

## 論文 RC 梁端部の押抜きせん断に対する解析的検討

宮原 みか子\*1・幸左 賢二\*2・鈴木 威\*3・萩原 隆朗\*4

**要旨**：鉄筋コンクリート梁端部を対象とした供試体を用いて、載荷位置をパラメータとした実験を行い、梁端部破壊耐力の評価式を提案している。本研究では、解析的検討として、非線形3次元有限要素法を用いて、実験結果との比較検討、破壊メカニズムの評価、および破壊面に対する検討を行った。その結果、破壊性状を概ね評価することができ、評価式で用いられている45度の推定破壊面の妥当性が示された。

**キーワード**：鉄筋コンクリート梁、有限要素解析、押抜きせん断、せん断抵抗面積

## 1. はじめに

平成7年に起きた兵庫県南部地震は、橋梁に多大な損傷を与えた。支承部においても例外ではなく、設置されていた金属支承が損傷した。このような損傷事例を鑑みて、耐震性能向上を目的として、支承取替え工事が行われている。

支承取替えの際には、上部工の桁を一時的にジャッキアップする必要がある。この場合、既設の支承を避けてジャッキを設置するため、ジャッキ位置は梁端部になることが多い。このジャッキアップによって、コンクリート橋脚の梁端部に損傷が生じる恐れがある。

各機関では、破壊面が押し抜きせん断破壊タイプであるために、簡易的に道路橋示方書に示される橋座部の耐力算定式<sup>1), 2)</sup>を適応したものをを用いる場合が多くみられる。

そこで、本研究では橋脚の梁をモデル化した供試体を用いて、局部載荷によるひび割れの発生状況、耐荷力の検討を行った。その結果、既往の照査式では大きな安全率を有することが確認されたため、新たに梁端部破壊耐力の評価式の提案を行った<sup>3)</sup>。

今回さらに、3次元FEMを用いた解析を行い、破壊メカニズムについて検討を行うこととした。

## 2. 実験概要

## 2.1 供試体

表-1に実験供試体の諸元を、図-1に供試体および載荷板形状を示す。供試体は阪神高速道路公団が有する支承取替えが必要な橋脚の中から、代表的な7基を抽出し、梁幅、鉄筋比等のパラメータが最も平均に近い橋脚をプロトタイプとしてその橋脚梁で最も耐力が小さい先端部分を1/3縮尺でモデル化した。また、載荷板位置は梁端部から75~125mmであり、平均で100mmであるのに対し、供試体高さは330mmで載荷板から梁端部までの距離に対して3倍以上としているため破壊は供試体底面に到達しないものと考え、底面全体を直接載荷台に設置した。表-2に各材料の物性値を示す。

## 2.2 載荷手法

載荷板は標準的なジャッキ寸法を考慮し、供試体等と同様に1/3縮尺でモデル化した。表-3に載荷位置を示す。載荷位置は実際の工事でのジャッキ位置を考慮した12ケースとした(表-3, 図-2参照)。また、載荷は最大荷重に達するまで荷重制御で行い、それ以降は変位制御とした。測定項目は、載荷板の鉛直変位、鉄筋ひずみ、クラック図である。

\*1 九州工業大学大学院 建設社会工学専攻 (正会員)

\*2 九州工業大学 建設社会工学科教授 Ph. D. (正会員)

\*3 阪神高速道路公団 大阪管理部 調査設計課

\*4 東京エンジニアリング(株) 大阪支社 技術部

表-1 供試体諸元

	H (mm)	B (mm)	L (mm)	備考
供試体	330	760	1200	1/3縮尺
	h (mm)	b (mm)	l (mm)	
載荷板	30	100	100	

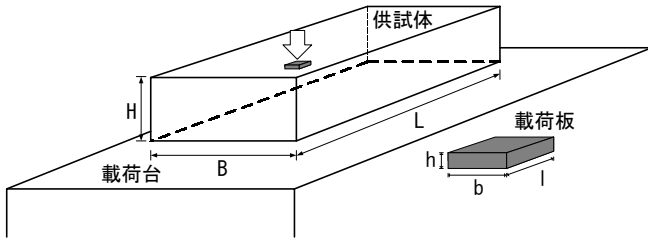


図-1 供試体および載荷板形状

表-2 各部材の材料物性

コンクリート	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	割裂強度 (N/mm <sup>2</sup> )
case1~4	35.4	2.83
case5~12	30.8	2.61
鉄筋	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )
D6	346	514
D10	363	534
D13	360	530

### 3. 解析概要

#### 3.1 解析手法

本解析には、実験の破壊形状から3次元モデルによる検討が適していると考えられたため、FEMによる3次元弾塑性解析を行う。解析対象モデルとしては、case4を採用した。

case4は載荷位置が全ケースのうち最も供試体内部の位置であるが、実際の補強工事がなされている橋脚のジャッキアップ位置として最も多いケースである。また、実験結果から算出されたコンクリートのせん断応力、鉄筋強度が最も平均的であることから、case4を標準として損傷分析を行う。

図-3に解析モデルを示す。解析対象は、RC梁の対称性を考慮した、スパン方向および断面方向に2等分した1/4モデルである。コンクリートは8節点3次元ソリッド要素を用いてモデル化している。また、鉄筋には線材要素を用いてモデル化を行い、鉄筋とコンクリートは完全付着とした。

境界条件は、解析対象の連続性を考慮して、対象断面においてはその面に対する垂直方向の変位成分を拘束し、下面は鉛直方向変位成分を拘束している。載荷条件は、実験で用いた載荷

表-3 載荷位置

		X=x/s				
		0.75	1.00	1.50	2.00	2.50
Y=y/s	0.75	case5	case6	case7	case8	
	1.00		case9	case10	case11	case12
	1.25		case1	case2	case3	case4

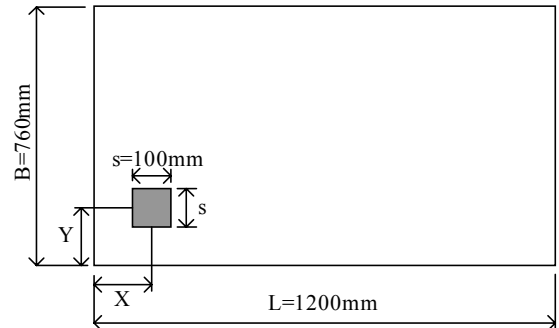


図-2 載荷位置図(載荷面)

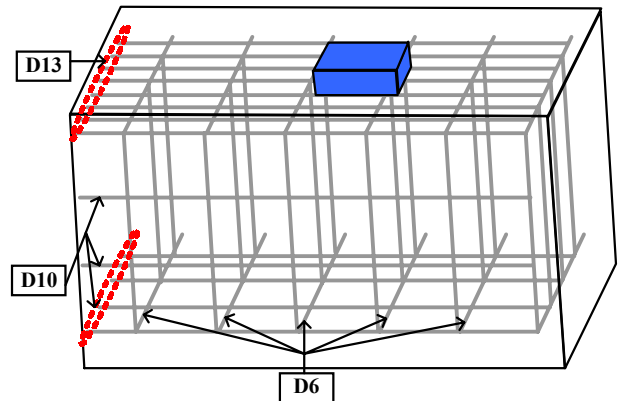


図-3 解析モデル

板をモデル化し、その上縁に鉛直下向きの等分布荷重を変位制御で載荷した。

また、載荷位置に対する検討としてcase6を行った。解析条件はcase4と同様のものを採用した。

#### 3.2 材料モデル

図-4には、コンクリート要素に適用した応力-ひずみ関係を示している。圧縮側に関しては、材料試験から得られた圧縮破壊強度  $f_c$  (表-2参照)を用いて、圧縮上昇域では圧縮強度までを2次放物線とし、その後は応力が低下するモデルを採用した。引張側の応力-ひずみ関係に関しては、図に示しているような線形引張軟化モデルを用いることとした。終局ひずみ  $\epsilon_{tu}$  には、解析対象がRC構造であることを考慮して、鉄筋の降伏ひずみ  $\epsilon_y$  と概ね等しい値である  $2000\mu$  を採用している。

また、3軸応力下の降伏条件に関しては、コンクリートの降伏挙動が静水圧に依存すること

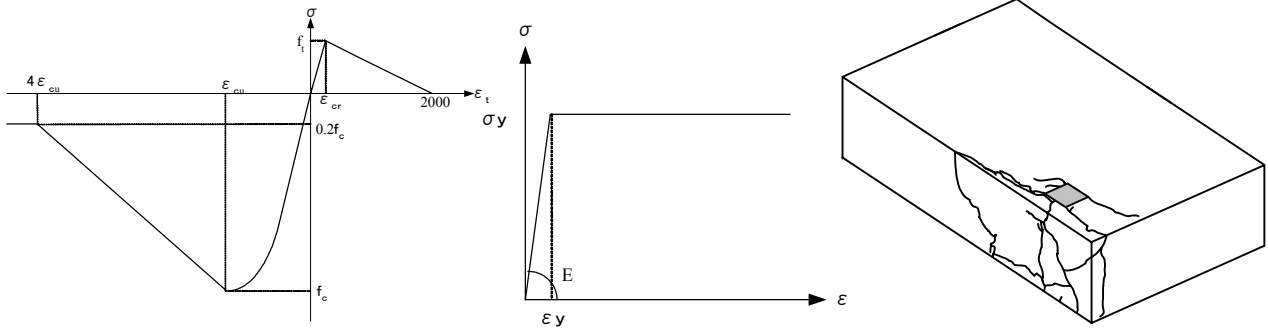


図-4 コンクリート応力-ひずみ 図-5 鉄筋応力-ひずみ 図-6 最終損傷図 (case4)

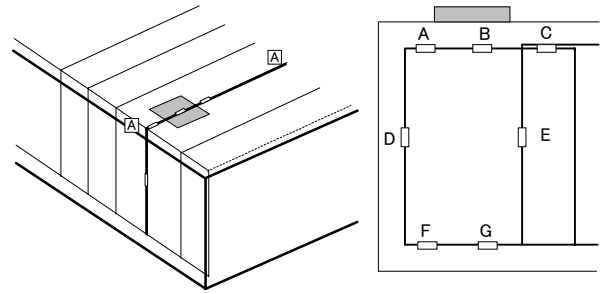
から，ここでは Drucker-Prager の降伏条件を適用することとした。なお，内部摩擦角は  $\Phi = 10^\circ$  ，粘着力は  $C = 0.42f'_c$  ( $f'_c$  : 一軸圧縮強度) と設定した。引張-圧縮状態および二軸引張状態では，最大主応力が引張強度を超えるとひび割れが発生すると仮定した。また，ひび割れ面のせん断応力伝達には，Rots<sup>4)</sup>によって提案されているモデルを用いた。

#### 4. 実験結果および解析結果

##### 4.1 ひび割れ損傷状況

図-6 に case4 の鉄筋降伏時および最終損傷状況を示す。供試体は初期ひび割れが入った後緩やかに損傷が進展し，最大荷重近傍でひずみ，クラック幅，数が大幅に進展し，かぶりコンクリートが欠落，破壊に至った(最大荷重 764kN)。図より供試体の損傷は供試体の端部への距離が短い前面方向に進展し，側面および内部方向にはほとんど損傷を生じていないと考えられる。他の実験ケースにおいても，概ね同様の破壊形態を示した。

次に case4 のスターラップの荷重-ひずみ曲線の比較を図-7 に示す。載荷板直下のスターラップを用いて，実験結果との比較を行った。実験値と同様に A, B の位置で降伏ひずみである  $1700\mu$  に達していることが確認された。C の位置では，解析値，実験値ともに，弾性範囲内にとどまっており，内部方向に顕著な損傷は進展していないと判断できる。また，F, G の位置である下面鉄筋のひずみは，解析および実験結果は， $100\mu$  以下と極めて小さい値であることから，破壊面は下面まで達していないと考えら



A-A 断面におけるひずみゲージ位置

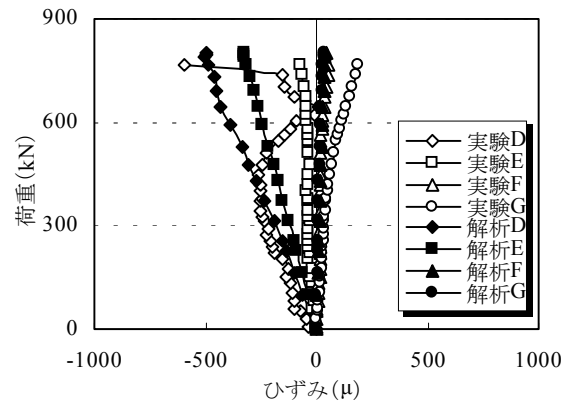
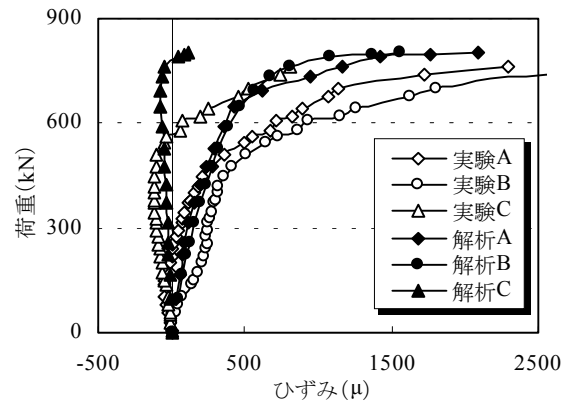


図-7 スターラップ荷重-ひずみ関係

れる。

##### 4.2 破壊メカニズム

最大荷重時の供試体クラック損傷状況および鉄筋の荷重-ひずみ曲線より，供試体上面および前面を中心に損傷していると考えられる。そこで，図-8 に示す A-A 断面を用いて，上面

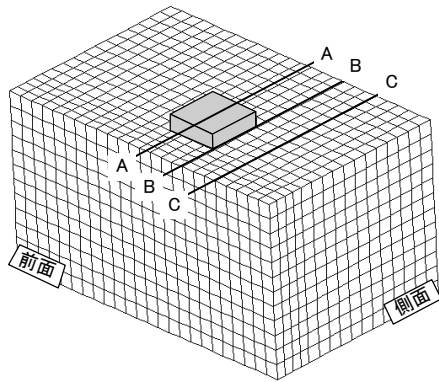


図-8 検討断面の位置

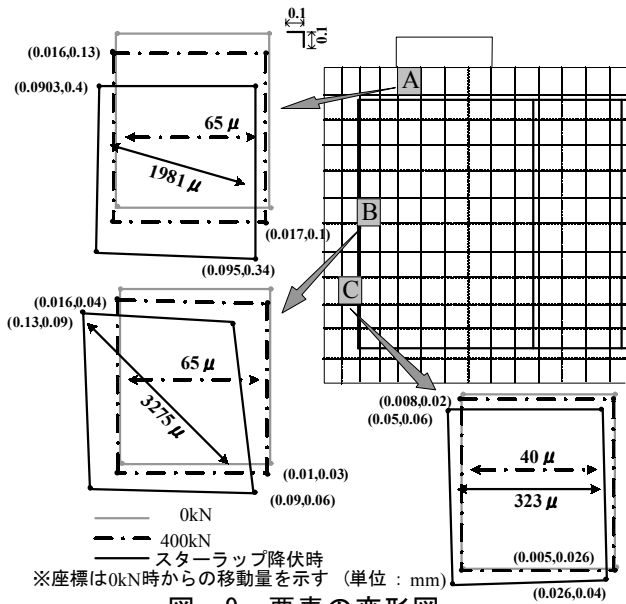


図-9 要素の変形図

および前面を中心に破壊メカニズムについて検討する。図-9にA-A断面における前面側の要素の変形図を示す。変形が顕著である要素Bに着目した。

400kN時の変形は載荷板が供試体にめり込むことにより、要素全体が鉛直下向きに移動しているが、形状は概ね保たれている。また、最大主ひずみは $65\mu$ 程度と極めて小さく、鉛直荷重の作用方向に対して、垂直方向に発生している。図-10に水平方向に発生した引張ひずみの進展状況を示す。鉛直荷重を載荷することで生じる圧縮ひずみにポアソン比を考慮した値をグラフに併記した。これより、引張強度に達したときのひずみである $100\mu$ に達するまでは、概ね一致する傾向であることが確認できる。したがって、600kN程度まで鉛直荷重により発生する圧縮ひずみのポアソン効果によって、引張ひずみが発生していると考えられる。

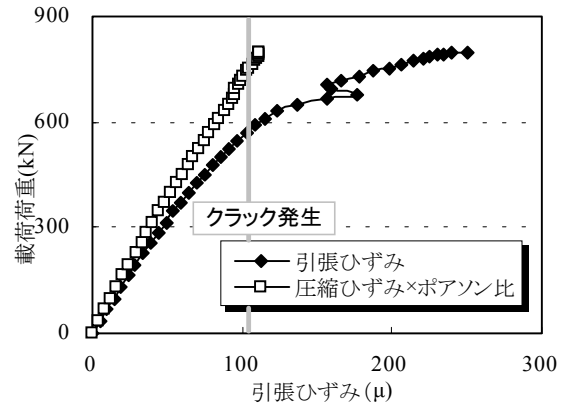


図-10 引張ひずみ (要素B)

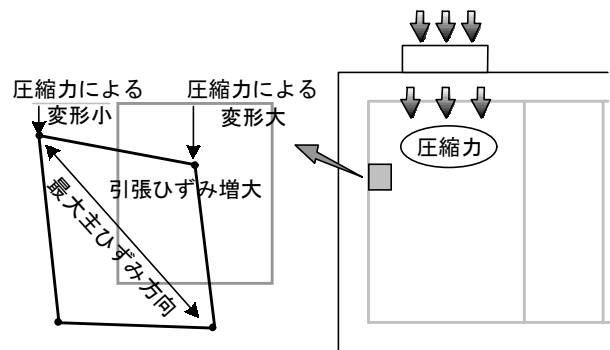


図-11 要素のひずみ発生状況

次に鉄筋降伏時の変形状態に着目する。400kN時と比較すると、前面への移動量が増加し、対角線方向に最大主ひずみが発生していることが確認できる。要素Bは、載荷板位置に対して前面よりの位置である。そのため、図-11に示すように、載荷板側においては、より顕著に鉛直荷重に伴う圧縮の影響を受け、前面側と比較すると、下面方向への変形量が大きくなる。また、図-10より600kN以降において、ポアソン効果の影響で生ずる引張応力は、引張強度に達しており、急激に引張ひずみが進展すると考えられる。これより、拘束力の小さい前面側にコンクリートは変形し、要素は図-11に示すような変形状態となる。そのため、対角線上に最大主ひずみが発生したと考えられる。

この最大主ひずみは、はらみだしによる引張力と鉛直荷重による圧縮力の影響で発生すると考えられる。この応力状態において、最大主ひずみに対して垂直方向に、ずれひずみが発生していると考えられる。このずれひずみが、次第に支配的となることで、最大主ひずみが水平方向から対角線方向へと変化したと考えられる。

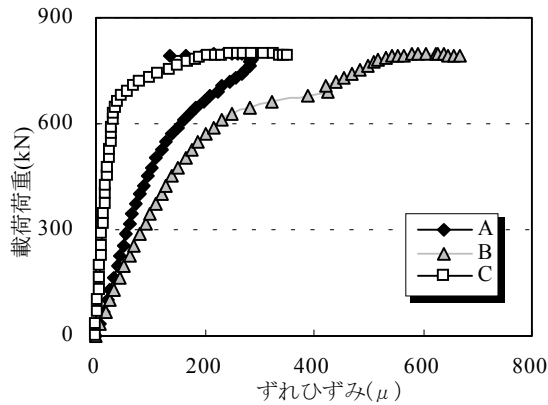


図-12 ずれひずみの進展状況

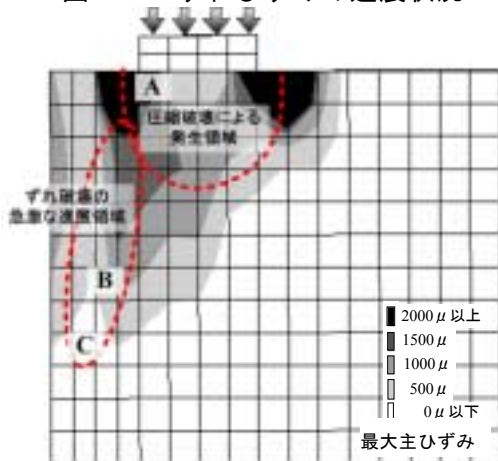


図-13 破壊領域 (case4)

図-12 にずれひずみの進展状況を示す。要素 A では、圧縮破壊領域であるため、急激な増加が見られないが、要素 B,C で 600kN 辺りから急激に進展している。したがって、要素 B,C ではずれが支配的であると考えられる。

以上の考察より、図-13 に最大主ひずみを用いて、破壊領域を示す。端部に局所荷重を行うことで、荷重板直下は圧縮破壊領域となる。ずれひずみの急激な進展がみられる箇所においては、ずれ破壊領域になると考えられる。この 2 つの破壊領域を考慮すると、推定破壊面はまず、鉛直荷重の影響で荷重板周辺から形成される。その後、圧縮力の増加からずれが急激に発生することにより、拘束力の小さい前面に向かって破壊面が形成されると考えられる。

#### 4.3 荷重位置に対する検討

図-14 に case6 の最終破壊状況を示す。初期クラックを観測した時から最大荷重に至るまで、損傷が供試体前面および側面の 2 面に発生している。

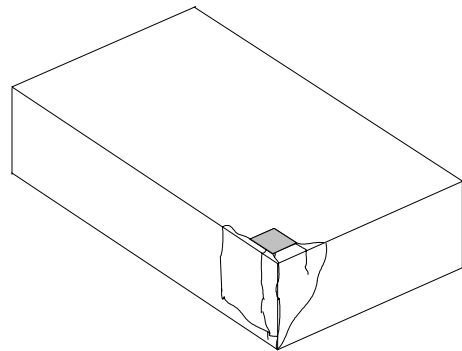


図-14 最終損傷図 (case6)

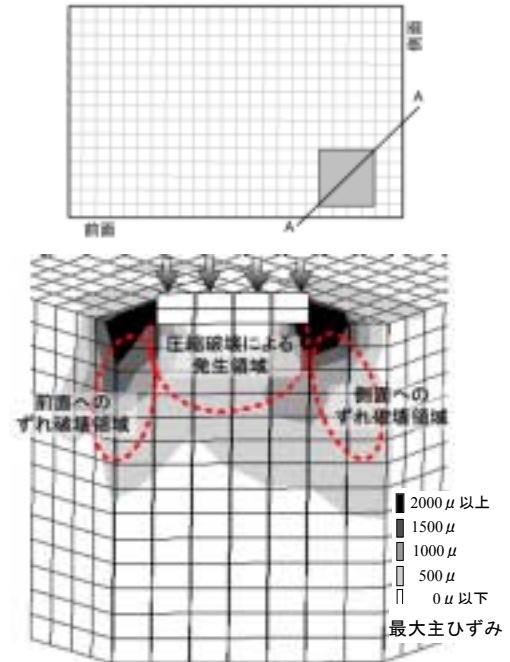


図-15 破壊領域 (case6)

図-15 に破壊領域を示す。case4 と同様の検討手法を用いて評価を行うと、前面および側面の両方向にずれ破壊が進行していくと考えられるため、最大主ひずみが各々の方向に進展していく結果が得られた。case6 は、case4 と比較して荷重板が前面および側面の両端部に極めて近い位置であるため、破壊面が 2 面に生じるような破壊になると考えられる。

#### 5. 照査式に対する検討

図-13 に示す破壊領域を用いて、照査式(1)で用いられているせん断抵抗面積との比較検討を行った。

$$\text{許容せん断耐力} = Sc + Ss \quad (1)$$

$$Sc = \tau_c \times \Sigma Ac, \quad Ss = \sigma_s \times \Sigma As$$

$$\tau_c = 2.78 \text{N/mm}^2 \quad Ac: \text{せん断抵抗面積}$$

$$\sigma_s = 219 \text{N/mm}^2 \quad As: \text{有効鉄筋面積}$$

せん断抵抗面積は、道路橋示方書において提案されている橋座部の耐力算定式・45度の推定破壊面である。梁端部破壊耐力の評価式においても破壊面が押し抜きせん断破壊タイプであることから、同様の破壊面を採用することが多くみられる。

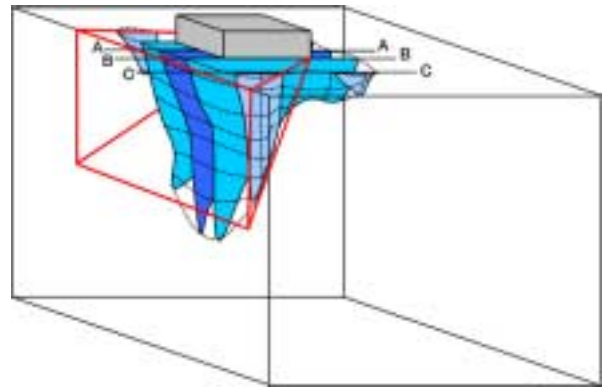
図-16に抵抗体積の比較を示す。解析結果から得られる載荷荷重に抵抗するエリアとしては、最大主ひずみの発生状況が概ね左右対称であることから、A,B,C断面を用いて評価を行う。各断面において最大主ひずみ  $2000\mu$  を用いることで、抵抗面積が算出される。それぞれの断面における抵抗断面積を算出し、3断面の平均値に奥行き幅を乗じることで、抵抗体積を算出した。照査式の抵抗面積は45度の破壊面に含まれる体積を算出した。その結果、case4では解析結果は  $44000\text{cm}^3$ 、45度の破壊面では  $51000\text{cm}^3$  が得られ、case6では解析結果は  $17400\text{cm}^3$ 、45度の破壊面では  $13600\text{cm}^3$  が得られた。概ね一致する結果である。

したがって、推定破壊面の破壊形態と類似しており、抵抗体積が概ね等しいことから、45度の推定破壊面を梁端部破壊の耐力評価式に用いることが可能であると考えられる。

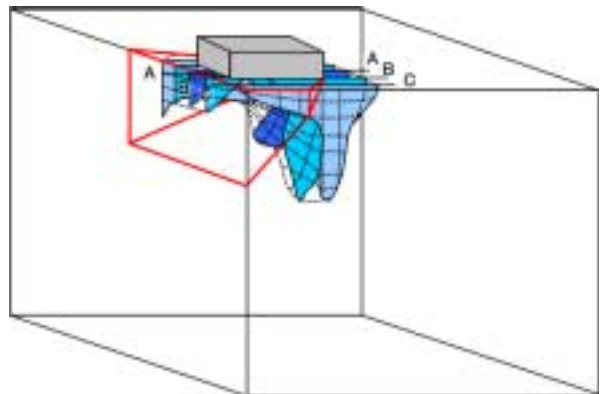
## 6. まとめ

実験および解析結果から以下の結論を得た。

- (1)鉛直荷重に伴う圧縮力により、載荷板直下のコンクリートは圧縮破壊し、その後前面にずれ応力が急激に発生する。最終的に前面が持ちこたえられず、コンクリートが破壊に至る、局所的なずれ破壊であると考えられる。
- (2)載荷位置が前面および側面の両端部に近い場合、破壊面は2面に等しく形成されることが確認された。
- (3)圧縮破壊とずれ破壊を考慮した推定破壊面を用いて検討した結果、破壊形態も類似しており、抵抗体積が概ね等しいことから、梁端部破壊の耐力評価式に45度の破壊面を用いることは可能であると考えられる。



(a) case4



(b) case6

	case4	case6
	照査式(45度)	
抵抗体積(mm <sup>3</sup> )	5100000	1360000
	解析結果	
A-A断面	19200	9100
B-B断面	17600	9500
C-C断面	7200	7500
平均	14667	8700
奥行き幅	300	200
抵抗体積(mm <sup>3</sup> )	4400000	1740000
解析結果/照査式	0.86	1.28

図-16 破壊面の比較

## 参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV下部構造編,pp.177-183,1996.12.
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV下部構造編,pp.530-534,1996.12.
- 3) 余田善紀, 幸左賢二, 宮原みか子, 萩原隆朗：支承取替えに伴う RC 梁端部の押し抜きせん断照査方法, 橋梁と基礎, pp.21-26,平成 15 年 11 月号
- 4) Rots, J.G.: Computational modeling of concrete fracture, Ph.D.Thesis, Delft University of Technology, 1988.