では中柱がせん断破壊を起こし，上床版やその上部の土からの荷重が支えきれずに，トンネル全体系が崩落した¹⁾。この被害の要因分析より，開削トンネルにおいては中柱のせん断耐力が不足するとトンネルの崩壊につながる危険性があることが明らかになり²⁾，中柱のせん断破壊防止を目的として鋼板巻き等による耐震補強や，中柱の損傷時に上部からの荷重を支える目的で添え柱を設置する等の耐震対策が順次実施されてきた。また，開削トンネルの中柱・中壁がせん断破壊した場合のトンネル全体系の水平保有耐力を把握するための実験的研究もこれまでに実施されており^{3) 4)}，中柱・中壁がせん断破壊した場合には水平保有耐力が急激に低下することがわかっている。

その一方，開削トンネルにおいて中柱以外の部材がせん断破壊した事例がこれまでにないことから，その他の部材がせん断破壊した場合にトンネル全体系がどのような破壊となり，水平保有耐力がどの程度低下するのかわかっている。実際にトンネルに大きな地震作用が入力された場合には中柱・中壁以外の部材がせん断破壊する可能性もある一方，開削トンネルが不静定構造

であることを考慮すると，どこか一部材がせん断破壊してもその他の部材が無損傷あるいは軽微な損傷に留まっていれば，外部からの荷重を支えることができ，全体系の崩壊を防止できる場合も十分考えられる。したがって，開削トンネルの構成部材がせん断破壊した場合の全体系の水平保有耐力への影響を把握しておく必要がある。

そこで本研究では，開削トンネルの破壊箇所の違いが全体系の水平保有耐力に及ぼす影響について検討するため，開削トンネルにおいて側壁がせん断破壊する場合と中壁がせん断破壊する場合の静的載荷試験を実施してトンネル全体系の水平保有耐力への影響を比較するとともに，それぞれの実験結果を梁ばねモデルを用いた静的解析によりシミュレーションすることで，開削トンネルの部材がせん断破壊した場合にトンネル全体系の耐力の低下量を把握する方法について検討する。なお本報告では，トンネル全体系の水平保有耐力を単に「全体系耐力」と呼ぶことにする。

2. 開削トンネル模型の静的載荷実験

2.1 実験条件

開削トンネルにおいて，せん断破壊する部材の違いによって全体系耐力にどのような影響があるかを調べるため，本検討では，側壁がせん断破壊する場合と中壁がせん断破壊する場合を想定し，トンネルの配筋条件などを変えた2種類の鉄筋コンクリート製開削トンネル模型

* 鉄道地震工学研究センター 地震応答制御研究室
** 鉄道地震工学研究センター 地震動力学研究室
*** 鉄道地震工学研究センター
京都大学大学院 工学研究科都市社会工学専攻

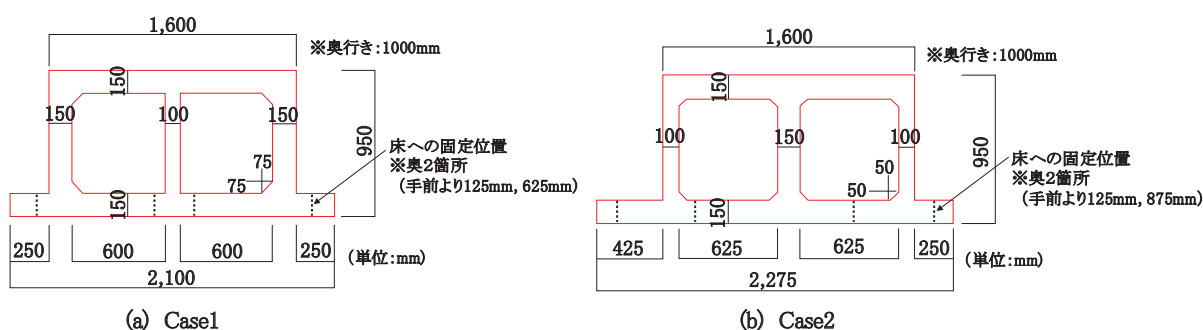


図1 開削トンネル模型の寸法

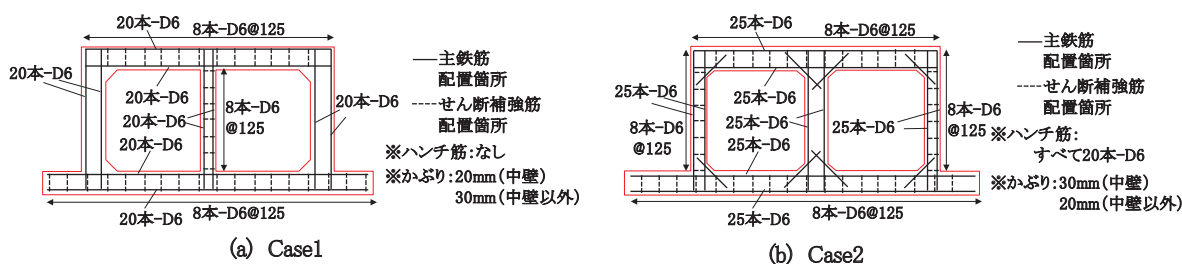


図2 開削トンネル模型の配筋条件

(Case1, Case2)を製作して静的載荷実験を行った。まず、製作した開削トンネルの寸法ならびに配筋を図1および図2に示す。Case1のトンネルは側壁にせん断補強筋を配置しない一方、中壁はせん断耐力を十分有する条件とすることで、トンネル全体として側壁がせん断破壊しやすい構造とした。また、Case2のトンネルはCase1とは逆に、中壁のせん断補強筋を配置しないことで、中壁がせん断破壊しやすくなる構造とした。また、圧縮強度はCase1で29.7N/mm²、Case2で34.2N/mm²（いずれも材齢28日）であり、圧縮強度を測定してからいずれのケースも約1週間後に実験を実施している。さらに、主鉄筋およびせん断補強筋として、Case1ではD6（SD295A）、Case2ではD6（SD345）を用いている。

次に、静的載荷実験の模型設置状況を図3に示す。ここでは一例としてCase2の設置状況を示している。本実験では、トンネル模型を反力床にPC鋼棒で固定するとともに、トンネルの上載荷重を模擬するために、トンネル上部に剛体のインゴットを載せている。したがって、トンネルの上下床版はほとんど曲げ変形せず、トンネル全体の変形としてはせん断変形が卓越して、側壁あるいは中壁が損傷する場合を想定している。また、インゴットの重さはCase1で20kN、Case2で40kNとしており、これはそれぞれ土被り厚が約1.0m、1.5m程度の状態を想定している。そして、左側壁の上方をアクチュエーターで右方向に静的載荷し、アクチュエーター位置の荷重と変位を計測することで、トンネルの損傷状況と全体系耐力の関係を調べることにした。なお、トンネルは下床版位置にて反力床に固定しているものの、載荷によりわずかにずれる可能性があるため、下床版位置の変位をレー

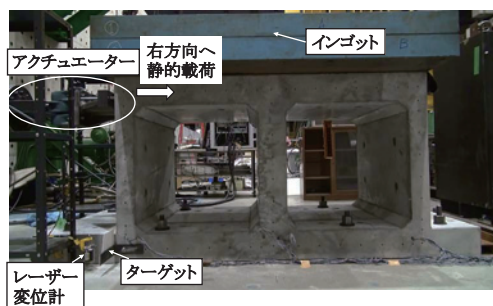


図3 トンネル模型の設置状況（Case2）

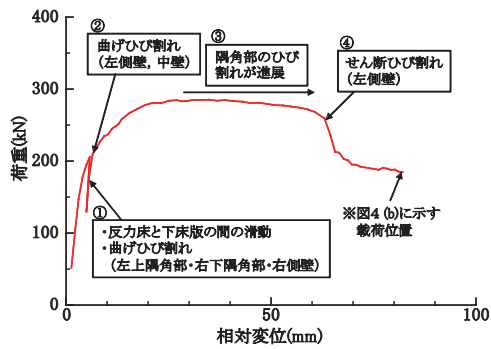
ザー変位計で計測し、上下床版間の相対変位を用いてトンネルの荷重-変位関係を整理することとした。

なお、実際のトンネルでは、トンネル上方だけでなく側方にも地盤が存在するため、本来であれば地盤中で載荷を行うなどして、地盤による拘束効果を考慮する必要があるが、本実験は破壊箇所によって構造体としての耐力がどのように低下するかを把握する基本的検討と位置付け、損傷過程が容易に確認できるよう、側方地盤の拘束効果を考慮せずに気中で載荷実験を行うことにした。

2.2 実験結果

2.2.1 Case1の実験結果

Case1のトンネル模型の静的載荷実験における、荷重-相対変位関係および損傷状況を図4に示す。まず載荷を進めていくと、相対変位が約5.5mmになった時点で反力床と下床版の間の滑動によりトンネル自体が載荷方向に1mm程度ずれたため、その際に状態を確認したところ、左上隅角部、右下隅角部、右側壁に曲げひび割れを確認した（図4（a）、①）。その後少し載荷を進めると、

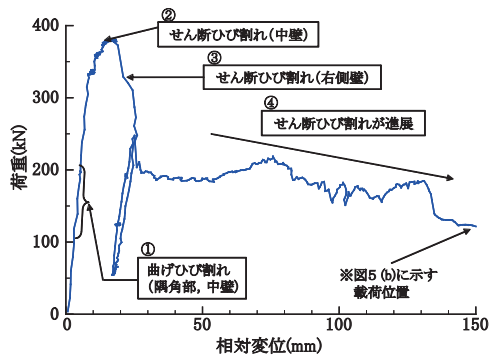


(a) 荷重—相対変位関係



(b) 損傷状況(相対変位:約82mm)

図4 静的載荷試験の結果 (Case1)



(a) 荷重—相対変位関係



(b) 損傷状況(相対変位:約150mm)

図5 静的載荷試験の結果 (Case2)

左側壁や中壁にも曲げひび割れが発生し (同図②), その後も左右側壁や中壁の曲げによる損傷が進行する形でトンネルが変形していき, 相対変位が約 29mm の時点で全体系耐力は最大となったが, その後全体系耐力はそれほど低下することなく曲げ破壊が進行していった (同図③)。そして, 変位が約 65.6mm の時点で, 左側壁に新たにせん断ひび割れが発生し, その後わずかに変位が増大するだけでせん断ひび割れが一気に進展していき, 全体系耐力もせん断ひび割れの発生に伴って低下した。しかし, このように左側壁のせん断ひび割れが進展してもトンネル全体系の形状はほぼ維持されており, 図 4 (b) に示すように最終的に変位が約 82mm に達しても, 全体系が崩壊することはなかった。

2.2.2 Case2 の実験結果

Case2 のトンネル模型の静的載荷実験における, 荷重-相対変位関係および損傷状況を図 5 に示す。まず, 荷重が増加するにつれて, 隅角部や中壁に曲げひび割れが生じ始めた (図 5 (a), ①)。その後, 相対変位が約 10mm になった時点で, 中壁にせん断ひび割れが現れ始めた (同図②)。この時点でトンネル全体系耐力はピークとなり, その後一気にせん断破壊が進行した。続いて, 相対変位が約 17mm になった時点から, 右側壁にもせん断ひび割れが現れ始め, この両部材のせん断破壊により全体系耐力が急激に低下した (同図③)。その後, さ

らなるせん断ひび割れの進展とともに全体系耐力がさらに低下した (同図④)。相対変位が約 150mm になる頃には, 図 5 (b) に示すように中壁のせん断破壊が相当進行し, 全体系耐力もかなり低下する結果となった。

2.2.3 両ケースの比較による実験結果の考察

Case1 および Case2 について, アクチュエーターの荷重を実験時の最大荷重で除した値を算出し, 部材のせん断破壊の状況との関係を比較した結果を図 6 に示す。Case1 の実験では, 中壁の変形性能を高めるとともに側壁がせん断破壊しやすくなるようにトンネル模型を製作し, 片方の側壁がせん断破壊しても中壁および右側壁の 2 本の部材がせん断破壊していないため, トンネル全体系として一定の耐力 (ピーク時の 7 割程度) を維持できている。一方, Case2 の実験では中壁がせん断破壊した後に右側壁がせん断破壊し, 最終的には全体系耐力がピーク時の半分以下となっている。つまり, 中壁がせん断破壊したことでせん断耐力に余裕のない両側壁の荷重負担割合が増大したことで, 右側壁にもせん断破壊が生じ, トンネル全体系の耐力が一気に低下したものと思われる。

中壁がせん断破壊した場合に考えられる現象としては, 本実験のように他部材に損傷が波及するケースの他, 大開駅のように上部からの荷重を支えきれずにトンネル自体が崩壊する場合もある。1 層 2 径間の開削トンネルにおいて中壁 (中柱) は中央に位置していることから,

特集：構造物技術

上載荷重を支えるうえで非常に重要な部材であること、および中央の部材が損傷すると他部材が負担する荷重が大きく増加することから、今回の実験や大開駅と同様の大きな損傷となる懸念がある。したがって、補強として優先すべきなのは中壁・中柱であり、これらの部材のせん断耐力が不足する場合、鋼板巻き等の耐震対策を優先的に実施する必要があることを改めて示唆している。

ただし、Case1のように側壁がせん断破壊する場合においてもトンネル全体系としての耐力低下は起きていることから、せん断破壊が起こる部材位置だけでトンネル全体としての安全性が確保できるかどうかを一概に判断することはできず、側壁あるいは中壁のせん断破壊に伴いどの程度トンネル全体系の耐力が低下するのかを解析的に把握することが必要となる。

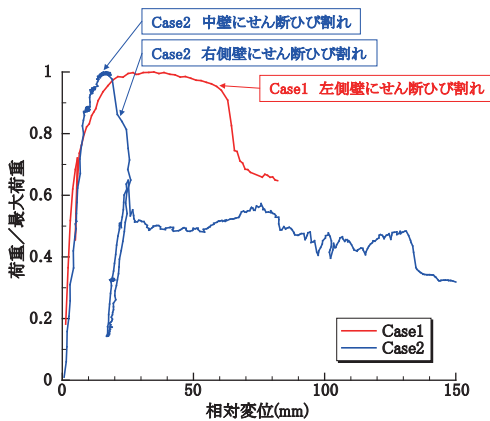


図6 部材のせん断破壊箇所と耐力低下の関係

3. 静的載荷実験結果のシミュレーション

開削トンネル部材がせん断破壊した場合にトンネル全体系の耐力がどの程度低下するのかを把握するため、2章に示した静的載荷実験のシミュレーションを実施する。

3.1 解析モデル

本検討において用いる解析モデルを図7に示す。2章で述べた静的載荷実験では、左右側壁および中壁における、ハンチ部と一般断面部の境界位置で曲げひび割れが発生していることから、この箇所にRC部材のM-θ関係を表す回転ばねを設け、それ以外の箇所については剛体として開削トンネルをモデル化し、底面固定として開削トンネル左上部を変位増分にて漸増載荷することとした。また本検討では、開削トンネル構成部材をすべてモデル化した通常モデル(図7(a),(c))に加えて、Case1では左側壁、Case2では中壁がそれぞれ先行してせん断破壊していることを勘案し、これらの部材を無視したモデル(図7(b),(d))も検討に用いることとした。

次に、RC部材のM-θ関係のモデル化を図8に示す。鉄道の耐震標準⁵⁾では、RC部材のM-θ関係を、C点、Y点、Y_b点、M点、N点を結ぶテトラリア型の骨格曲線でモデル化している。本検討では、図8(a)に示すように耐震標準に基づいて設定される骨格曲線を以下の通り修正したもの、「基本型」のM-θ関係とした。

・Y_b点～M点の間にわずかな勾配をもうけて計算の

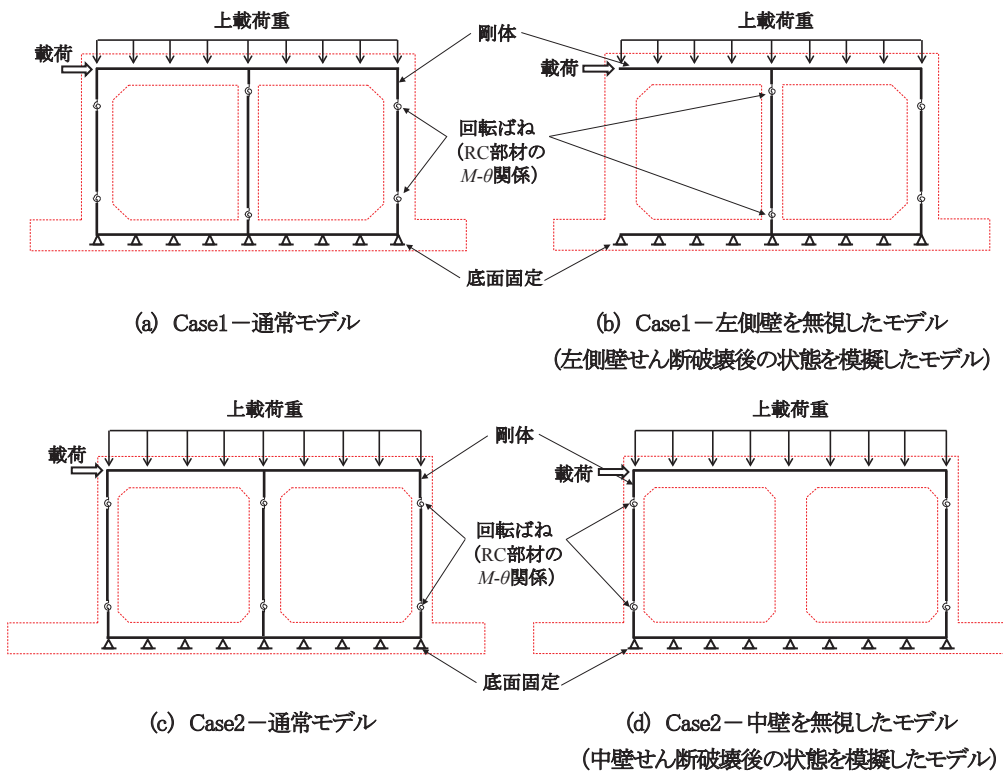
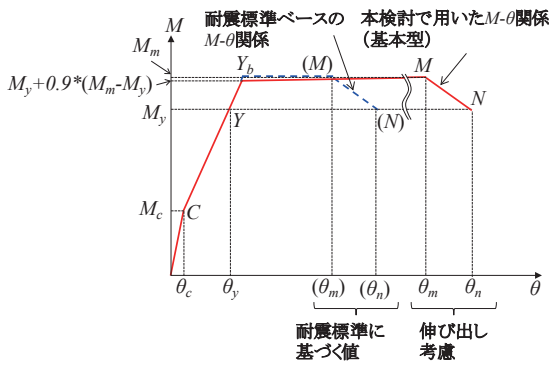
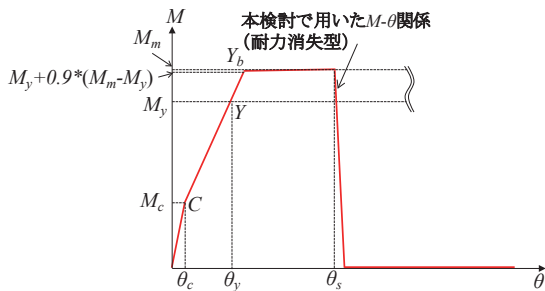


図7 解析モデル



(a) 基本型



(b) 耐力消失型

図8 M-θ 関係のモデル化

安定化を図るため、 Y_b 点のモーメントは、最大曲げモーメント M_m ではなく、 M_m と降伏時の曲げモーメント M_y を用いて、 $M_y + 0.9 * (M_m - M_y)$ で設定する。
 ・静的載荷実験に用いたトンネル模型では、特に Case1 において鉄筋の定着が十分とれていなかったため、曲げ損傷箇所において鉄筋が伸び出し、ひび割れが大きく開くような損傷となった。そこで、 θ_m および θ_n の値にその影響を加味することとし、耐震標準に基づいて算定される θ_m 、 θ_n の値に対して $8 \times \theta_m$ の値を加え、大きく変形しても耐力低下が起こらないモデルとした。なお、Case2 では曲げによる損傷があまり進行しないうちにせん断破壊しているが、Case2 についてもこのモデルを用いる。

また本検討では「基本型」の $M-\theta$ 関係に加え、静的載荷実験における各部材のせん断破壊を模擬するために、図 8 (b) に示すように、変形角 θ_s で当該部材のモーメントが 0 に向かって低下するモデルを「耐力消失型」の $M-\theta$ 関係として設定し、このモデルも検討に用いた。

以上を踏まえて、本検討における解析ケースを表 1 に示す。Case1, Case2 それぞれについて、通常モデル・基本型の $M-\theta$ 関係を用いるケースに加えて、せん断破壊する部材を無視したモデルを用いた解析を実施した。さらに、静的載荷実験においてせん断破壊した部材に対し、耐力消失型の $M-\theta$ 関係を用いるケースについても解析を実施した。この際の θ_s の値としては、当該部材

表 1 解析ケース

実験ケース	解析ケース	解析モデル	RC 部材の $M-\theta$ 関係
Case1	1-A	通常モデル	すべて基本型
	1-B	左側壁を無視したモデル	すべて基本型
	1-C	通常モデル	中壁・右側壁：基本型 左側壁：耐力消失型 ※ θ_s : $1.29 \times 10^1 \text{rad}$
Case2	2-A	通常モデル	すべて基本型
	2-B	中壁を無視したモデル	すべて基本型
	2-C	通常モデル	左側壁：基本型 中壁・右側壁：耐力消失型 ※ θ_s : <中壁> $1.90 \times 10^2 \text{rad}$ <右側壁> $3.00 \times 10^2 \text{rad}$

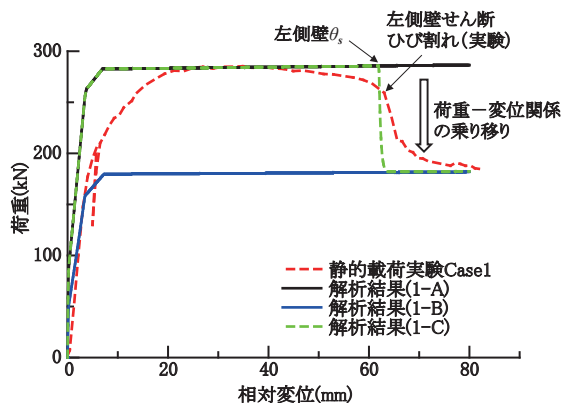
のせん断力がせん断耐力に達する変形角とするのが望ましいが、本検討では静的載荷実験におけるせん断破壊の状況を踏まえて、適宜 θ_s の値を設定した。

なお、 $M-\theta$ 関係の算定に用いる材料定数として、コンクリートの圧縮強度は、材齢 28 日の段階における試験の実測値 (Case1 : 29.7N/mm^2 , Case2 : 34.2N/mm^2) を用いた。また鉄筋については、Case1 で SD295A, Case2 で SD345 を使用しているが、引張降伏強度の実測値がないため、静的載荷実験における最大荷重が概ね再現できるように JIS G 3112⁶⁾ に示される各鉄筋の降伏点強度の範囲内で引張降伏強度を調整し、Case1 では 330N/mm^2 , Case2 では 440N/mm^2 を用いることとした。

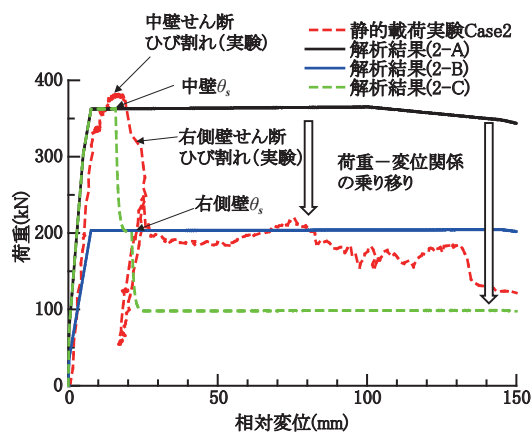
3.2 解析結果

表 1 に示した各解析ケースの荷重-変位関係を、静的載荷実験における荷重-変位関係とともに、図 9 に示す。

まず Case1 の結果に着目すると、静的載荷実験において左側壁がせん断破壊したことに伴い全体系耐力が低下するが、その低下量は、解析ケース 1-A と解析ケース 1-B の最大荷重の差と概ね整合しており、左側壁のせん断破壊に伴って、通常モデルの荷重-変位関係から左側壁を無視したモデルの荷重-変位関係に徐々に乗り移るような形になっている。一方、解析ケース 1-C の荷重-変位関係を見ると、左側壁の変形角が θ_s に到達したことで、実験結果と同様に通常モデルから左側壁を無視したモデルへの荷重-変位関係の乗り移りが起こっている。したがって、開削トンネルにおいて側壁のせん断破壊が起こる場合の全体系耐力の低下量は、その側壁がそれまで負担していた水平力 (部材のせん断力) の損失量に概ね等しく、せん断破壊する部材を無視したモデルへの荷重-変位関係の乗り移り、あるいは耐力消失型の $M-\theta$ 関係を用いることで、せん断破壊時の荷重-変位関係が概ね表現できることがわかる。両者の違いは、せん断破壊する部材が軸力を負担できるかどうかであり、大開削の崩壊事例のようにせん断破壊した部材には軸力保持性能が期待できないことを鑑みると、側壁を無視し



(a) Case1



(b) Case2

図9 荷重-変位関係のシミュレーション結果

たモデルへの荷重-変位関係の乗り移りでせん断破壊を表現するほうが適切であると考えられる。ただし、地盤からの土圧を受ける地盤中のトンネルであれば側壁を無視したモデルでの解析ができなため、軸力を保持できるかどうかを別途照査することを前提に、耐力消失型の $M-\theta$ 関係を用いる方法も有用である。また、実験ではせん断破壊に伴う全体系耐力の低下が徐々に起こっていることから、ある程度の遷移区間を設けて荷重-変位関係を乗り移る、あるいは耐力消失型の $M-\theta$ 関係においてモーメントを徐々に低下させるのが適切であると思われるが、せん断破壊の進行と耐力低下の関係が不明であるため、せん断破壊発生時点で急激に耐力低下させるのが性能評価の観点では安全側である。

次に Case2 の結果に着目すると、実験では中壁のせん断破壊後、間もなく右側壁もせん断破壊しており、両部材のせん断破壊による耐力低下が混合した状態になっているが、せん断破壊に伴う最終的な全体系耐力の低下量は、解析ケース 2-C における中壁・右側壁の θ_s 到達後の荷重低下量が概ね表現できている。また、実験ではいったん大きな耐力低下が起こった後、徐々にさらなる耐力低下が起こっているが、一度目の耐力低下量が解析ケース 2-A と解析ケース 2-B の最大荷重の差とも概ね対応

していることから、中壁がせん断破壊する場合にも、せん断破壊部材を無視したモデルへの荷重-変位関係の乗り移りや耐力消失型の $M-\theta$ 関係を用いることで、せん断破壊時の全体系の耐力低下が表現可能であると言える。

ただし、荷重-変位関係の乗り移りによりせん断破壊時の挙動を追跡できるのは、せん断破壊する部材を無視しても常時状態の荷重を支えることができる場合に限られる。また、本検討では上下床版を剛体としているが、地盤中の開削トンネルでは、地震時にこれらの部材も変形することから、当然ながら実際には上下床版の照査も必須となることに注意が必要である。

4. まとめ

本研究では、開削トンネルの部材がせん断破壊した場合のトンネル全体系の耐力への影響を把握するために、静的載荷実験を実施するとともに、実験結果のシミュレーションによりせん断破壊時の全体系の耐力低下量を把握する方法について検討した。その結果、中壁・中柱が損傷すると他部材が負担する荷重が大きく増加することから、中壁・中柱のせん断補強を優先して進めるべきであることを改めて確認した。また、開削トンネル部材がせん断破壊する場合の全体系の耐力低下量は、当該部材を無視したモデルへの荷重-変位関係への乗り移り、あるいはせん断破壊する部材に対して耐力消失型の $M-\theta$ 関係を用いることで概ね表現できることがわかった。

文献

- 1) 阪神淡路大震災調査報告編集委員会：阪神淡路大震災調査報告 土木構造物の被害 第2章 トンネル・地下構造物，土木学会，1996
- 2) 矢の照夫，梅原俊夫，青木一二三，中村晋，江寄順一，末富岩雄：兵庫県南部地震による神戸高速鉄道・大開駅の被害とその要因分析，土木学会論文集，No.537/I-35，pp.303-320，1996
- 3) 石川博之，末広俊夫，金津努，遠藤達巳，松本敏克：鉄筋コンクリート製地中構造物の変形性状と損傷状態に関わる実験的考察，地震工学研究発表会講演論文集，Vol.26-2，pp.885-888，2001
- 4) 曾良岡宏，足立正信，本田国保，田中浩一：地中ボックスカルバートの変形性能に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.23，pp.1123-1128，2001
- 5) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計，丸善出版，2012
- 6) 日本工業規格：鉄筋コンクリート用棒鋼 (JIS G 3112)，2010