

3次元FEM手法を用いたRC梁端部の破壊性状の解析的検討

宮原みか子¹・幸左賢二²・鈴木威³・萩原隆朗⁴

¹ 学生会員 九州工業大学大学院 建設社会工学専攻（〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町 1-1）

² 正会員 Ph.D. 九州工業大学教授 工学部建設社会工学科（〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町 1-1）

³ 正会員 阪神高速道路公団 大阪管理部（〒552-0006 大阪市港区石田 3-1-25）

⁴ 正会員 東京エンジニアリング(株) 大阪支社 技術部（〒541-0056 大阪市中央区久太郎町3-4-30）

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に損傷が発生した。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、従来の金属支承の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。このジャッキアップ反力によっては、コンクリート橋脚の梁端部に損傷が生じる恐れがある。現在土木学会および道路橋示方書に、片持ち梁の先端付近の荷重を対象としたコーベルの耐力設計について記されている。しかし、支承取替え工事の場合既設の支承を避けてジャッキを設置する必要があるため、荷重位置はコーベルの設計において想定されている箇所より、梁端部になることが多い。そのため、別途照査式が必要であると考えられる。

そこで各機関では、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^{1), 2)}を適応したものをを用いる場合が多くみられる。

しかし、実際にはこのような梁端部での局所的な集中荷重の破壊メカニズムは、梁端部の鉛直荷重を対象とした研究が少ないため明らかにされておらず、照査式の適応性の検討もなされていない。

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、局部荷重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³⁾。

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

(1) 供試体諸元

表-1に実験供試体の諸元を、図-1に供試体および荷重板形状を示す。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梁のうち、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梁を選定し、荷重位置としては最も耐力が小さいと思われる先端部をプロトタイプとしている。

縮尺は1/3としている。供試体は上面からみて四隅をそれぞれ均一の配筋状態とし、1つの供試体につき4箇所において局所荷重を実施する。

また、荷重板位置は水平方向端部から75～125mmであり、平均で100mmである。これに対し、供試体高さは330mmで、荷重位置の水平方向の平均値に対して3.3倍であることから、供試体は底面に破壊面が達しない高さを有していると考えられる。

したがって、破壊面は供試体下側まで進展せず、前面および側面に発生すると考えられるため、底面全体を直接荷重台に設置した。なお、後述する実験および解析結果から得られた下面鉄筋のひずみ量からも破壊は供試体下側まで進展していないので、実験条件としては妥当であると考えられる。

表-3に各材料の物性値を示す。コンクリートの設計基準強度は、 $\sigma_{ck}=27\text{N/mm}^2$ としている。なお、材料の最大粗骨材寸法は20mmである。

(2) 荷重条件

荷重板は標準的なジャッキ底板寸法30×30cmを

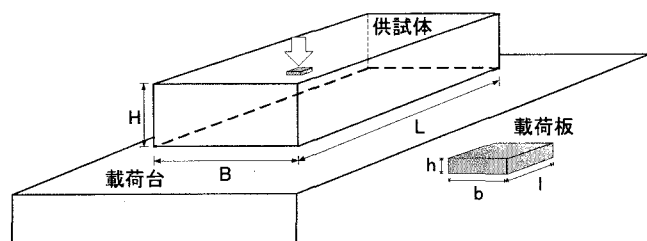


図-1 供試体および載荷板形状

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
載荷板	h(mm)	b(mm)	l(mm)	
	30	100	100	

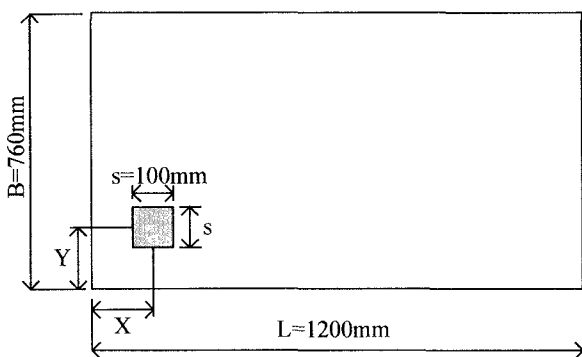


図-2 載荷位置図(載荷面)

表-2 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

考慮し、供試体等と同様に 1/3 縮尺でモデル化している。図-2、表-2 に実験における載荷位置を示す。載荷位置は、実際の工事におけるジャッキの位置を考慮した 12 ヶ所を選定した。

(3) 載荷手法

鉛直荷重載荷は、1000kN 載荷試験装置を使用し、静的・一方向単調載荷で行う。

載荷ステップは最大荷重に達するまでは荷重制御で行い、それ以降は変位制御で載荷する。また、荷重制御時の荷重ステップ増加量は載荷位置ケースの場合 50kN とし、ステップ毎に荷重を完全に除荷し、ひび割れ状況を観測する。

表-3 各部材の材料物性

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

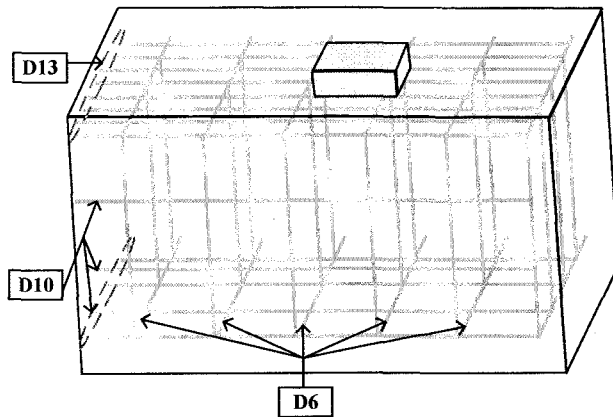


図-3 解析モデル

3. 解析概要

(1) 解析手法

本解析には、実験での破壊形状から 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、case4 を用いた。

case4 は載荷ケースのうち最も供試体内部の位置ではあるが、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て、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。

(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-ひずみ関係を示す。

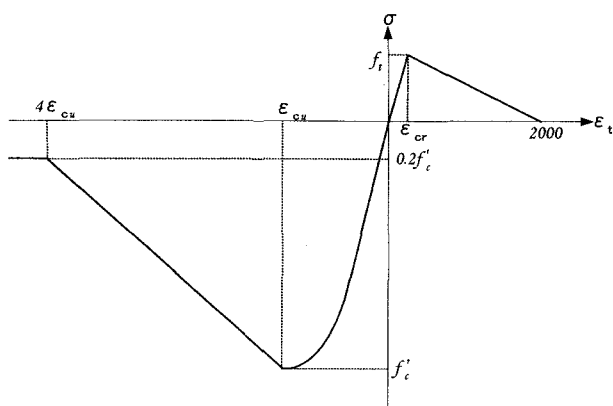


図-4 コンクリート応力-ひずみ関係

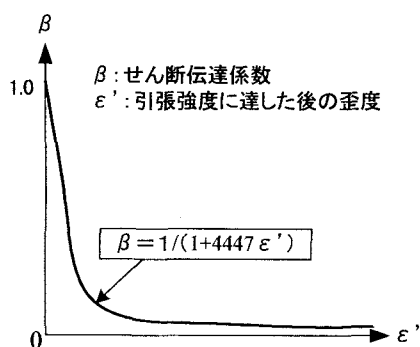


図-5 ひび割れ面せん断伝達関係

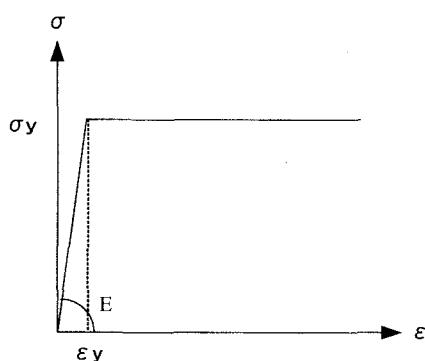


図-6 鉄筋応力-ひずみ関係

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-3 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。すなわち、応力が初期剛性 E_c で、引張強度 f_t まで線形に増加し、その後終局引張ひずみ ϵ_m まで線形に減少するモデルである。終局ひずみ ϵ_m 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 ϵ_y と概ね等しい値である 2000μ 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が知られていることより、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 $\Phi =$

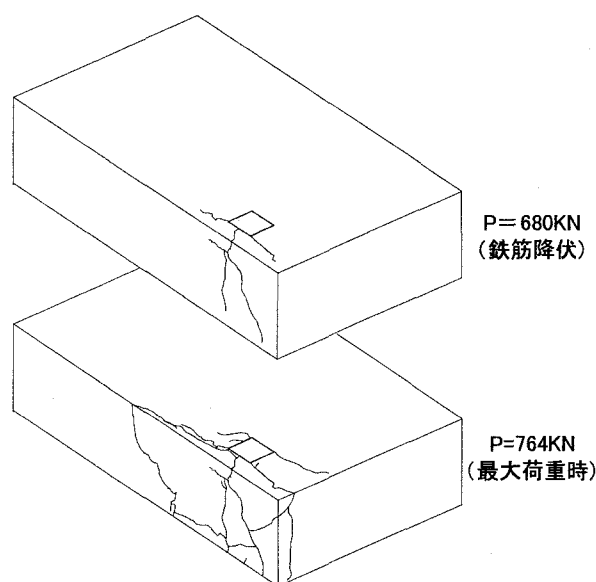


図-7 損傷図 (case4)

10° , 粘着力は $C=0.42f'_c$ 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、図-5 に示す Rots⁴⁾によって提案されているモデルを用いた。

鉄筋の応力-ひずみモデルは、図-6 に示すようにパイリニアとした。

4. 実験結果および解析結果

(1) 損傷状況

図-7 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-8 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 1700μ 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、有意なひずみは発生しておらず、損傷が内部方向に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、実験結果どちらも 100μ 以下と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れる。

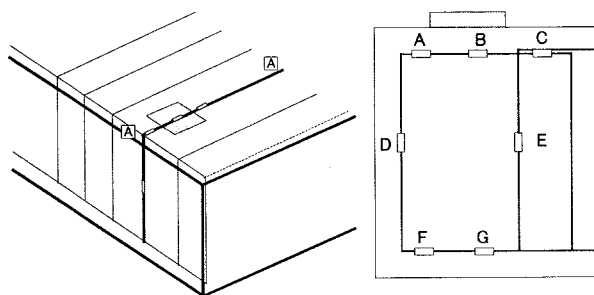


図-8 A-A断面におけるひずみゲージ位置

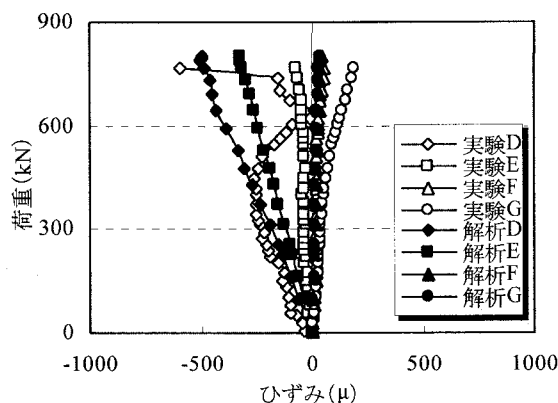
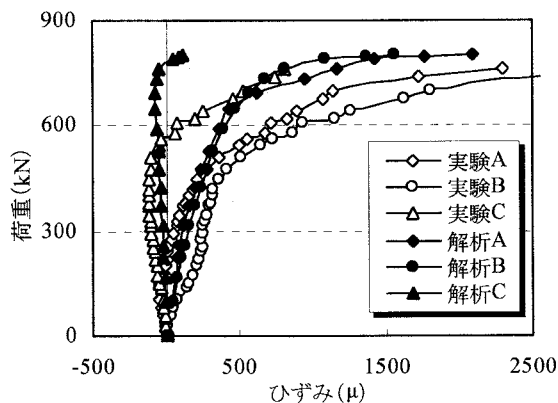


図-8 スターラップ荷重-ひずみ関係

(2) 損傷メカニズム

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、損傷は供試体上面および前面を中心に形成されることが予想される。したがって、前面および上面についてコンクリートの損傷状況を検討する。前面に対する評価としては、図-9に示すA-A断面を用いることとした。

A-A断面における前面側の要素の変形状態について考える。図-10に要素の変形図を示す。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 65μ 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。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、前面への移動量の増加が

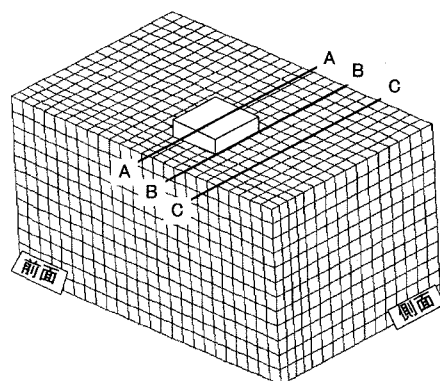


図-9 検討断面の位置

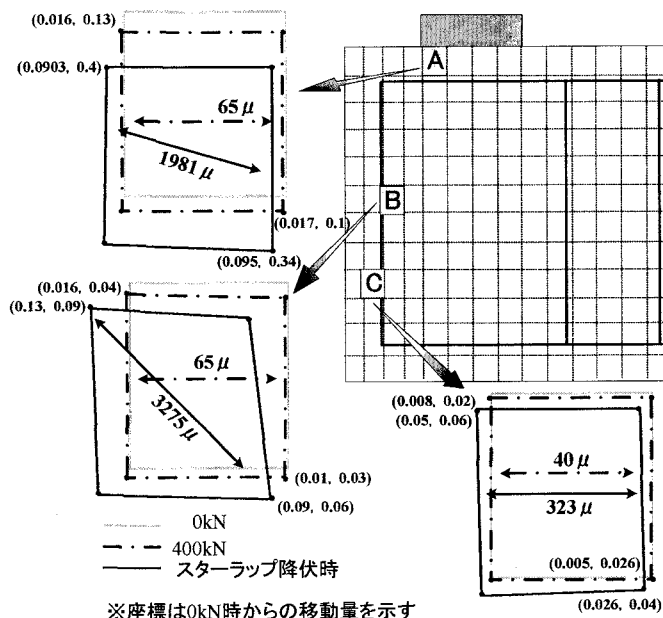


図-10 要素の変形図

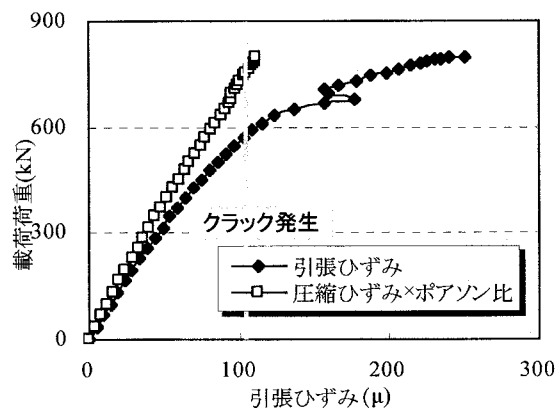


図-11 引張ひずみ (要素B)

確認できる。最大主ひずみも対角線方向に発生しており、400kN時から鉄筋が降伏に至るまでに、ひずみの発生状況に相違点があると考えられる。

したがって、変形が顕著である要素Bに着目し、400kN時のひずみの発生状況について検討を行う。図-11に水平方向に発生した引張ひずみの進展状況を示すが、鉛直荷重を載荷することで生じる圧縮

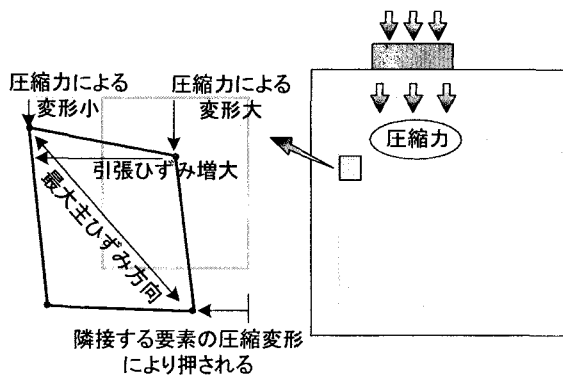


図-12 要素のひずみ発生状況

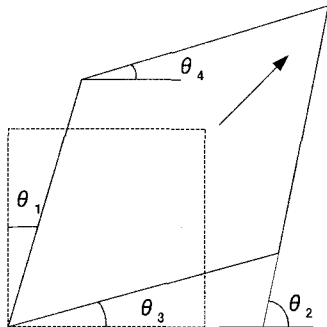


図-13 せん断ひずみの概念

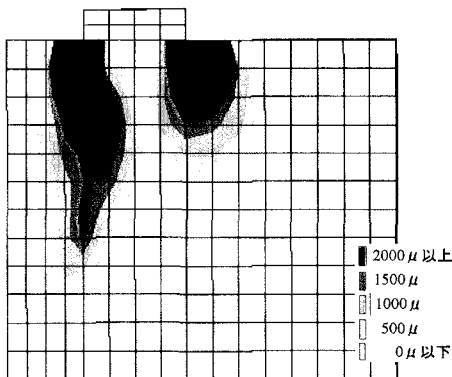


図-14 ずれひずみ図

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 100μ 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。

次に鉄筋降伏時の、載荷板からわずかに離れた箇所におけるコンクリート要素のひずみ発生状況について検討する。

図-12 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力の影響を受けることから、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-11 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

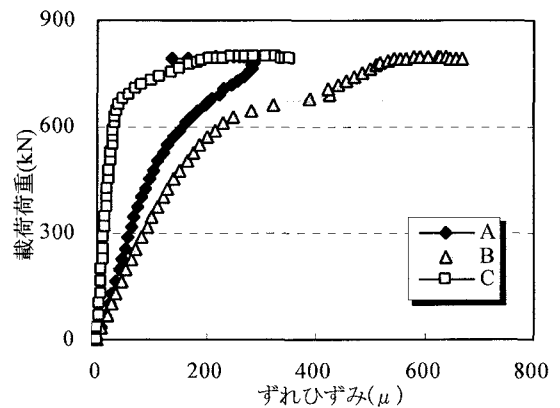


図-16 ずれひずみの進展状況

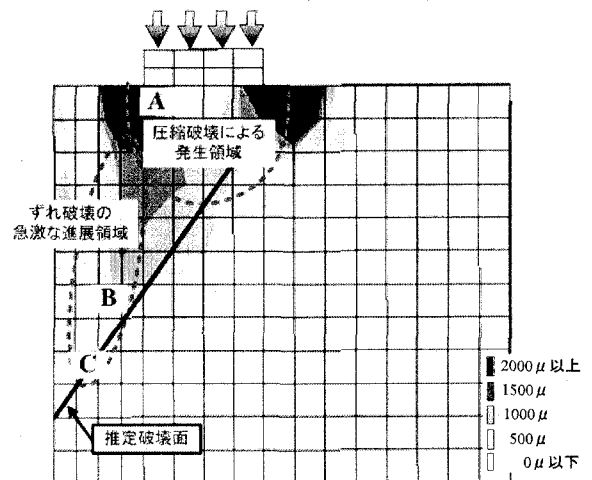


図-17 推定破壊面

リートは変形し、要素は図-12 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。

この斜め方向の変形に対し、検討を行うことで破壊メカニズムを推定することが可能であると考えられる。そこで、解析上算出されるせん断ひずみに着目した。

図-13 にせん断ひずみの概念を示す。せん断ひずみの関係式を以下に示す。

$$\gamma_{xy} = \frac{\theta_1 + \theta_2}{2} + \frac{\theta_3 + \theta_4}{2} \quad (1)$$

これに示すように斜め方向の変形量からせん断ひずみは算出される。したがって、本解析上で算出されるせん断ひずみは、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ずれひずみとして用いることが可能だと考えられる。そこで、解析上算出されるせん断ひずみを、ずれひずみと称して評価を行った。

図-14 にスターラップ降伏時のずれひずみを示す。供試体内部側は拘束力が大きいため、供試体高さの中心付近でとどまっている。これに対し、拘束

力が小さい前面側は、内部側と比較するとより大きくずれが発生していることがわかる。このずれが次第に支配的になることで、最大主ひずみが水平から対角線方向へと変化すると考えられる。

図-16 に示すずれひずみ進展状況は、B,C 要素で 600kN 辺りから急激に進展していることから、ずれが支配的な破壊領域であると考えられる。図-17 に最大主ひずみを用いて、推定破壊面について検討を行った。端部に局所荷重を行うことで、載荷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、鉛直荷重の影響で載荷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、端部に向かって形成されるものと考えられる。

5. 照査式に対する検討

図-17 に示す推定破壊面を用いて、照査式で用いられている 45 度の推定破壊面との比較検討を行った。

解析結果から得られる損傷エリアとしては、最大主ひずみ 2000μ を採用した。図-18 に示す最大主ひずみは載荷板周辺および前面に進展している。最大主ひずみの発生状況が概ね左右対称であるため、A,B,C 断面 (図-9 参照) を用いて評価を行う。各断面において最大主ひずみ 2000μ を用いることで、損傷面積が算出される。図-18 にその結果を示す。それぞれの断面における損傷断面積を算出し、3 断面の平均値に奥行き幅を乗じることで、損傷体積を算出した。その結果、解析結果は 67031cm^3 となり、45 度の破壊面の 57656cm^3 と概ね一致する結果となった。これより、載荷荷重に対して抵抗する範囲が等しいと考えられる。

したがって、45 度の推定破壊面は一定の安全率を含むと考えられ、梁端部破壊の耐力評価式において用いることが可能であると考えられる。

6. まとめ

本実験および 3 次元 FEM 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) 最大主ひずみを用いて、損傷エリアを検討した結果、照査式で用いられる推定破壊面と荷重を負担する体積は概ね一致する結果となった。

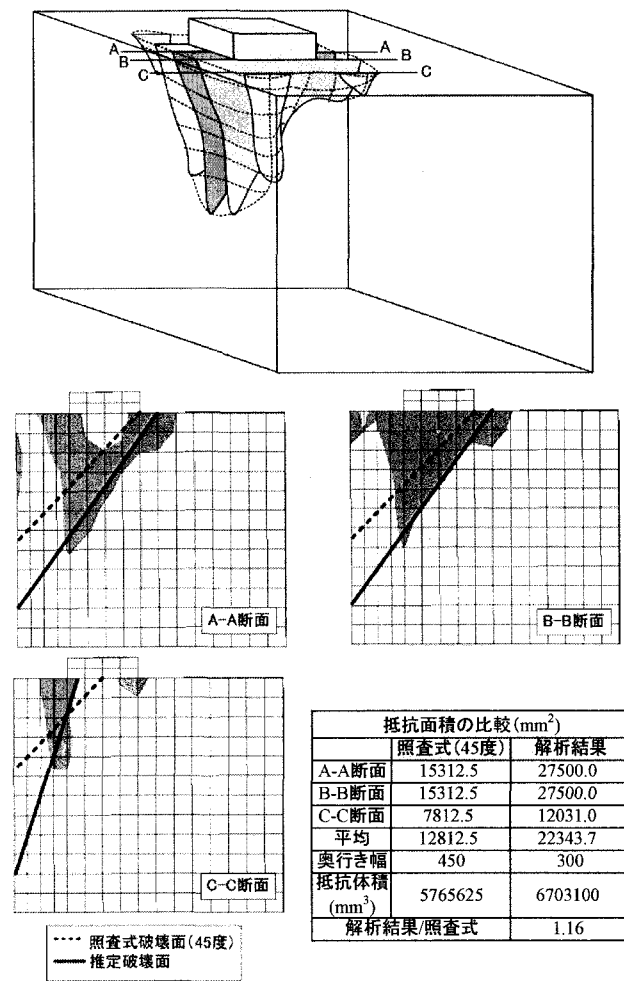


図-18 最大主ひずみ図 (2000μ 以上)

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