# 構造物底面~岩盤間の付着特性を考慮した 地中 RC 構造物の岩盤変位に対する損傷評価

堤内 隆広1·渡辺 伸和1·米澤 健次2·穴吹 拓也2·伊藤 悟郎3·佐藤 唯3

<sup>1</sup>正会員 株式会社大林組 土木本部 生産技術本部設計第二部 (〒108-8502 東京都港区港南 2-15-2) E-mail:tsutsumiuchi.takahiro@obayashi.co.jp

2正会員 株式会社大林組 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)

<sup>3</sup>正会員 東北電力株式会社 土木建築部 (〒980-8550 宮城県仙台市青葉区本町 1-7-1) E-mail:ito.goro.cw@tohoku-epco.co.jp

筆者らは既報<sup>1)</sup>において,岩盤の断層線上に直接設置された地中 RC 構造物を対象に,断層変位が作用 する構造物の破壊モード,および構造物の一部材の破壊に至る時と全体破壊に至る時の2種類の限界断層 変位を三次元非線形有限要素解析により評価した事例を示した.

本研究では、断層変位による地中構造物の破壊モードや限界断層変位に影響を及ぼす一因として構造物 底面〜岩盤間の付着特性に着目した.既報のモデルを用いて、付着強度試験により得られた付着・摩擦強 度を構造物底面〜岩盤間の接合要素の特性に反映した解析を実施した.解析においては、この付着・摩擦 強度に加え、接合要素の剛性を解析変数とした.既報の解析結果との比較を通じ、これらの解析変数が地 中構造物の破壊モードおよび限界断層変位に与える影響を検討した.検討の結果、今回考慮した解析変数 の範囲では、接合要素の剛性や摩擦強度の違いによる影響が見られ、付着強度による影響は小さいことが わかった.

# *Key Words:* underground *RC* structure, three-dimensional nonlinear finite element method, bedrock displacement, bond properties

# 1. はじめに

近年,内陸活断層地震に起因する地表面変状と構造物 被害の報告が増え,直近では2016年4月14日以降の熊 本地震においても多くの人的被害と共に,地表面で横ず れ断層変位が確認され,断層変位に起因すると見られる 地盤および構造物の被害が報告されている.一方,構造 物は基礎地盤と合わせてその機能を果たすものであり, 通常,その基礎地盤に大きな変状を生じうる活断層上に は構造物を配置しない.しかし,ライフラインなどの線 状構造物において活断層を避けることが困難である場合 や,近年の活断層に関する調査・研究の進展により既設 構造物の直下において新たな活断層の存在が懸念される 場合に,断層変位の構造物への影響評価が求められる.

このような背景から,筆者らは岩盤の断層線直上に設置して埋め戻した鉄筋コンクリート製ボックスカルバートを対象に,地中構造物に逆断層変位,正断層変位が作用した時の構造物の損傷の進展状況や,構造物の破壊モード等を三次元非線形有限要素解析により検討した<sup>1)</sup>

(以下,既往検討と称す).この既往検討においては, 断層変位を受ける構造物の評価指標として,構造物の一 部材が破壊に至る時の断層変位(部材限界変位)や,構 造物全体が崩壊して空間保持機能を損なう時の断層変位 (空間保持限界変位)を定義し,これらの指標に基づく 限界値の評価を試みた.

既往検討では、構造物の底面〜岩盤間の付着特性を、 一般に設計で用いられる値として、摩擦角φ=30°,粘 着力 c=0 と仮定した.ただし、断層変位による構造物へ の影響という観点からは、構造物底面〜岩盤間の付着力 を考慮する方が安全側の評価となる.具体的には、構造 物直下の岩盤に断層変位が生じると、構造物が岩盤に持 ち上げられ、構造物が傾斜、転倒することなどによって 構造物底面と岩盤が離れる領域が現れる.構造物底面〜 岩盤間の付着を考慮した場合、このような構造物の挙動 に伴って底面に引張力が作用することにより、構造物の 損傷の進展が早まり、部材限界変位や空間保持限界変位 が小さくなる可能性がある.

そこで、本研究では、岩盤と構造物の付着強度試験





により得られた付着特性を構造物底面~岩盤間の接合 要素特性に反映し,接合要素の剛性も解析変数に加え たパラメトリック解析を実施した.既往検討結果との 比較を通じて,構造物底面~岩盤間の付着特性の違い が構造物の損傷の進展状況や最終的な構造物の破壊モ ード,部材限界変位および空間保持限界変位に与える 影響について検討した.

# 2. 検討方法

検討には既往検討<sup>1)</sup>で用いたモデルを用いており,構造物底面〜岩盤間の接合要素の特性のみが既往検討とは異なる.ここではそのモデルの概要について示す.なお、解析には大林組が開発した有限要素解析プログラム「FINAL-GEO」<sup>2)</sup>を用いた.

# (1) 検討対象

図-1 に検討対象とする鉄筋コンクリート製ボックス カルバート構造物(以下, RC 構造物とする.)と断層 および表層地盤の関係を模式的に示す.また, RC 構造

写真-1 RC構造物及び周辺岩盤の3D模型

断層にかからない隣接ブロック

物の横断面及び配筋図を図-2に示す.

RC 構造物は岩盤を掘削したトレンチに設置された 3 連のボックスカルバートとし、断層線と交わる1ブロッ ク(奥行き方向16m)を検討対象とした.構造物底面は 岩盤に直接接し、側面及び上面を埋戻土で覆い、土被り を 8m とした.

断層は RC 構造物底面に対してほぼ対角線方向に走向 する平面とし(参考:**写真-1**),鉛直傾斜角度(dip angle)は 26.6°とした(後出,図-6).断層の走向と RC 構造物の軸線方向が一致しないため,断層変位によ って RC 構造物は 3 次元的に複雑な挙動を示すことが想 定される.

なお,実際の構造物は**写真-1**に示すように隣接ブロ ックが存在するが,隣接ブロックとは軟質目地材等を介 して接続されるため,その影響を考慮しないこととした.

# (2) 解析モデル

図-3 に 3 次元 FEM モデルを示す. モデルの座標系は, RC 構造物の横断方向を X 方向,軸方向を Y 方向,鉛直 方向を Z 方向とした. 岩盤表面を平面で定義し, RC 構 造物底面の中央を原点として,検討対象範囲は断層面を



図-3 3次元 FEM モデルの概要

包含するように, X 方向 122m, Y 方向 100m, Z 方向 13.9m の範囲とした. 範囲の設定方法の詳細は文献 1)に 示す通りである.

既往検討では岩盤を剛体と仮定し, RC 構造物と表 土・埋戻土から成る地盤を非線形ソリッド要素でモデル 化した. 断層変位は上盤側岩盤表面の強制変位として与 えた. 即ち,既往検討においては岩盤の剛性や変形を考 慮していない.

RC 構造物は部材厚方向の要素分割数を 4 以上とした. 一方, RC 構造物の軸方向は横断方向に比べて剛性が大 きく,変形が生じにくいと考えられることから,部材厚 (1.0m~1.3m) も考慮して 1m 程度の要素分割とした.

RC 構造物の主鉄筋及び面外せん断補強筋は分散鉄筋要素(コンクリートと鉄筋の剛性の重ね合わせ)によりモデル化した.ただし、斜め方向に配置される壁上下端のハンチ部補強筋はトラス要素(補強筋軸方向のみの剛性を有する線材要素)によりモデル化した.RC 構造物軸方向のブロック両側端面は地盤要素で埋戻し、解析時にRC 構造物内空部分に地盤がせり出さないように、1 要素分を線形材料とした.

表土・埋戻土,岩盤表面, RC 構造物のそれぞれの境 界面には接合要素(面的なジョイント要素)を挿入し, 相互のすべり及び剥離を表した.なお,本解析モデルの 規模は総節点数約11万,総自由度数約30万である.

# (3) 材料特性および構成則

表土・埋戻土の構成則は完全弾塑性とし、破壊条件は Drucker-Prager の条件を適用した.表-1に表土・埋戻土の 物性値を示す.構成則がバイリニア型であることから、 剛性値は破壊時のひずみの適合性を考慮し,静的物性値 (変形係数)を用いた.ポアソン比はv=0.33とした.

表-2 にコンクリートの材料特性値を示す.引張側構成則は、ひび割れ強度までは弾性、ひび割れ強度後はコンクリートの破壊エネルギーに基づく軟化特性を適用した. 圧縮側構成則は、圧縮強度に達するまでは修正Ahmadモデルを適用し、圧縮強度後はコンクリートの圧縮破壊エネルギーに基づく軟化特性を適用した. 三軸応力下のコンクリートの破壊条件は、Ottosenの4パラメータモデルに従った. ひび割れ後のせん断伝達特性及び圧縮強度低減特性は長沼モデルを適用した. コンクリート構成則の詳細は文献3)を参照されたい.

鉄筋の構成則は降伏強度を折れ点とするバイリニアモ デルを適用した.表-3に鉄筋の材料特性を示す.

# (4) 接合要素

表-4 に既往検討における接合要素の特性を示す.表 中の接合要素の部位番号①~⑤は図-4 に示すものであ る.接合要素は自重載荷時と断層変位載荷時で異なる特 性を与えた.自重載荷時は、構造物周辺に生じる地盤の ひずみ集中を避けるため、構造物側面の鉛直方向に接合 要素(図-4 の①④)を設け、せん断方向には力の伝達 はないもの(表中「自由」)と仮定した.断層変位載荷 時は、①は面法線・せん断方向ともに剛接合とし、④は 面法線方向の接触・剥離、せん断方向の摩擦を考慮した. 他の接合要素(図-4 の②③⑤)に関しては、自重載荷 時は面法線・せん断方向ともに剛接合とし、断層変位載 荷時には、面法線方向の接触・剥離、せん断方向の摩擦 を考慮した.なお、表-4 中の括弧内は摩擦角度を示す. 付着強度試験により得られた付着特性は、図4の⑤ の構造物底面~岩盤間の接合要素特性に反映した.試験 結果及びその結果の接合要素特性への反映の詳細につい ては、3章に後述する.

# (5) 解析方法

解析は自重載荷と断層変位載荷の2段階からなる.図 -5 に各解析段階でのモデルの境界条件を示す.本モデ ルでは岩盤表面位置(=モデル底面位置)を固定または 強制変位境界とした.具体的には,自重載荷時は岩盤表 面位置を全て固定とし,断層変位載荷時は上盤側の岩盤 に接合要素を介して強制変位を与え,下盤側の岩盤を固 定した.

表土・埋戻土の側面境界は,自重載荷時は鉛直ローラ — 一,断層変位載荷時は自重載荷で生じた水平反力を与える荷重境界とした.

断層変位については、既往検討において損傷の進展が 顕著であり、限界断層変位が小さい結果が得られた逆断 層型の変位パターンに対して検討を行った.ここで、本 モデルでは断層面と RC 構造物の座標系が一致していな いため、断層変位  $\delta$  は図-6 に示すように X, Y, Z 成分 それぞれを断層面に投影した時の合成変位で表現される.  $\delta$  は 1 ステップあたり 1mm の強制変位増分で、最大断 層変位 500mm まで漸増単調載荷した.

### (6) 解析結果の評価指標

断層変位に対する RC 構造物と地盤の挙動を考察し, RC 構造物の損傷過程および破壊モードを把握した上で, 限界断層変位を設定した.既往検討では部材限界変位と 空間保持限界変位の2種類の限界断層変位を評価基準と した.これは,不静定構造物は一つの部材が破壊しても, 直ちにその構造物が目的とする機能を損なうとは限らな いからである.以下に2種類の限界断層変位の定義につ いて記す.

#### a) 部材限界変位

部材限界変位は, RC 構造物の底版, 側壁, 隔壁ある いは頂版のいずれかの部材が破壊に至る時の断層変位と した. なお, この部材限界変位は, 各部材において局所 的な破壊が生じた時ではなく, 一つの部材が全体的な破 壊に至った時の断層変位と定義した.

既往検討<sup>1)</sup>では,逆断層型の変位パターンに対する部 材限界変位を,損傷が最も進展する底版の軸ひずみの推 移に着目して設定した.断層変位の増大に伴う底版の軸 ひずみの増大の状況を底版の部位ごとに整理し,軸ひず みが急激に増大した時点でその部位の破壊を判定し,こ の破壊領域が断層線に沿って底版の全体に拡がった時点 の断層変位を部材限界変位とした.本研究においても, 構造物の破壊の進展状況を既往研究と比較した上で,底

<b>表-1(a)</b> 表土・埋戻土の物性値(その 1)		
土質	単位体積重量γ	静的変形係数 Es
	$(kN/m^3)$	(N/mm <sup>2</sup> )
表土	14.4 (5.5)	1090 <sup>0.73</sup>
埋戻土	19.3 (11.1)	79σ <sup>0.18</sup>
	いちょゆてんたいて	

()内は地下水位以下(水中)の値・σ=2/3σ<sub>v</sub>

表-1(b) 表土・埋戻土の物性値(その2)

土質	内部摩擦角φ	粘着力c
	(°)	$(N/mm^2)$
表土	3.0 (17.0)	0.060 (0.020)
埋戻土	40.0 (16.0)	0.035 (0.160)

()内は地下水位以下(水中)の値

表-2 コンクリートの材料特性値

ヤング	ポマソン	圧縮強度	引張強度	単位体積
係数		$f_c$	$\mathbf{f}_{t}$	重量
$(N/mm^2)$		$(N/mm^2)$	(N/mm <sup>2</sup> )	$\gamma(kN/m^3)$
2.354×10 <sup>4</sup>	0.20	23.54	1.883	24.0

表-3 鉄筋の材料特性値

ヤング 係数 (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン 比	降伏強度 f <sub>y</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	降伏後の 剛性低下率
2.001×10 <sup>5</sup>	0.30	345.0	0.01

表-4 接合要素の特性(既往検討)

÷17/	自重載荷		断層変位載荷	
用以77	せん断	面法線	せん断	面法線
①構造物周面 上部	自由	剛接合	剛接合	剛接合
<ul><li>②岩盤~表土・</li><li>埋戻土間</li></ul>	剛接合	剛接合	摩擦 ( \ 0 16°)	接触・ 剥離
③構造物上面~ 周辺地盤間	剛接合	剛接合	摩擦 ( φ 10°)	接触・ 剥離
④構造物側面~ 周辺地盤間	自由	剛接合	摩擦 ( φ 10°)	接触・ 剥離
⑤構造物底面~ 岩盤間	剛接合	剛接合	パラメータと (3.(2), (3)	して考慮 参照)



図-4 接合要素の配置

版部材の軸ひずみや変形角の増大の状況から部材限界変 位を設定した.

#### b) 空間保持限界変位

空間保持限界変位は、構造物全体が崩壊し、目標とす

る機能(空間保持機能)を損なう時の断層変位とした. ただし数値解析においては,一つの部材が全体的な破壊 に至った後は,剛性をほとんど有しない部位が存在する ため,微少な誤差により局所的にひずみが増大するなど 安定した解が得られず,構造物全体が崩壊に至るまでの 信頼できる解析結果が得られない場合がある.このよう に,鉄筋コンクリート部材の破壊後の挙動(ポストピー ク挙動)の評価は,現状の数値解析の課題と言える.こ こでは,このような現象を数値的不安定現象と称す.解 析において数値的不安定現象が生じた場合には,その直 前の各軸力支持部材(隔壁や側壁)の損傷状況により, 空間保持の可能性を確認し,空間保持限界変位を推定し た.

既往検討<sup>1</sup>では,逆断層型の変位パターンでは上記の 数値的不安定現象が底版の要素が断層線に沿って圧縮軟 化した領域で発生した.その時点で他の部材には構造物 が崩壊に至るような損傷は生じていなかったことから, 少なくともこの数値的不安定現象の発生時点までは構造 物の内空が保持されていると判断した.ただし,数値的 不安定現象の発生以降の解析結果は信頼性に劣るものと 考えられることから,空間保持限界変位を数値的不安定 現象が発生した断層変位「以上」と設定した.本研究に おいても,数値的不安定現象発生時の各部材の損傷状況 を確認した上で,同様の考え方により空間保持限界変位 を設定した.

# 付着強度試験に基づく構造物底面~岩盤間の 付着特性のモデル化

#### (1) 付着強度試験の概要

実際に岩盤上に構造物が設置される時には、図-7に示 すように、最初に岩盤上に均しコンクリートが打設され、 その上に構造物本体のコンクリートが打設される.よっ て、構造物底面〜岩盤間の付着特性は岩盤〜均しコンク リート間、均しコンクリート〜構造物本体コンクリート 間の2つの界面について考慮した.

付着強度試験の概要を図-8に示す.上記の2つの界面 をそれぞれ模擬した供試体を対象に実施された一軸引張 試験および一面せん断試験の結果から付着強度および摩 擦強度を設定した.

ー軸引張試験結果を表-5 に示す.一軸引張試験ではそれぞれの界面ごとに 12 体の供試体で試験が行われ,その試験結果を基に各供試体の引張強度の平均値として一軸引張強度を算出した.

ー面せん断試験は試験時に設定した4段階の垂直応力 に対し、それぞれ3体ずつの供試体で試験が行われ、各 垂直応力における最大せん断強度と供試体破壊後の残留





強度の平均値を求め、これらの強度と垂直応力の関係を 求めた.

付着強度は、2つの界面における引張強度のうち、強 度が小さい界面で破壊が生じると考え、岩盤〜均しコン クリート間の値を採用した.摩擦強度は、別途実施した 岩盤のせん断試験により得られた岩盤本体の最大せん断 強度、残留強度が、一面せん断試験により得られた界面 での各強度より小さかったため、破壊は岩盤本体で生じ ると仮定し、岩盤本体の最大せん断強度、残留強度を採 用した.これらの強度を総合して設定した、構造物底面 〜岩盤間の強度特性を表-6に示す.

付着強度は大きく,20m以上の土被り荷重に相当する. また,せん断強度および残留強度も,既往検討で設定した強度と比較すると大きい.

# (2) 構造物底面~岩盤間の付着特性のモデル化

構造物底面〜岩盤間の付着特性は,接合要素の面法線 方向(引張)とせん断方向(摩擦)について,それぞれ 一軸引張試験から得られた引張強度,一面せん断試験お よび岩盤本体のせん断試験から得られた最大せん断強度, 残留強度を元に設定した.設定した構造物底面〜岩盤間 の接合要素の強度特性を図-9に示す.図-9中には,接 合要素の最大摩擦強度および残留摩擦強度の設定根拠で ある岩盤本体のせん断試験結果のプロットを合わせて示 している.また,せん断方向,面法線方向の接合特性の 概念図を図-10に示す.

せん断方向の特性は、面法線方向応力によって変化す る最大摩擦強度に到達した時点で岩盤が破壊したと見な し、その後は残留摩擦強度が接合要素の負担できるせん 断応力の上限となるようにした.図-9中には既往検討 で設定した接合要素の特性も合わせて示しており、最大 摩擦強度および残留摩擦強度はいずれも既往検討で設定 した摩擦強度よりは大きい関係にある.

法線方向の特性は、図-9 中に示す付着強度を法線方 向の引張強度とし、この引張強度に一度到達すると、そ の後接合要素が負担できる引張応力は0とした.この・ 状態が構造物底面〜岩盤間の剥離を表し、剥離の状態に おいては底面の摩擦力は発生しないものとした.

# (3) 解析パラメータと解析ケースの設定

表-7 に解析ケースおよびそれぞれのケースにおける 接合要素の付着特性,剛性の設定を示す.本研究では, 解析パラメータとして岩盤~構造物底面間の付着特性の ほかに接合要素の剛性を考慮した.既往検討では剛と仮 定し,接合要素の剛性は大きな値を設定したが,本検討 のケース3では,接合要素の剛性は構造物が設置される 岩盤の剛性を考慮したものとした.具体的には,道路橋 示方書に示された地盤反力係数による換算値を,岩盤の

表-5 -	一軸引	張試験結果
-------	-----	-------

界面	一軸引張強度 $[N/mm^2]$
岩盤~均しコンクリート間	0.475
均しコンクリート~構造物本体間	1.146

表-6 構造物底面~岩盤間の強度特性

付着強度	せん断強度	内部摩擦角	残留強度
$\sigma_{\rm max}[{ m N/mm}^2]$	$\tau_0 [\text{N/mm}^2]$	$\phi$ [°]	$\tau_{\rm r}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
0.475	3.38	56	1.575 σ <sup>0.65</sup>



図-10 接合要素の法線方向・せん断方向の接合特性の概念図

**表-7** 解析ケース

ケース名	岩盤〜構造物底面間の 接合要素の摩擦・ 付着強度	岩盤〜構造物底面 間の接合要素の剛性
ケース1 (既往検討)	摩擦角: φ=30° 粘着力: Cs=0 付着強度:σ <sub>max</sub> =0	剛」 (Kn=Ks=100N/mm³)
ケース2	摩擦角: φ=56° 粘着力: Cs=3.38N/mm2 付着強度: σ <sub>mx</sub> =0.475N/mm2 残留摩擦独度: 1.575 σ <sub>n</sub> <sup>66</sup> [N/mm <sup>2</sup> ]	剛 (Kn=Ks=100N/mm³)
ケース3	ケース2と同様	道路橋示方書の地盤反力 係数による換算値 (Kn=959N/mm <sup>3</sup> Ks=320N/mm <sup>3</sup> )

剛性を用いて算出した値を接合要素の剛性とした. 地盤 反力係数の算出において,載荷面積は構造物1ブロック の全底面積を仮定した. この地盤反力係数は,基礎構造 物の設計における安定性評価などに用いる値であり,沈 下量を安全側に評価する特徴を有しているため,ケース 3において設定した接合要素の剛性値は,岩盤の剛性を より小さめに評価したものと言える.

# 4. 解析結果および RC 構造物への影響評価

# (1) 構造物の損傷状況

既往検討において、逆断層型の変位に対する構造物の 破壊が主に底版の圧縮・せん断によるものであったこと から、本研究においても最初に底版の損傷の進展状況に 着目した.図-11に断層変位300mm時における構造物 底版の損傷状況を底盤の下から見上げた図で示す.接合 要素の剛性が大きいケース1,2と接合要素の剛性が小 さいケース3の間で底版の損傷状況に明確な違いが見 られ、ケース3では他の2ケースに比べて底版の断層 線に沿う領域での損傷の進展が非常に緩やかであること が確認できる.これより、接合要素の剛性の違いが、逆 断層変位の作用を受ける構造物の損傷の進展に大きな影 響を与えることが分かる.

図-12 には断層変位 300mm 時における底版の最小主 ひずみコンターを示す.以下,本章においてひずみおよ び応力の符号は引張を正, 圧縮を負とする. 青色の領域 が圧縮ひずみの大きい領域であり、図-11と同様にケー ス1,2とケース3の間で分布に明確な違いが見られ、 ケース3では他の2ケースに比べて底版に発生する圧 縮ひずみが非常に小さいことが分かる.また、付着・摩 擦強度の大きいケース1と付着・摩擦強度の小さいケ ース2間でも圧縮ひずみの分布には違いが見られ、ケ ース1では断層線に沿ってひずみの大きい領域が広範 囲に生じるのに対し、ケース2では底版のハンチ際の うち1断面(図-12中の黒楕円で囲む箇所,以下この断 面をハンチ際断面と称する)にひずみが集中している. これは、ケース1では断層の突き上げによって構造物 に作用する支圧力の影響が大きく、断層線に沿って圧縮 ひずみの大きい領域が現れるのに対し、ケース2では ケース1に比べて接合要素の摩擦強度が大きく,支圧 力に加えて底版に大きな摩擦力が作用したためと考えら れる.図-6に示すとおり、断層変位は構造物に対して3 次元的な成分を有しているため、断層変位の増大に伴い、 底版には鉛直力のほかに構造物軸線方向および横断方向 の摩擦力が作用する.この中で特に構造物軸線方向の摩 擦力によって底版に大きな面内せん断力が伝達された結 果、断面変化部であるハンチ際断面において損傷が進展

し、ひずみが増大したものと考えられる.

#### (2) 構造物底面~岩盤間の接合要素の応力分布

断層変位 300mm 時における構造物底面~岩盤間の接 合要素の鉛直応力分布を図-13に示す.この図は接合要 素に生じる圧縮応力の分布に着目したものであり,青色 の領域が圧縮応力が大きい領域を示す.

図より,接合要素の剛性が大きいケース1,2と接合 要素の剛性が小さいケース3の間で分布に差異が生じて おり,ケース3では他の2ケースに比べ,断層変位の増 大に伴って断層線上付近で発生する鉛直応力が小さく抑 えられていることが確認できる.これは,接合要素の剛 性が他の2ケースに比べて小さいケース3では,断層変 位により生じる局所的な支圧応力が「座布団効果」<sup>4</sup>に よって分散,平滑化されたためと考えられる.

# (3) 構造物底面~岩盤間の付着の剥離状況

接合要素に付着強度を考慮したケース2およびケース 3について、断層変位5mm時における構造物底面~岩 盤間の接合要素の剥離状況を図-14に示す.下盤側に着 目すると、断層変位5mm時には両ケースとも図中に赤 色で示される剥離領域が隅部を除くほぼ全面に拡がって おり、断層変位が小さいうちに付着の剥離はほぼ終了す ることが分かる.

図-15には、付着がほぼ全面に渡り剥離したとみなせる、断層変位5mm時における構造物の損傷状況の比較を示す. ひび割れは主に接合要素の剛性が大きいケース1、ケース2の底版で断層線に沿って発生している.付着特性が異なるケース1、ケース2間では損傷状況に差がなく、接合要素の剛性が異なるケース2、ケース3間で差が見られることから、この損傷状況の違いは剛性の違いによる支圧応力の分布の違いによるものと考えられ、付着特性の違いによる影響は小さいと判断できる.

#### (4) 限界断層変位の設定

### a)ケース1の限界断層変位

部材限界変位を設定するために、図-16(a)に示す各断 面における底版の軸ひずみと断層変位の関係を整理した. ここで、軸ひずみは図-16(b)に示す各部位の平均的な値 として算出した.

図-16(c)~(e)に代表的な底版部位における断層変位~ 軸ひずみ関係を示す.ケース1では断層変位が50mmを 越えたところで断面②の底版②,断面①の底版①の順に 軸ひずみが急増しており,底版の断層線に沿う領域で部 分的に軸圧縮破壊を生じたものと考えられる.その後, これらの部位は断層変位200mm付近で軸ひずみの増加 が緩やかになるが,断層変位約310mmで断面③の底版 ②で軸ひずみが急増し始めることから,断層変位約







図-12 構造物の最小主ひずみコンター(断層変位 300mm 時)



図-13 構造物底面~岩盤間の接合要素の鉛直応力分布(断層変位 300mm)



<sup>310</sup>mmで構造物軸線方向全体に渡って底版の軸圧縮破 壊を生じたものと考えられる.よって,部材限界変位を 約310mmと設定した.

空間保持限界変位の設定は、2.(6)b)に示すように、解

析における数値不安定現象の発生と、その直前の軸力支 持部材の損傷状況から推定した.断層変位 370mm およ び 380mm 時における構造物の損傷状況を図-17 に示す. 図-17 より、断層変位 370mm の時点で底版は軸線方向



全域に渡り圧縮軟化した領域が拡がっているものの, 軸力支持部材である側壁および隔壁には部材断面全体に 渡る損傷は生じておらず,構造物全体の崩壊には至って いない.その後,断層変位380mm時において底版中央 部で局所的にひずみが増大し,不自然な変形を生じる数 値不安定現象が発生した.図-17からは断層変位380mm 時においても側壁および隔壁に軸力保持機能を失うよう な破壊は生じていないと考えられるが,数値不安定現象 の発生以降の解析結果の信頼性を考慮し,空間保持限界 変位を370mm以上と設定した.

### b)ケース2の限界断層変位

ケース2では図-12に示す通り、ハンチ際断面に大き なひずみが集中し、その領域が取水路の軸線方向に貫通 して破壊面を形成していることから、この破壊面が形成 された時点を部材限界変位とした.

図-20にこの破壊面を含む領域の平均的な XY 面内変 形角と断層変位の関係を示す.ケース2では断面①,断 面②で断層変位約 80mm,断面③で断層変位約 110mm を越えたところで XY 面内変形角が急激に増大している ことが分かる.よって,断層変位約 110mm でハンチ際 の1断面での破壊が構造物軸線方向全体に及び,部材を 貫通する破壊面が形成されたと考えられることから、部 材限界変位を約110mmと設定した.

断層変位 340mm および 341mm 時における構造物の損 傷状況を図-18 に示す.図より,断層変位 340mm を越え たところで上流側の底版で圧縮軟化要素が急激に増加し, 数値不安定現象が生じた.この断層変位において側壁お よび隔壁に軸力保持機能を失うような破壊は生じていな いと考えられるが,数値不安定現象の発生以降の解析結 果の信頼性を考慮し,空間保持限界変位を 340mm 以上 と設定した.

### c) ケース3の限界断層変位

図-11,図-12,図-16より,接合要素の剛性が小さい ケース3では接合要素の剛性が大きい他の2ケースに比 べて構造物の損傷が緩やかであり,部材単位で見ても断 層変位400mmの時点では破壊に至っていないと判断で きる.

断層変位 450mm および 470mm 時における構造物の損 傷状況を図-19に示す.図より,断層変位 470mm で構造 物隅部のうち1箇所で局所的な損傷が進展し,数値不安 定現象が生じている.なおこの隅部は,構造物が岩盤の 下盤側に接する箇所に該当する. この数値不安定現象が発生した時点においても、隅部 を除いて底版の損傷は軽微であり、その他の部材も部材 全体の破壊には至っていないと考えられるが、数値不安 定現象の発生以降の解析結果の信頼性を考慮し、部材限 界変位、空間保持限界変位共に 470mm 以上と設定した.

# 5. 限界断層変位のまとめと付着特性の影響に関する 考察

各解析ケースにおける構造物の限界断層変位の一覧を **表-8**に示す.

部材限界変位および空間保持限界変位はいずれも大き い順にケース3,ケース1,ケース2の順であった.接 合要素の剛性が小さいケース3の空間保持限界変位が接 合要素の剛性が大きい他の2ケースに比べて大きく,接 合要素の剛性の設定が構造物の限界断層変位の評価に影 響を及ぼすことが示された.

また、ケース2の部材限界変位が他のケースに比べて 大幅に小さい結果が得られたが、これは4.(1)でも考察 した通り、ケース2では構造物底面〜岩盤間の接合要素 の摩擦強度が大きいため、断層の突き上げによる損傷に 加え、構造物底面〜岩盤間に構造物軸線方向の大きな摩 擦力が発生したことで、ハンチ際断面で損傷が進展した ことによるものである.ただし、この部材の破壊は直ち に構造物の空間保持機能を損なうような破壊ではない. 図-17、図-18より、最終的に底版の断層線に沿う領域の 要素に数値的不安定現象が生じる状況は摩擦強度の小さ いケース1と共通しており、空間保持限界変位もケース 1とほぼ同等である.

本研究の着目点であった付着強度による影響が小さか った要因は、本研究で考慮した接合要素の付着強度およ び剛性の範囲では、付着の剥離が非常に小さな断層変位 で終了するためである. 接合要素に付着強度を考慮した ケース2,ケース3の断層変位1mm以下における構造 物底面~岩盤間の付着の剥離状況の比較を図-21 に示す. 図中の緑の領域が接合要素の付着が剥離しておらず、引 張力を負担している領域を示す. 下盤側の付着, 剥離領 域に着目すると、断層線に近い側から引張応力を負担す る付着域が生じたのち、付着強度に達した箇所から順に 剥離を生じ、その領域が進展していく過程が確認できる. 同じ断層変位で比較した場合、接合要素の剛性が大きい ケース2の方が剥離した領域が大きく、付着域は小さい. このことから、接合要素の剛性が大きいほど、付着領域 の端部から順次付着強度に達し、剥離した範囲が拡大し ていく「進行性破壊」の速度が速いことが分かる.構造 物への影響を考えると、接合要素の剛性が小さい方が付 着域の面積が大きくなり、構造物に作用する引張力が大



表-8 限界断層変位の一覧

御たケッフ	限界断層変位(mm)		
脾ケクース	部材限界	空間保持限界	
ケース1	約 310	370以上	
ケース2	約110	340以上	
ケース3	470以上	470以上	

きくなるため、相対的には構造物の損傷が進展しやすく なるものと考えられる.しかし、本研究で考慮した接合 要素の付着強度および剛性の範囲では、付着強度の違い による構造物への影響は非常に小さいと判断できる.

# 6. 結論

本研究では、岩盤の断層線直上に設置して埋め戻した 鉄筋コンクリート製ボックスカルバートを対象に、構造 物底面〜岩盤間の付着特性の違いが、逆断層型の変位に よる構造物の損傷の進展状況や最終的な構造物の破壊モ ードおよび限界断層変位に及ぼす影響を把握するために、 三次元非線形有限要素解析による評価を行った.以下に 得られた知見を示す.

①本研究で考慮した付着強度および剛性に対しては、数 mm程度の非常に小さな断層変位で付着の剥離が終了し ており、その時点での構造物の損傷状況には付着強度の 違いによる差が見られなかったため、付着強度の違いが 逆断層変位による構造物の損傷過程および空間保持限界 変位に及ぼす影響は小さい.

②本研究で考慮した摩擦強度の違いにより,部材限界変 位への影響が見られた.摩擦強度が大きいケース2では, 断層の突き上げによる損傷に加え,構造物軸線方向の摩 擦力によって底版のハンチ際断面において損傷が進展し たことにより,摩擦強度の小さいケース1より部材限界 変位が小さくなった.

③構造物底面~岩盤間の接合要素の剛性の大きさが,逆 断層変位に対する構造物の損傷の進展状況及び限界断層 変位に影響を与えることが示された.接合要素の剛性は 逆断層変位が構造物に作用した時の支圧応力の分布に大 きな影響を及ぼし,剛性が小さい方が「座布団効果」<sup>4</sup> によって支圧応力が分散されるため,構造物の損傷の進 展は緩やかになり,部材限界変位,空間保持限界変位は いずれも大きくなることがわかった.

以上より,構造物が設置される岩盤の剛性の設定が, 断層変位の作用を受ける構造物の損傷評価に影響を与え ることがわかった.既往検討および本検討のケース2で は,岩盤が変形しない(剛)と仮定した解析を行っている. この仮定は,構造物が岩盤から突き上げられて生じる支 圧応力を過大評価するため,構造物の損傷に対しては実 現象に比べて安全側の評価を与えると考えられる.一方, 本検討のケース3は,沈下量を安全側に評価する特徴を 有する道路橋示方書の地盤反力係数による換算値を接合 要素の剛性に用いたことから,岩盤の剛性を小さめに評 価した場合を示しており,構造物の損傷に対しては危険 側の評価を与えるものと考えられる.より現実に近い挙 動の評価のためには,解析において岩盤の剛性を適切に 考慮する必要がある.



図-21 断層変位 1mm 以下における 構造物底面〜岩盤間の付着の剥離状況の比較

# 参考文献

- 米澤健次,樋口俊一,穴吹拓也,渡辺伸和,伊藤悟郎:
   三次元 FEM 解析による地中 RC 構造物の岩盤変位に対する損傷評価,構造工学論文集 Vol.62A, 2016
- 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.
- Naganuma, K., Yonezawa, K., Kurimoto, O., Eto, H.: Simulation of Nonlinear Dynamic Response of Rein-forced Concrete Scaled Model Using Three Dimensional Finite Element Method, 13th WCEE, Paper No.586, Aug., 2004.
- 4) 谷和夫:岩盤の表面ないし内部に立地する構造物を地表 地震断層から守るために地盤を改良する工法の提案,第 32回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集,pp.101-106,2003.

# DAMAGE ESTIMATION OF UNDERGROUND RC-STRUCTURE SUBJECTED TO BEDROCK DISPLACEMENT CONSIDERING BOND PROPERTIES BETWEEN STRUCTURE AND BEDROCK

# Takahiro TSUTSUMIUCHI, Nobukazu WATANABE, Kenji YONEZAWA, Takuya ANABUKI, Goro ITO and Yui SATO

This research is focused on the damage estimation of the underground reinforced concrete structure placed on the fault line in case of the fault rapture. As a countribute factor which can have an effect on the damage process, fracture modes, and the limit fault dislocations, bond properties between the structure and bedrock are considered.

Three-dimensional nonlinear FE analyses were performed, in which bond strength and stiffness of joint elements were considered as analysis parameters. These analyses showed that stiffness of joint elements had an effect on them, on the other hand, bond strength had a small effect.