

断層変位を受けるボックスカルバートの 損傷メカニズムに関する研究

佐々木 智大¹・樋口 俊一¹

¹正会員 (株)大林組 技術研究所 構造技術研究部 (〒204-8558 東京都清瀬市下清戸 4-640)

E-mail:sasaki.tomohiro@obayashi.co.jp, higuchi.shunichi@obayashi.co.jp

近年、断層変位によって構造物に重大な損傷が生じた事例の報告が増えつつある。断層変位を受ける構造物に作用する力に関する研究は盛んに行われているが、大きな荷重が作用した結果起こる被害についての検討は不十分である。本研究では、土被り厚をパラメータとして設計した3種類のRCボックスカルバートを対象に、断層変位を与える2次元有限要素解析を実施し、断層によって強制変位を受けた構造物がどのように損傷していくかについて検討した。解析の結果、土被りが大きいケースでは、側壁に作用する土圧が大きくなる結果、側壁がせん断破壊するのに対し、土被りが小さいケースでは、断層上盤側で支持され、断層位置から張り出した片持梁のように変形して損傷しており、側壁に作用するせん断力によって異なる破壊形態が生じることを明らかにした。

Key Words: *Underground structure, RC box culvert, Fault rupture displacement, Shear capacity, Finite element analysis*

1. はじめに

内陸直下型地震における大規模災害において、断層による強制変位を受け生じた地表面の変状が報告されることがある。近年、1999年集集地震などの被害報告に代表される、断層変位によって構造物に大きな被害が生じた事例の報告が増えつつある¹⁾。日本でも2016年熊本地震では、最大で2mを超える断層変位を受け地表面に大きな地盤変状が確認されており²⁾、これらの地盤変状により構造物が被害を受けた可能性も指摘されている³⁾。また、2004年新潟県中越地震では、震源直上の新幹線トンネルで、震源断層がトンネルを横切った結果、中央通路底面にひび割れが生じ、コンクリートに変状が生じたと報告されている⁴⁾。

一般に地中構造物は耐震性が高いといわれる。しかし、ひとたび地中構造物を横切る断層が発生すると地盤が大きく変形し、これに伴い、地中構造物に強制変位が発生するため、大きな被害は免れない。こういった断層変位を受ける研究が近年盛んに実施されている。例えば、樋口らは、岩盤上に設置し、埋め戻したボックスカルバート構造物を対象に、構造物直下に断層が存在した場合に構造物に作用する土圧を遠心模型実験により検証するとともに、有限要素法解析によりこれの再現を試みている⁵⁾。その結果、頂版に作用する土圧は初期土圧相当で一

定であるのに対し、側壁に作用する土圧は断層変位の増加に伴い増加し、ある変位で一定の値となること、側方土圧の増加に伴い、構造物は内側に押しつぶされるような変形モードとなるが、断面力分布は断層線と構造物の位置関係に依存すること、地盤の挙動を下負荷面モデル⁶⁾で再現した有限要素法解析により、土圧外力や構造物の変形モードが精度よく予測できることを示している。

坂下・畑は、直径10mの中空円形断面を有する線土地中構造物を対象として、作用する断層の角度、断層変位の方向、地盤と構造物の剛性比をパラメータとした3次元解析を実施している⁷⁾。解析の結果、断層が構造物に対して直交するときは曲げ変形が卓越するが、角度がつくに従って引張・圧縮が卓越し、長手方向軸力の最大値は45度方向でピークとなること、長手方向の軸力は断層傾斜方向のずれに影響を受けるのに対し、周方向曲げモーメントは横ずれの影響を受けること、地盤剛性が大きくなると変形および長手方向軸力が断層面に集中すること、地盤の非線形性によりせん断応力が大きく低減することなどを指摘している。

また、断層変位を受ける構造物の耐震対策を検討した事例も少数ながら存在する。地中構造物の断層変位対策として免震工法の効果についての検討⁸⁾や、耐震継手の有効性の検討⁹⁾が実施されている。

以上のように、地中構造物を断層を横切った場合にど

表-1 解析対象のボックスカルバート

		Model 1	Model 2	Model 3
土被り H		20m	10m	5m
周辺地盤条件	表層地盤	密詰めな砂質地盤 せん断波速度 200m/s 密度 17kN/m ³ 内部摩擦角 38度		
	基盤	工学的基盤 せん断波速度 400m/s 密度 20kN/m ³		
寸法	高さ	5,500		
	幅	9,500		
側壁	厚さ	500		
	主筋	D29@100	D19@125	D16@125
	配力筋	D13@200	D13@200	D13@200
	せん断補強筋	D16, s=200 3本/m	D13, s=200 4本/m	D13, s=200 4本/m
	かぶり	70(外側), 50(内側)		
	中壁	厚さ	500	
中壁	主筋	D16@200	D16@250	D16@250
	配力筋	D13@200	D13@200	D13@200
	せん断補強筋	D13, s=200 3本/m	D13, s=200 4本/m	D13, s=200 4本/m
	かぶり	50		
頂版	厚さ	500		
	主筋	D29@100	D22@125	D16@125
	配力筋	D13@200	D13@200	D13@200
	せん断補強筋	D13, s=200 10本/m	D13, s=200 4本/m	D13, s=200 4本/m
	かぶり	70(外側), 50(内側)		
底板	厚さ	500		
	主筋	D29@100	D19@125	D16@125
	配力筋	D13@200	D13@200	D13@200
	せん断補強筋	D13, s=200 10本/m	D13, s=200 4本/m	D13, s=200 4本/m
	かぶり	70(外側), 50(内側)		
使用材料	コンクリート	F _c =24 N/mm ²		
	鉄筋	SD345		

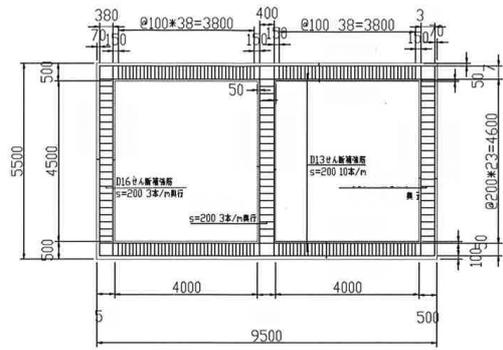
※特記無き数値の単位は mm とする

のような力が作用するかに関しては、実験的、解析的に研究が進められつつある。しかしながら、地中構造物に断層変位が作用し、構造物に大きな力が作用した場合に、どのような損傷が生じていくかについての検討はまだ不十分である。本研究では、樋口らが実施した遠心模型実験にて再現性が確認された有限要素解析モデルと同等のモデルを使用し、RC ボックスカルバートが破壊に至るメカニズムについて検討を行った。

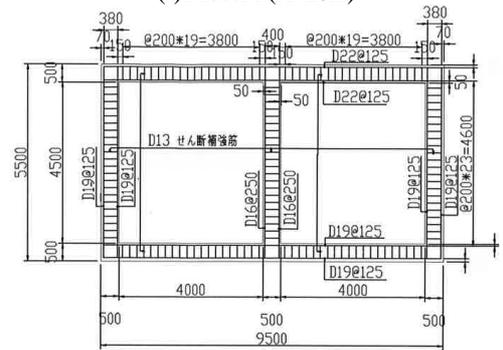
2. 有限要素解析モデルと解析条件

(1) 解析対象構造物

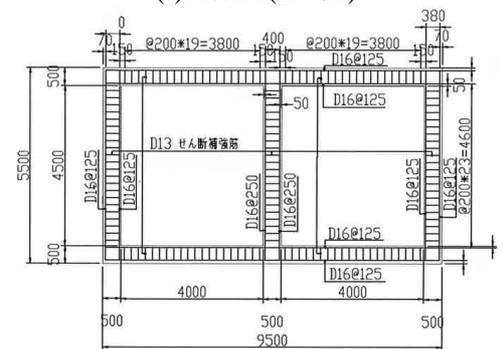
表-1 および図-1 に今回解析の対象とした RC ボックスカルバートを示す。頂版上の土被り H をパラメータと



(a) Model 1 (H=20m)



(b) Model 2 (H=10m)



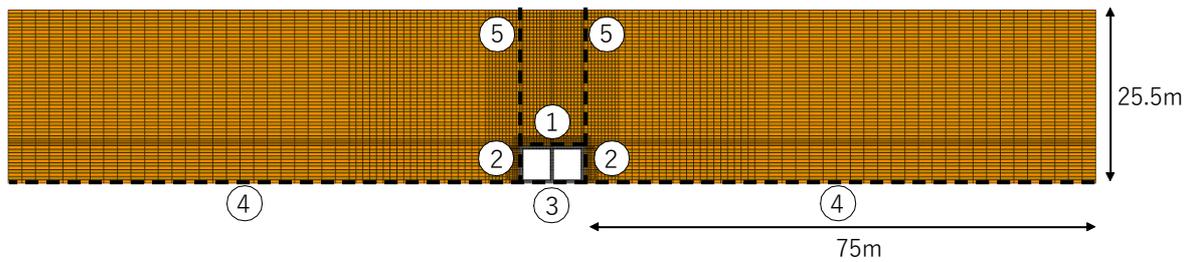
(c) Model 3 (H=5m)

図-1 解析対象の RC ボックスカルバート

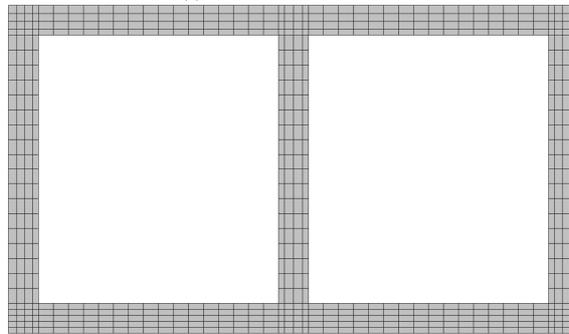
して、3 種類のボックスカルバートを設計した。ここで想定した土被り H は 20m, 10m, 5m の 3 種類である。

対象とする構造物は、鉄道構造物等設計標準¹⁰⁾に従い、応答変位法で設計した。せん断波速度 400m/s 程度の基盤上に高さ 5.5m、幅 9.5m のボックスカルバートを構築し、その上にせん断波速度 200m/s 程度で単位体積重量 17kN/m³ の地盤で埋め戻されていると仮定している。中央の隔壁 (中壁) を挟んで高さ 4.5m、幅 4.0m の内空が 2 か所、ボックスカルバート内に存在すると仮定し、側壁、中壁、頂版、底板の厚さを 0.5m とした。ハンチは省略している。

表-1 に示す通り、土被り H が大きくなるにつれ、作用する土圧が大きくなることから、土圧の増加に合わせ、必要な主筋量も増加する。たとえば、側壁、頂版、底板の主筋には、H=20m の場合には、径 29mm の異形鉄筋を 100mm ピッチで配置しているが、H=5m の場合には径 16mm の異形鉄筋を 125mm ピッチで配置しており、おおむね深さに比例する配筋量となっている。



(a) 地盤・構造物全体



(b) RCボックスカルバート

図-2 解析モデル (H=20mの場合)

一方、せん断補強筋と配力筋は、特に土被り H=5m の場合には、最低限必要な鉄筋量で必要耐力を十分満足するため、土被りを大きくしても、主筋量ほどの増加量はない。

構造物周辺の埋戻土は、密度 17kN/m^3 の密詰めの砂質土を仮定し、内部摩擦角 38 度、静止土圧係数 $K_0=0.5$ とした。内部摩擦角 38 度の時の受働土圧係数は 4.2 である。

(2) 解析モデル

図-2 に土被り H=20m の場合の解析モデルを示す。ここでは示していないが、他の土被りのケースでも同様にモデルを作成した。

解析には大林組が開発した大規模有限要素法解析プログラム「FINAL-GEO」¹⁰⁾を用いた。RCボックスカルバート、表層地盤は、ともに2次元四辺形平面ひずみ要素を用いてモデル化を行った。要素の厚さは1mを仮定している。岩盤は動かない不動点と考え、本解析では節点に固定条件を与えることでモデル化した。表層地盤の領域については、構造物底面から45度方向の広がり度で構造物の影響が広がると考え、この影響がほぼなくなると考えられる十分遠い領域までモデル化するため、構造物から土被りが最も大きいケースの地盤深さの約3倍に相当する75m程度の距離までモデル化している。

RCボックスカルバートは、厚さ方向に4~5分割、これと直行する方向には250mm間隔で分割した。構造物周辺の地盤は250mm間隔で分割し、計算効率を上げるため、構造物に離れるに従い要素分割が大きくなるようにした。土被り H=20m の場合、総節点数は約8,000、自由度数は16,000である。

RCボックスカルバートのコンクリートは、コンクリートのひび割れ発生から終局に至るまでの挙動を精度よく再現できる構成則を適用した。圧縮側の構成則としては、圧縮強度に達するまでの領域を修正 Ahmad モデル、軟化領域を Nakamura and Higai のモデルとし、圧縮破壊の条件は Kupfer-Gerstle の提案モデルとした。ひび割れ発生後のせん断伝達特性は長沼モデルを用いた。構成則の詳細は文献12)を参照されたい。

鉄筋は、すべてコンクリート要素の剛性マトリックスに鉄筋に相当する剛性を合わせこむ埋込み鉄筋として簡易にモデル化した。鉄筋の構成則は降伏強度を折れ点とするバイリニア型のモデルを適用している。降伏点を越えた後の剛性は初期剛性の1/100とした。

表層地盤は、橋口らが提案する、相似中心の移動と回転硬化を考慮できるいわゆる拡張下負荷面モデル⁹⁾を用いた。解析に用いる各種パラメータについては、文献5)に示す、遠心模型実験により得られた、断層変位を受ける地中構造物に作用する土圧を適切に再現できるパラメータを設定した。このパラメータは圧密排水3軸試験を精度よく再現できるよう設定されたパラメータであり、このパラメータを用いた解析では、実験の結果得られた、土中構造物の各面に作用する土圧のほか、構造物の変形モードや地表面変位も適切に再現できている。各パラメータの詳細は文献5)を参照いただきたい。

図-2(a)に示す通り、構造物-表層地盤間、構造物-岩盤間、表層地盤-岩盤間には、接触・剥離を考慮するため、ジョイント要素を挿入した。要素の法線方向については、ジョイント要素が接触する方向には大きな剛性を持って力の伝達が生じ、離間するとともに荷重が0となるモデ

表-2 境界条件

場所	方向	(A)自重载荷	(B)断層载荷
1 上面	法線	固定	剥離
	せん断	自由	摩擦すべり
2 側面	法線	固定	剥離
	せん断	自由	摩擦すべり
3 底部	法線	固定	剥離
	せん断	固定	摩擦すべり
4 表層地盤底部	法線	固定	剥離
	せん断	固定	摩擦すべり
5 構造物上部地盤	法線	固定	固定
	せん断	自由	固定

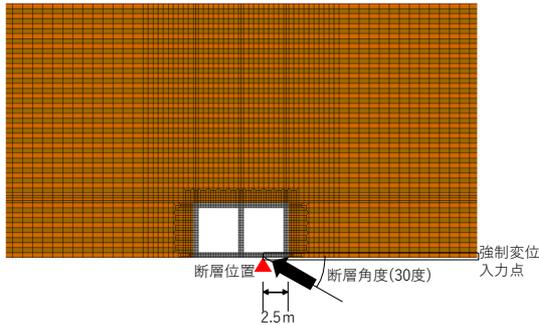


図-3 断層作用位置 (構造物周辺のみ拡大)

ルを用いた。また、せん断方向の力の伝達に当たっては、摩擦角 35 度の摩擦を考慮している。

なお、自重が作用した状態で断層変位を受ける条件での解析を模擬するため、断層変位を与える解析に先立ち、自重载荷解析を行っている。このときに構造物周辺の地盤にひずみ集中が生じるのを避けるため、構造物側面の鉛直方向については、自重载荷時にせん断方向の荷重伝達がないものとして解析を行った。断層変位载荷時はせ

ん断方向を剛接合としている。解析に用いたジョイント要素の特性を表-2に示す。

表層地盤の両端部については、自重が作用した状態で、両端部に生じる水平変位が 0 となり、断層载荷時には、作用した断層変位に応じた水平方向の変形が生じる応力境界となるよう、自重载荷時に水平方向に荷重を与え、その結果を引き継いで断層载荷解析を行った。

(3) 作用させる断層変位

図-3 に断層線位置を示す。本解析では RC ボックスカルバート直下に断層があると仮定した。断層線の位置は、RC ボックスカルバートの右端部から全幅の約 1/4 に当たる 2.5m の位置にあるとし、構造物右側の岩盤 (上盤) が、右下から左上に向け、突き上げるように持ち上がる逆断層型を想定した。断層の傾斜角度は岩盤に対して 30 度とした。

岩盤に相当する節点のうち、断層より左側の節点 (下盤側) の変位を拘束した状態で、右側の節点 (上盤側) に対して強制変位を与えることで断層変位を模擬した。断層変位は解析 1 ステップあたり 0.02mm の増分で与え、最大 200mm(10,000 ステップ)まで変形させた。

3. 断層変位を受ける RC ボックスカルバートの損傷

(1) 土被り H=20m の場合

図-4 に土被り H=20m の解析ケースにおける、断層変

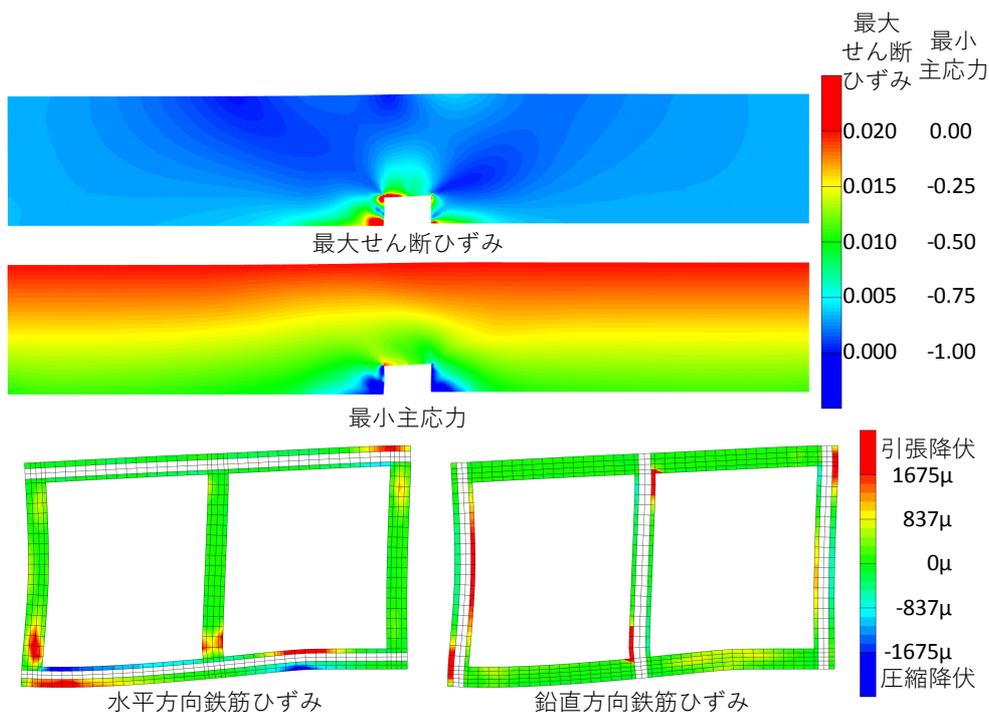


図-4 断層変位 200mm の時のせん断ひずみ・最小主応力・鉄筋ひずみ (H=20m) [変形倍率 5 倍]

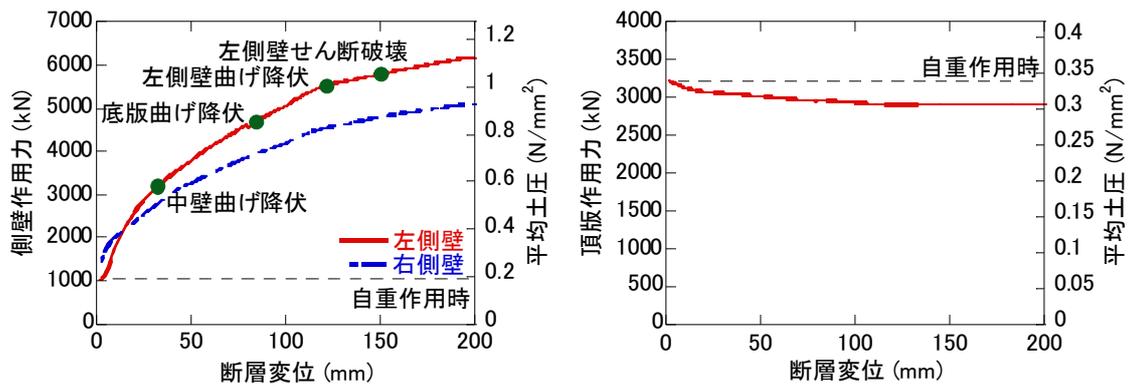


図-5 側壁および頂版に作用する土圧 (H=20m)

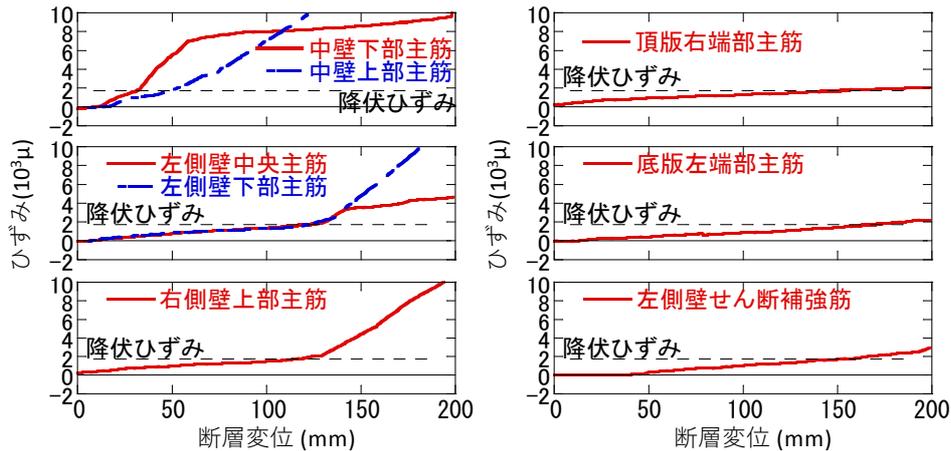


図-6 各部材の鉄筋ひずみ (H=20m)

位 200mm のときの地盤のせん断ひずみ, 最小主応力および構造物の鉄筋ひずみを, 図-5 に側壁と頂版に作用する土圧を示す. 構造物は次のように損傷していった.

1. 中壁下部と上部で曲げ降伏
2. 断層直上で底版が曲げ降伏
3. 左側壁下部と右側壁上部で曲げ降伏
4. 頂版右端部で曲げ降伏
5. 左側壁下部でせん断補強筋降伏
6. 底版左端部で曲げ降伏
7. 右側壁上部でせん断補強筋降伏

図-4 に示した断層変位 200mm における鉄筋ひずみによれば, 左側壁の下部と右側壁の上部においてせん断補強筋ひずみが大きくなっており, せん断破壊が進行している. 加えて, 中壁下部にも曲げに伴い主筋に引張ひずみが生じるとともに, せん断補強筋にも大きなひずみが生じており, 大きな損傷が生じている. 川西らによれば, 側壁にせん断破壊などの重大な損傷が生じて, 直ちに崩壊には至らないことを明らかにしている¹³⁾. そのため, 側壁のせん断破壊によって崩壊に至ることは, 考えにくい. しかし, 中壁の破壊は全体系の崩壊につながる恐れ¹³⁾があり, 中壁下部の損傷には注意が必要であるといえる.

断層が作用することによって生じる水平方向の変位によって側壁に作用する土圧は, 静止土圧の5倍以上となっており, 非常に大きな荷重が側壁に作用している. なお, 頂版に作用する土圧は少し小さくなるものの, 静止時から大きく変化しておらず, 既往の実験的研究によって明らかになった事実⁵⁾と同様の結果が得られた.

図-6 に各部材の鉄筋ひずみを示す. 各部材で曲げ降伏が先行するものの, 断層変位が約 50mm に達したところでせん断補強筋のひずみが増加しはじめ, 断層変位 150mm でせん断補強筋が降伏するほどの変形が生じた. 最終的には左側壁のみならず, 右側壁においてもせん断補強筋が降伏している.

(2) 土被り H=10m の場合

図-7 に土被り H=10m の解析ケースにおける, 断層変位 200mm のときの地盤のせん断ひずみ, 最小主応力および構造物の鉄筋ひずみを, 図-8 に側壁と頂版に作用する土圧を示す. 構造物は次のように損傷していった.

1. 中壁下部と上部が曲げ降伏
2. 断層直上で底版が曲げ降伏
3. 左側壁下部と右側壁上部が曲げ降伏
4. 左側壁中間部で曲げ降伏

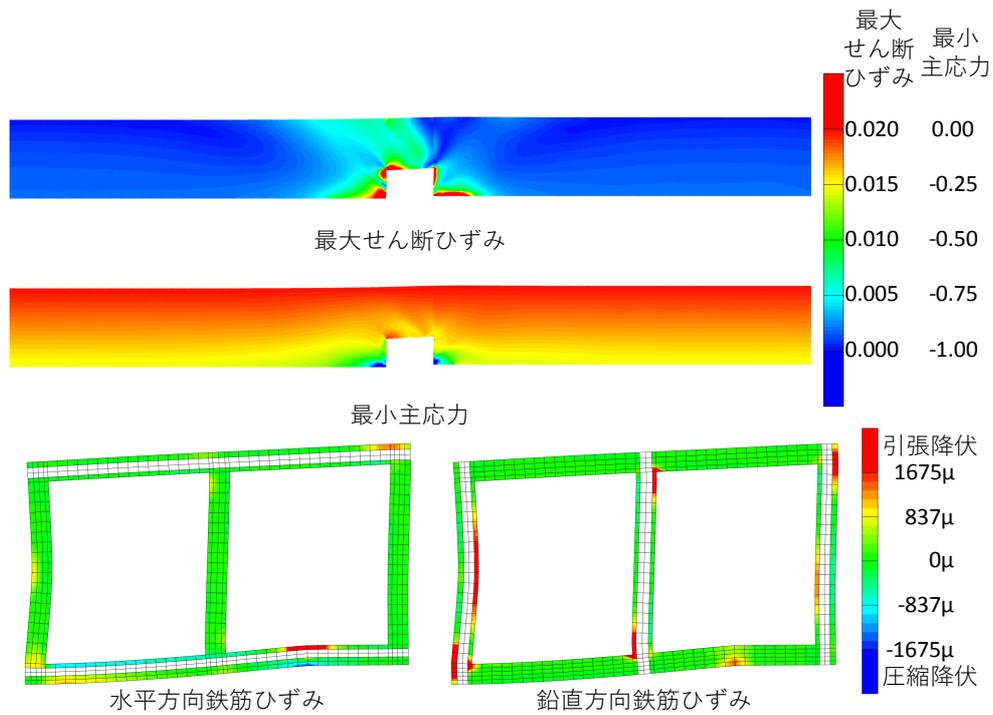


図-7 断層変位 200mmの時のせん断ひずみ・最小主応力・鉄筋ひずみ (H=10m) [変形倍率 5倍]

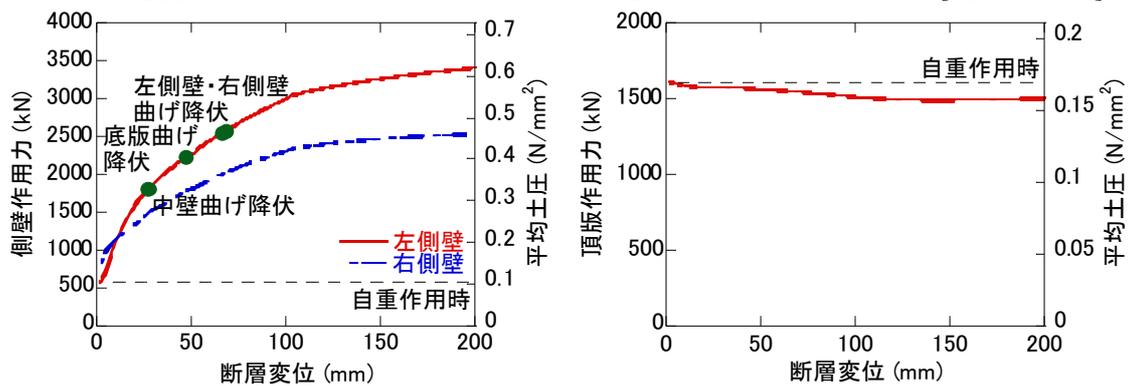


図-8 側壁および頂版に作用する土圧 (H=10m)

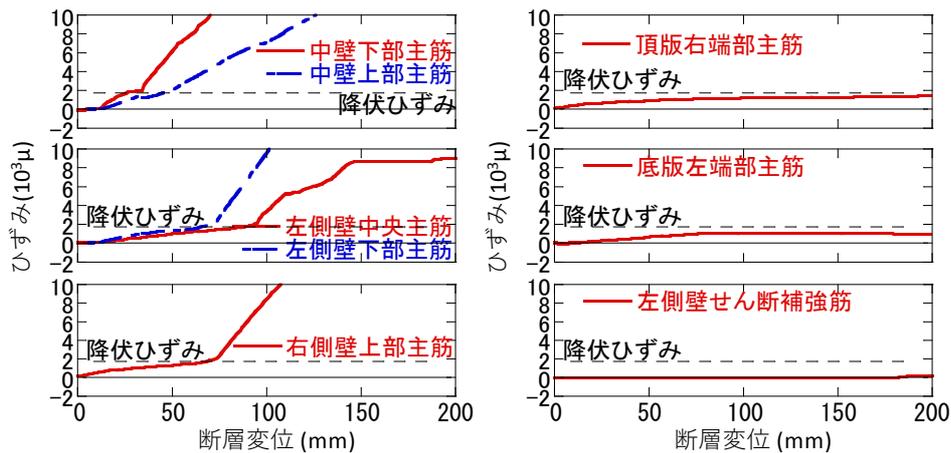


図-9 各部材の鉄筋ひずみ (H=10m)

中壁が曲げ降伏したのち、底版が曲げ降伏し、左側壁が曲げ降伏するまでは土被り H=20m の場合と同様である。しかし、(1)で示した土被り H=20m の場合とは異なり、せん断補強筋にはひずみが生じなかった。これは、せん断破壊していないことを示している。むしろ、構造

物が上盤側で固定され、断層位置から張り出した片持梁のような変形が頂版に生じ、損傷が進展している。

図-8 に示すように、側壁には、土被り H=20m の場合と同様に、静止土圧の 5 倍近い荷重が側壁に作用している。一方、頂版はほぼ一定の荷重が作用した状態である。

図-9に各部材の鉄筋ひずみを示す。各主筋のひずみは傾向としては土被り H=20m の場合と大きく変わらない。これに対し、せん断補強筋にはひずみはほとんど生じていない。

(3) 土被り H=5m の場合

図-10 に土被り H=5m の解析ケースにおける、断層変位 200mm のときの地盤のせん断ひずみ、最小主応力および構造物の鉄筋ひずみを、図-11 に側壁と頂版に作用する土圧を示す。構造物は次のように損傷していった。

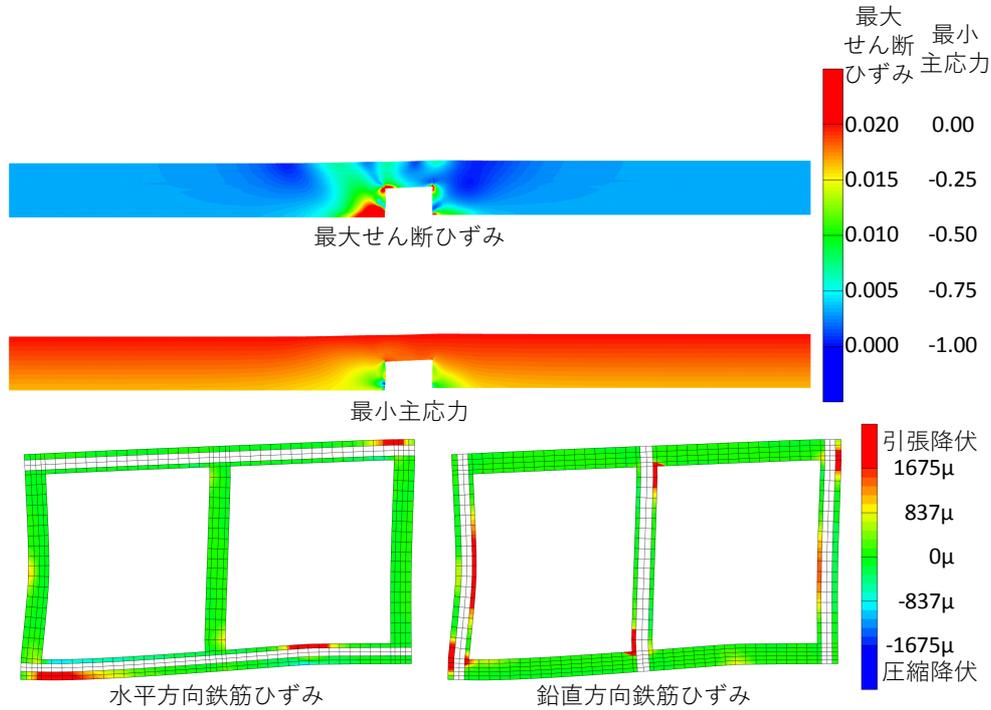


図-10 断層変位 200mm の時のせん断ひずみ・最小主応力・鉄筋ひずみ (H=5m) [変形倍率 5 倍]

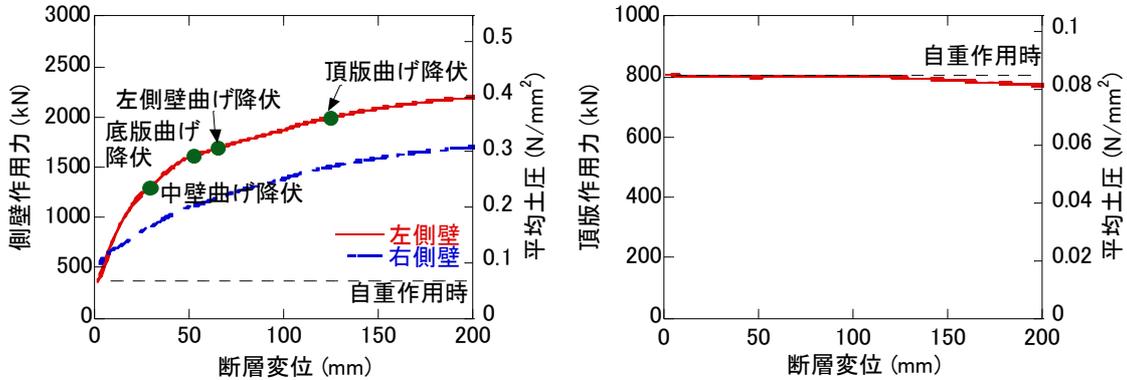


図-11 側壁および頂版に作用する土圧 (H=5m)

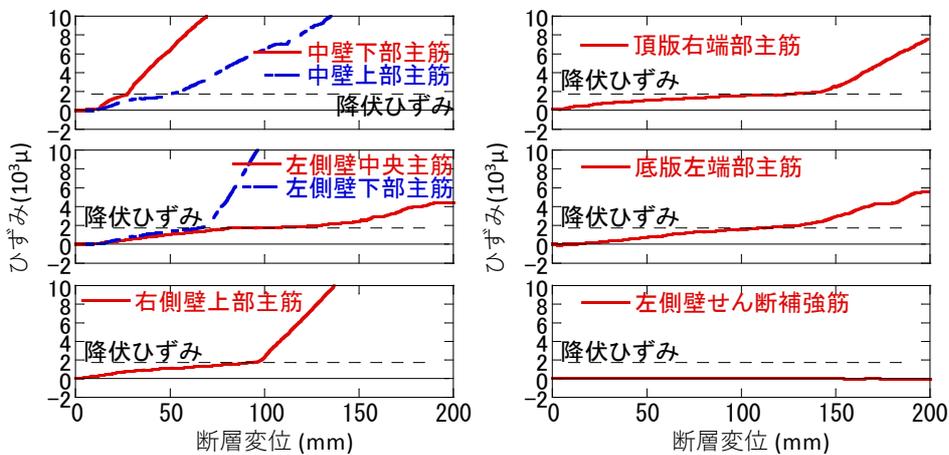


図-12 各部材の鉄筋ひずみ (H=5m)

表-3 左側壁のせん断耐力と最大作用せん断力

	Model 1	Model 2	Model 3
土被り	20m	10m	5m
コンクリートが分担するせん断耐力 V_{cd}	410 kN	311 kN	265 kN
せん断補強筋が分担するせん断耐力 V_{sd}	384 kN	327 kN	327 kN
設計せん断耐力 V_{sd}	794 kN	638 kN	591 kN
最大作用せん断力 Q_{max}	2,661 kN	1,166 kN	828 kN
せん断耐力に対する 最大作用せん断力の比 Q_{max}/V_{sd}	3.35	1.83	1.40

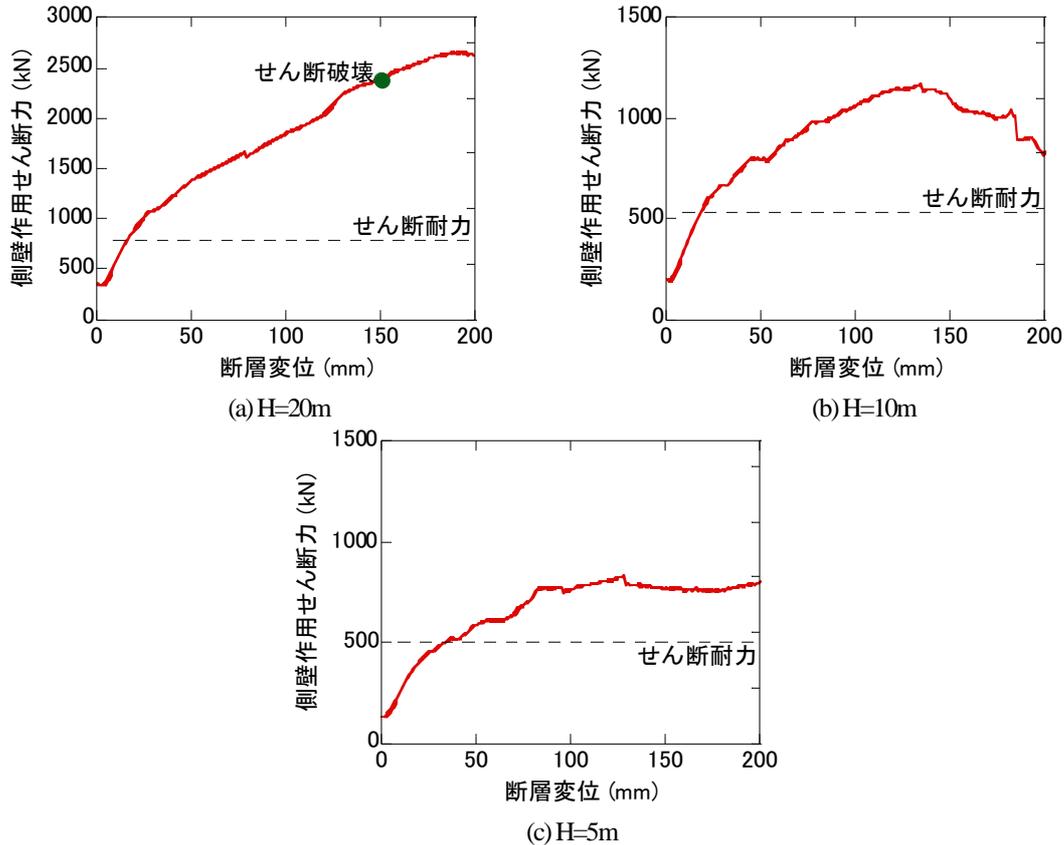


図-13 作用せん断力

1. 中壁下部と上部が曲げ降伏
2. 断層直上で底版が曲げ降伏
3. 左側壁下部, 左側壁中間部, 右側壁上部が順番に曲げ降伏
4. 左側壁中間部で曲げ降伏
5. 底版左端部で曲げ降伏
6. 頂版右端部で曲げ降伏

(2)に示した土被り H=10m の場合とほぼ同様の損傷となった。側壁に作用する土圧も、静止土圧の 5 倍程度と土被り H=20m, H=10m の場合と同様である。

図-12 に各部材の鉄筋ひずみを示す。いずれの鉄筋ひずみも、多少のタイミングの違いはあるものの、おおむね土被り H=10m の場合と変わらない結果が得られた。

4. 側壁に作用するせん断力とせん断耐力

3に示したように、土被り H=20m, 10m, 5m と変化させても、側壁に作用する荷重は、静止土圧の 5 倍程度とほぼ一定であった。しかし、土被り H=20m の場合でのみせん断破壊が生じている。この違いが生じた原因を検討するため、左側壁のせん断耐力を評価し、これと左側壁下部に作用したせん断力を比較する。

表-3に左側壁のせん断耐力を示す。ここで、せん断耐力は、コンクリート標準示方書で規定される棒部材のせん断耐力評価式¹⁴⁾を準用した。なお、せん断耐力算出に当たり、実際の耐力を評価するため、コンクリートが負担するせん断耐力およびせん断補強筋が負担するせん断耐力にかかる部材係数はともに 1.0 とした。表-3 には後述する作用せん断力の最大値も併せて示している。

表-1に示した通り、せん断補強筋量は、土被りを変化させても大きく変わらないため、表-3に示すせん断補強筋が負担するせん断耐力は3つの構造で大きく変わらない。そのため、結果として評価されるせん断耐力も大きく変化しない。

図-13に左側壁下端部に作用したせん断力を示す。なお、図-13には表-3に示したせん断耐力も比較して示している。ここで、作用せん断力 Q は左側壁化端部にある要素のせん断応力を用いて次式で求めた。

$$Q = \sum_i^N \tau_{i,xy} \Delta x_i B_i \quad (1)$$

ここで、 Q は左側壁下端部に作用したせん断力、 $\tau_{i,xy}$ は i 番目の要素の面内せん断応力、 Δx_i は i 番目の要素の壁厚方向幅、 B_i は i 番目の要素の厚さ ($B_i=1\text{m}$)、 N は左側壁化端部を構成する要素数 ($N=4$) である。

図-13より明らかのように、いずれもせん断耐力を超えたせん断力が生じており、どの構造物もせん断破壊してもおかしくなかったといえる。特に図-4で示したように、せん断破壊をした土被り $H=20\text{m}$ の場合には、作用せん断力の最大値は、せん断耐力の 3.35 倍もの値を示している。

表-3には、得られたせん断力の最大値を示しているが、作用したせん断力は、おおむね土被りに比例している。これは、土被りが大きくなるにつれ、上載荷重が増加し拘束圧が増えた結果、地盤が断層変位の水平方向成分による強制変形を受けた時に生じる側方土圧が増加したためと考えられる。一方、せん断耐力は、土被りが大きくなっても大きくならない。より土被りが大きい解析ケースでは、せん断耐力に対する作用せん断力の最大値の比が大きく増加した結果、せん断破壊が顕著に表れたものと考えられる。

なお、土被り $H=20\text{m}$ の場合には、図-13(a)に示すように、断層変位 200mm までせん断力が単調増加していることから、より大きなせん断力が作用する可能性がある。これに対し、土被り $H=10\text{m}$ 、 $H=5\text{m}$ の場合は、作用せん断力がほぼ頭打ちとなっており、これ以上のせん断力上昇はないと思われることから、さらに大きな断層変位を作用させてもせん断破壊が発生し、せん断補強筋に大きなひずみが生じる可能性は低いと考えられる。

5. 結論

土被りを 20m, 10m, 5m の 3 種類をパラメータとして設計した RC ボックスカルバートを対象に、逆断層の断

層変位を与えた 2 次元有限要素解析を実施した。その結果、以下のような結論を得た。

- 1) いずれの土被りの解析ケースにおいても、RC ボックスカルバートには、最初に中壁が損傷し、続けて底版が断層位置で曲げ降伏に至る過程は同様であった。しかし、最終の破壊形態は異なる 2 種類に分かれた。土被りが大きい RC ボックスカルバートでは、側壁が受ける土圧の増加によって作用するせん断力が増加した結果、せん断破壊が生じるのに対し、土被りが小さい RC ボックスカルバートでは、側壁にせん断破壊は生じず、上盤側で固定され、断層位置から張り出した片持梁のような変形が構造物に生じ、損傷した。
- 2) 断層変位によって RC ボックスカルバートの側壁に生じる土圧はおおむね静止土圧の 5 倍程度であり、側壁下端部に生じるせん断力は、おおむね土被りに比例する。これに対し、一般的な RC ボックスカルバートの設計では、多量のせん断補強筋を求められることが少なく、最小鉄筋量で決まることが多いため、土被りが大きいほどせん断破壊しやすくなったといえる。

参考文献

- 1) 土木学会 地震工学委員会：地下構造物の耐震性能照査と地震対策ガイドライン（案），地下構造物の合理的な地震対策研究小委員会，2011。
- 2) 吉見雅之：断層活動・地盤変状について，2016 年熊本地震 1 周年報告会，土木学会地震工学委員会，http://committees.jsce.or.jp/eec2/system/files/06_20170422JSCCE-yoshimi-2in1s_0.pdf，2017。
- 3) 千田知弘，渡辺浩，谷口亮太，崔準ホ：アーチパットの活動を考慮した阿蘇大橋崩壊メカニズムの静的検討，土木学会，第 20 回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム，pp. 187-192，2017。
- 4) 土木学会・平成 16 年新潟県中越地震災害調査緊急調査団：平成 16 年新潟県中越地震第一次調査団調査速報，土木学会，2005。
- 5) 樋口俊一，加藤一紀，佐藤伸，伊藤悟郎，佐藤唯：逆断層変位を受ける箱型地中構造物に作用する土圧特性に関する研究，土木学会，第 36 回地震工学研究発表会，A22-906，2016。
- 6) 橋口公一，上野正実，陳忠平：下負荷面及び回転硬化の概念に基づく土の弾塑性構成式，土木学会論文集，No. 547/III-36，pp. 127-144，1996。
- 7) 坂下克之，畑明仁：断層変位を受ける地中線上構造物の挙動に関する基礎的検討，土木学会論文集 A1(構造・地震工学)，Vol. 72，No. 4(地震工学論文集第 35 巻)，I_297-I_306，2016。
- 8) 大塚久哲，古川愛子，相部岳暁：断層変位を受ける地中構造物の耐震性と免震対策の適用性，土木学会地震工学論文集，vol. 31，pp. 188-195，2010。
- 9) 大塚久哲，相部岳暁，副島すみれ子：断層変位を受

- ける地中構造物の耐震継手対策の有効性に関する研究, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol. 68, No. 4(地震工学論文集第 31-b 巻), pp. I_253-I_259, 2012.
- 10) (財) 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 平成 11 年 10 月, 丸善株式会社, 1999.
 - 11) 米澤健次, 穴吹拓也, 江尻譲嗣: 大規模・高速化非線形 FEM 解析ソフト「FINAL-GEO」, 大林組技術研究所報, No.75, 2011.12, CD-ROM.
 - 12) Naganuma, K., Yonezawa, K., Kurimoto, O., Eto, H.: Simulation of Nonlinear Dynamic Response of Reinforced Concrete Scaled Model Using Three Dimensional Finite Element Method, 13th WCEE, Paper No. 586, 2004.
 - 13) 川西智浩, 清野純史, 井澤淳: 側壁の損傷に着目した開削トンネルの地震時耐力把握のための実験的研究, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol. 69, No. 4, pp. I_509-I_516, 2013.
 - 14) 土木学会: コンクリート標準示方書 設計編, 2012.

FAILURE MECHANISM OF BOX CULVERT SUBJECTED TO FAULT RAPTURE DISPLACEMENT

Tomohiro SASAKI and Shunichi HIGUCHI

Recently, significant damage of underground structures due to the fault rapture displacement was reported. Many researchers focus on the force induced by fault rapture displacement based on analytical and experimental studies. However, the study on damage of underground structures subjected to the fault is insufficient. This study clarifies failure mechanism of RC box culvert subjected to the fault rapture displacement based on 2D Finite Element analysis with three parameters of structure depth; 20m, 10m and 5m from the top slab. Based on the analytical results, it is found that shear force acted in side walls due to fault rapture displacement depends on the depth of structures and results in failure mechanism; the side wall in deeper RC box culvert with depth of 20m collapses in shear due to large soil pressure, while the RC box culvert deforms like cantilever beam and does not fail in shear.