

3D-FEMによる円形断面RC橋脚の弾塑性地震応答解析

張 広鋒¹・岸 徳光²・西 弘明³・小室 雅人⁴

¹正会員 博士（工学） 室蘭工業大学助手 工学部建設システム工学科（〒050-8585 室蘭市水元町 27-1）

²フェロー会員 工博 室蘭工業大学教授 工学部建設システム工学科（〒050-8585 室蘭市水元町 27-1）

³正会員 博士（工学）（独）土木研究所 寒地土木研究所 寒地構造チーム、総括主任研究員

（〒062-8602 北海道札幌市豊平区平岸1条3丁目1番34）

⁴正会員 博士（工学） 室蘭工業大学講師 工学部建設システム工学科（〒050-8585 室蘭市水元町 27-1）

1. はじめに

本研究では、三次元弾塑性有限要素法を用い、多方向地震動を受ける鉄筋コンクリート（RC）橋脚に関する弾塑性地震応答解析を試みた。解析では、3方向に地震動を受けた円形断面RC橋脚を解析対象に、実配筋状況に即して軸方向筋および横拘束筋を忠実にモデル化し、鉄筋の降伏、コンクリートのひび割れ破壊および圧縮破壊等の材料非線形挙動を適切に考慮することによって解析を行った。また、数値解析結果の妥当性検討は、応答加速度、応答変位およびコンクリートと鉄筋の損傷状況に関する解析結果を実験結果と比較することにより行った。なお、本解析では構造解析用汎用コード DIANA¹⁾を使用した。

2. 解析対象の概要

解析では、（独）土木研究所で行った円形断面RC橋脚模型に関する3方向加振橋脚模型実験^{2),3)}を対象とした。図-1には実験模型の詳細図を示している。模型断面は直径600mmの円形である。軸方向筋にはSD295 D10を40本、横拘束筋にはSD295 D6を75mm間隔で配筋している。軸方向筋および横拘束筋比は1.01%、0.31%である。また、橋脚模型の頂部には鋼重錘を載せ、上部工による自重および慣性力を考慮している。橋脚を含め全質量は27,000kgである。表-1には、実験時に用いた各材料の力学特性の一覧を示している。コンクリートの圧縮強度は41.6MPaであり、軸方向筋および横拘束筋の降伏強度は、それぞれ350.9、339.7MPaである。

図-2には実験時に用いた入力地震動波形を示している。これらの波形は、日本海中部地震（1983年）で観測

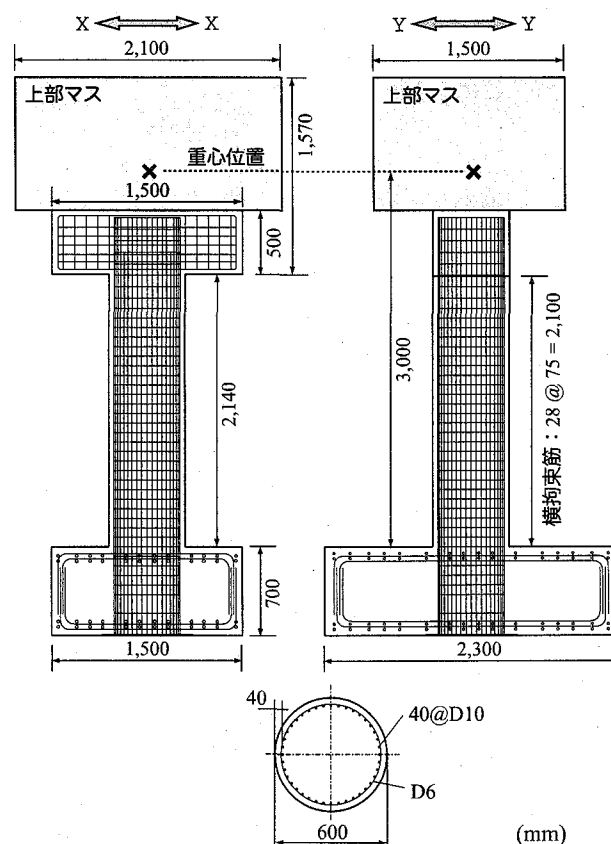
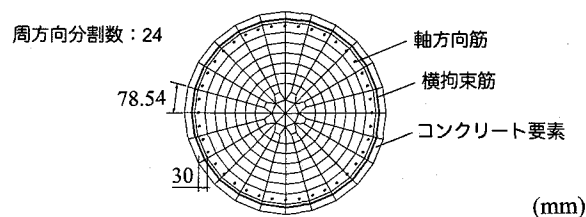
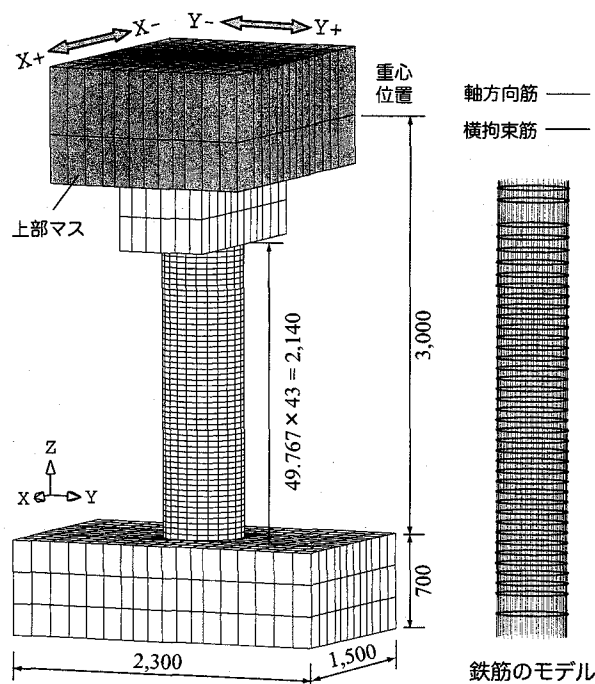
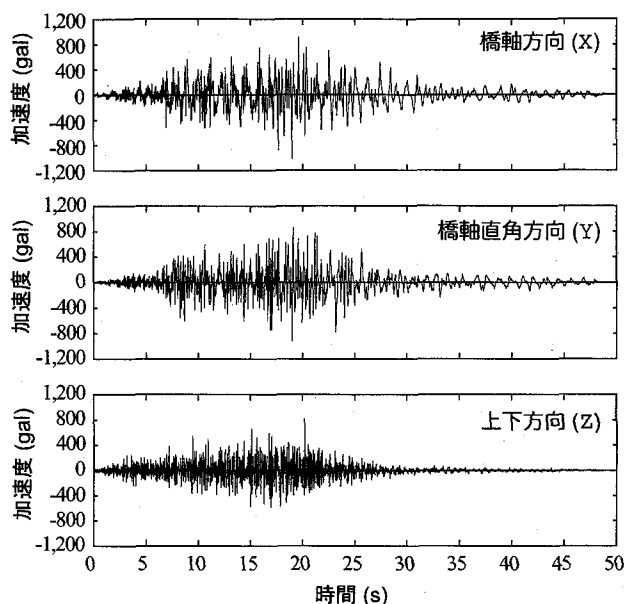


図-1 試験体の概要図

表-1 各材料の力学特性の一覧

材料	呼び径	圧縮強度 (MPa)	降伏強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)
コンクリート	-	41.6	-	31.7
軸方向筋 (D10)	SD295A	-	350.9	178.7
横拘束筋 (D6)	SD295A	-	339.7	174.3



3. 数値解析の概要

(1) 解析モデル

図-3には解析モデルの要素分割状況を示している。本解析では可能な限り実験模型を忠実に再現して解析を行うこととし、フーチング、橋脚部および上部工模型は全て8節点あるいは6節点三次元固体要素でモデル化している。橋脚部は、軸方向に約50mmピッチで分割している。周方向には24分割している。また、軸方向筋および横拘束筋は、DIANA¹⁾に予め組み込まれている埋め込み鉄筋要素(embedded reinforcement element)を用いてモデル化している。図に示すように、埋め込み鉄筋要素は、独立な自由度を持たずに母要素のコンクリート要素に埋め込まれるものであり、節点に依存せずに簡易に鉄筋要素を配置できる特徴を有している。埋め込み鉄筋要素のひずみは、周囲のコンクリート母要素の変位場から算出される。

$$\sigma = f'_c \left[\frac{2\varepsilon}{0.002} - \left(\frac{\varepsilon}{0.002} \right)^2 \right] \quad (1)$$

$$z = \frac{0.5}{\left(\frac{3 + 0.002f'_c}{f'_c - 1000} \right) - 0.002} \quad (\text{Unit : } psi) \quad (2)$$

ここで、本研究に用いたコンクリート ($f'_c = 41.6 \text{ MPa}$) の場合は、 $z = 503 \text{ MPa}$, $\epsilon_{cu} = 4,120 \mu$ である。なお、降伏の判定には von Mises の降伏条件を用いている。

コンクリートの引張側には線形軟化モデルを適用することとし、終局ひずみ ε_{tu} は文献 1) に基づき式 3) より定義される。式中の h_{eq} は要素の等価長さであり、本解析では便宜的に要素の軸方向 (Z 方向) の長さと同様にしている。 G_f はコンクリートの引張破壊エネルギーであり、式 4) より算出される⁵⁾。

$$\epsilon_{fu} = \frac{2G_f}{f_t h_{eq}} \quad (3)$$

$$G_f = 10(d_{max})^{1/3} \cdot f_c^{1/3} \quad (4)$$

式中の d_{max} は粗骨材の最大寸法である。

(2) 材料構成則

本解析では、コンクリートの圧縮軟化の影響を検討するために、図-4(a)に示す軟化勾配を有する Park 式⁴⁾ (以後、単に Park 式) および軟化を考慮しない土木学会コンクリート標準示方書式⁵⁾ (以後、単に示方書式) を用いることとした。両式とも、上昇域は式 (1) より定義される。Park 式の軟化勾配 α は f'_c を用いて式 (2) より算出される。式中 f'_c の単位は psi である。

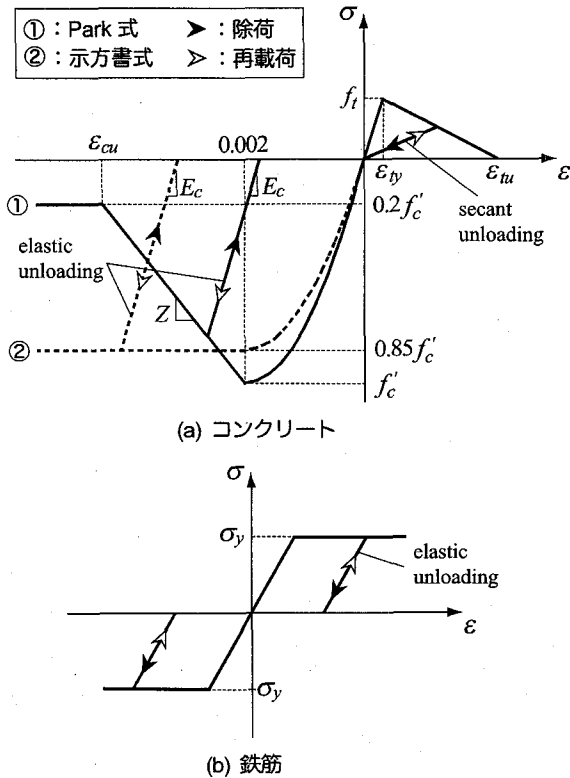


図-4 材料構成則

一方、コンクリート要素のひび割れ破壊は、Fixed orthogonal crack モデル¹⁾によって判定することとした。このモデルでは、主応力がコンクリートの引張強度に達した時点で、主応力の方向に対して直交方向に分布ひび割れが発生するものと定義している。分布ひび割れが発生した要素のひび割れ面に沿うせん断剛性は、コンクリートの初期せん断剛性 G の 5% と設定した。

なお、コンクリートの除荷・再載荷パスに関しては、図に示すように、圧縮側には elastic unloading を、引張側には secant unloading を仮定した。

図-4(b)には、鉄筋要素の材料構成則を示している。図に示すように、鉄筋要素には降伏後の塑性硬化を考慮しない等方弾塑性体モデルを仮定した。降伏判定は von Mises の降伏条件に従うものとしている。除荷・再載荷パスには、圧縮側および引張側とも elastic unloading を採用している。

(3) 入力地震動

数値解析は、実験時と同様の図-2に示す地震波形を用い、基部加振によって1/20秒刻みで20秒まで行った。また、解析時の減衰定数は0%とした。なお、収束計算にはQuasi-Newton法を採用した。

4. 解析結果および考察

ここでは、解析結果の応答加速度、応答変位、柱部の

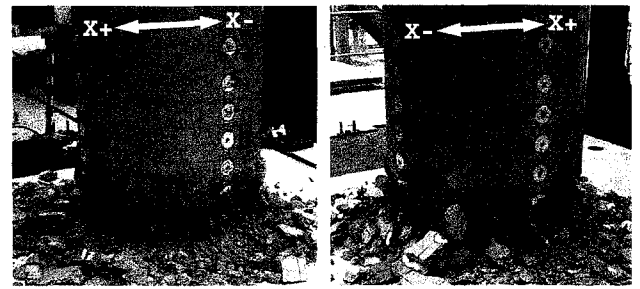


図-5 橋脚基部の損傷状況

表-2 実験時における水平変位およびX面の損傷進展状況

時点	時間 (sec)	$\delta_{x,max}$ (cm)	$\delta_{y,max}$ (cm)	X面の損傷
P2+	7.500	4.6	1.9	ひび割れの開口
P3+	8.635	3.4	0.4	ひび割れの進展
P4-	10.225	9.3	2.2	コンクリートの軽微な剥落
P7+	13.195	10.8	1.2	コンクリートの剥落
P8+	14.410	14.7	2.7	軸方向筋の座屈
P8-	15.120	15.4	0.8	コンクリートの激しい剥落
P9-	16.375	18.8	0.5	軸方向筋の座屈、破断

ひび割れの進展および圧縮破壊、軸方向筋および横拘束筋のひずみ分布を実験結果と比較することにより、解析結果の妥当性を検討する。図-5には、実験終了後の橋脚基部の損傷状況写真を示している。写真より、終局時には軸方向筋の破断や座屈が生じ、かつ基部近傍のコンクリートは完全に圧壊状態であることが分かる。表-2には、ひび割れの開口および進展、コンクリートの剥落、軸方向筋の座屈および破断の発生が確認された時点(図-7を参考)におけるX方向最大変位 $\delta_{x,max}$ 、Y方向最大変位 $\delta_{y,max}$ 、およびX面の損傷状況を示している^{2), 3)}。なお、以下の検討では、主に軸方向筋の破断が発生した時点P9-までの結果に着目することとする。

(1) 地震動応答

図-6～8には、X, Y, Zの3方向における絶対応答加速度、相対応答変位および水平2方向の相対応答変位の軌跡に関する解析結果を実験結果と比較して示している。なお、水平のX, Y方向の応答結果は構造全体の重心位置(以後、単に重心位置)におけるものであり、Z方向の応答結果は上部マス上面中心点におけるものである。

図-6, 7に示す絶対応答加速度および相対応答変位のX, Y方向成分波形の比較より、各解析結果はいずれも14秒近傍まで実験結果を精度よく再現していることが分かる。その後、解析結果と実験結果間には差異が生じている。すなわち、絶対応答加速度に関する解析値は実験結果よりも若干大きな応答性状を示し、また相対変位

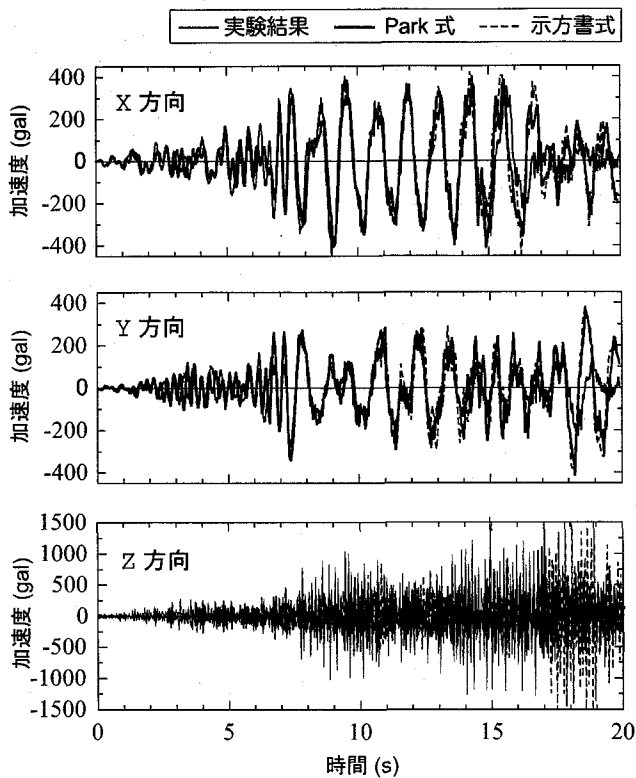


図-6 絶対応答加速度の比較
(X, Y 方向：重心位置 Z 方向：マス上面中心)

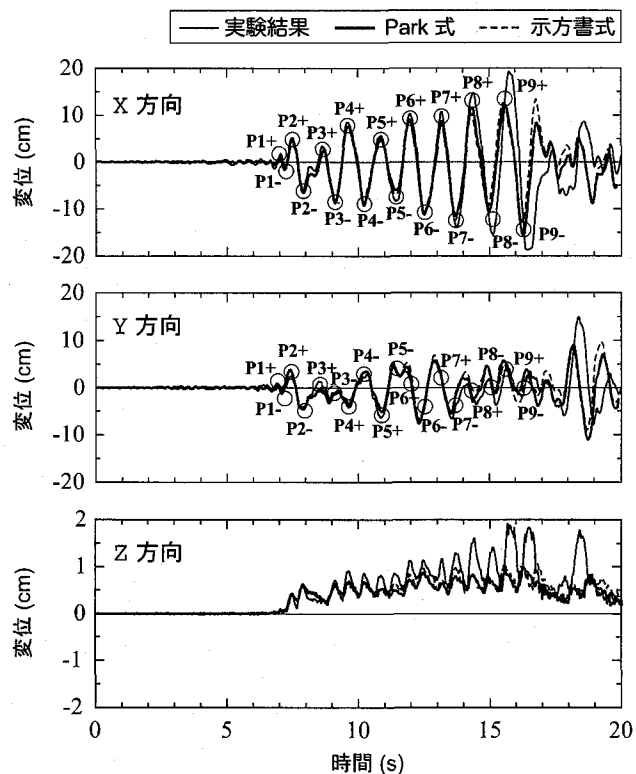


図-7 相対応答変位の比較
(X, Y 方向：重心位置 Z 方向：マス上面中心)

に関する解析値は実験結果よりも小さな応答性状を示している。一方、Z 方向成分波形に関する比較において、絶対応答加速度に関する解析結果は、約 8 秒までは実験

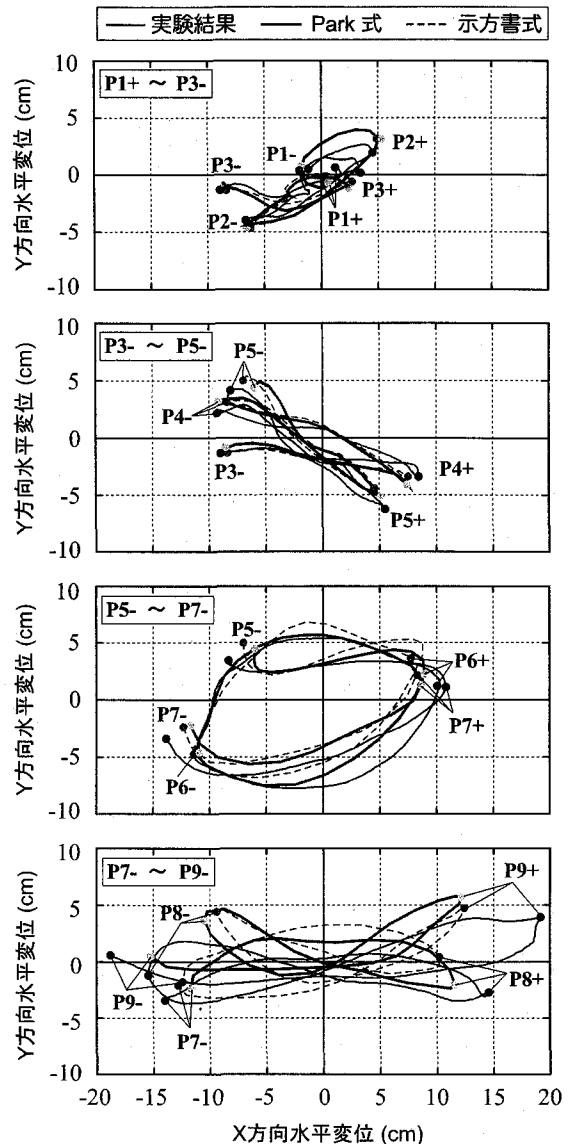


図-8 重心位置における相対応答変位の軌跡

結果とほぼ対応した応答性状を示しているが、その後は実験結果よりも大きな応答性状を示す傾向にあることが分かる。相対応答変位に関する解析結果の場合は、下限変位に関しては実験値とほぼ対応しているものの、上限変位は実験値よりも小さく評価している。

また、図-8 に示す相対応答変位の軌跡において、解析結果は P7- 時点まで実験結果と類似な分布性状を示していることが分かる。しかしながら、P7- ~ P9- 間において、解析結果の X 方向変位は実験結果より小さく、Y 方向変位は実験結果より大きい。これらの差異は、本解析手法がかぶりコンクリートの剥落や鉄筋の座屈等の破壊現象を十分に再現できずに剛性を高く評価していることによるものと推察される。

なお、2 解析ケースの比較より、両結果間に多少の差異があるものの、示方書式を用いてコンクリートの軟化を考慮しない場合においても各応答波形をある程度再現可能であることが分かる。

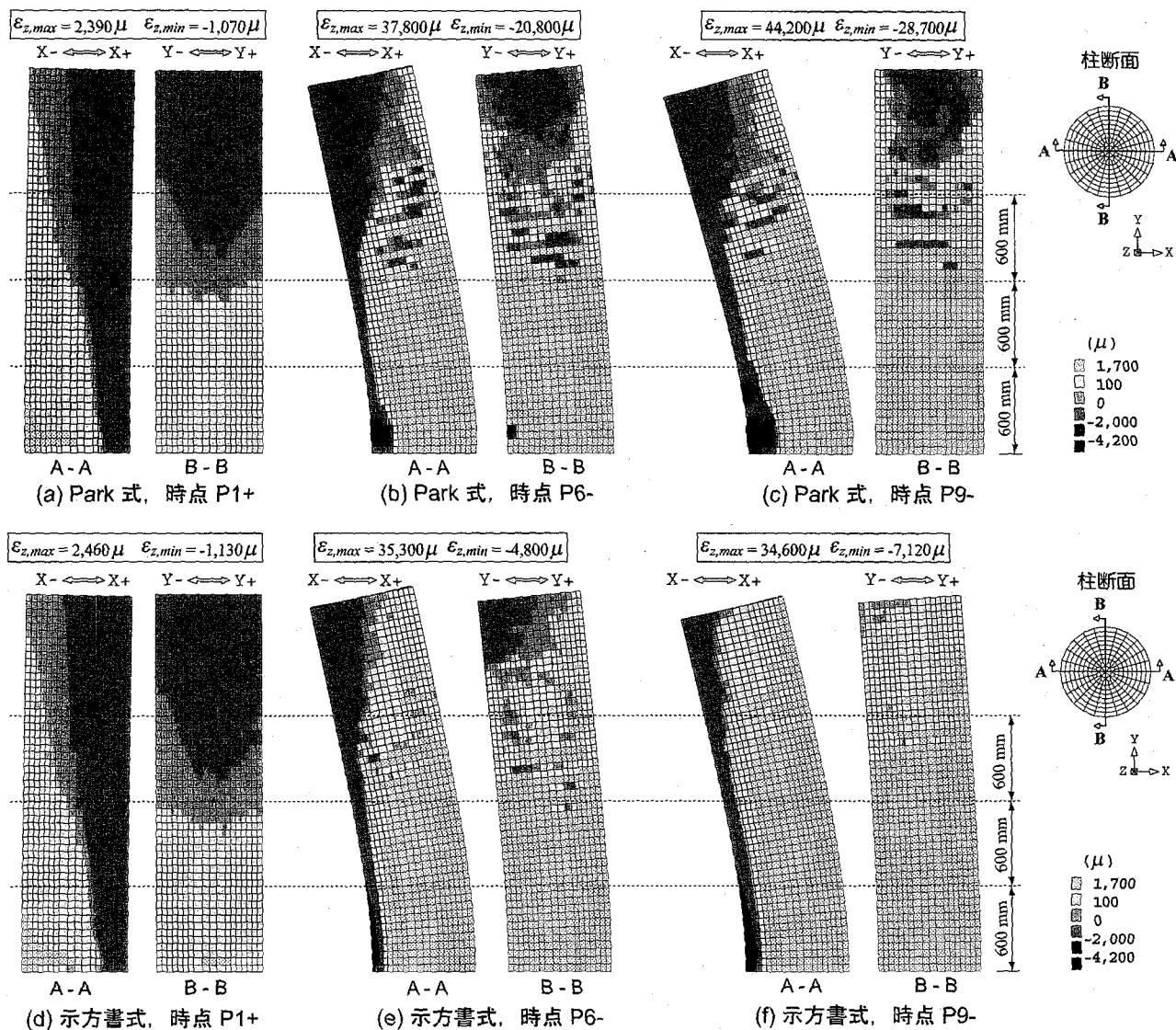


図-9 柱部に関する解析結果の変形図, 軸方向ひずみ ϵ_z 分布 (変形倍率: 5)

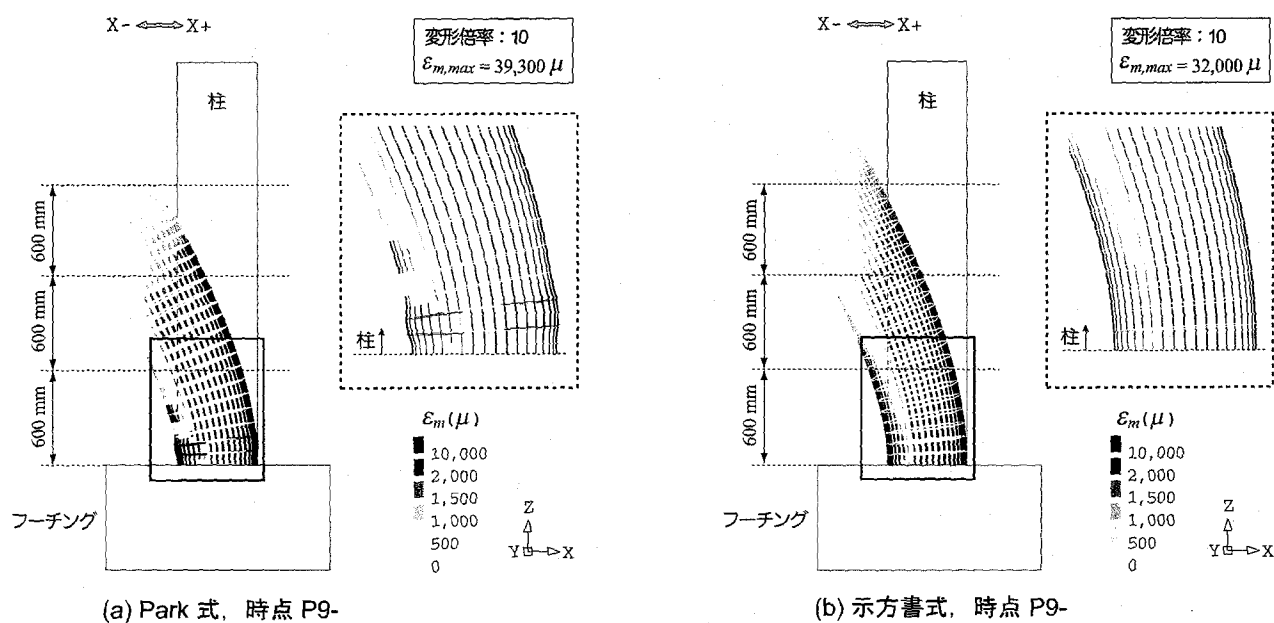


図-10 軸方向筋および横拘束筋に関する解析結果の変形図, Mises ひずみ ϵ_m 分布

(2) 損傷状況

図-9には、一例としてP1+、P6- および P9- の3時点における解析結果の変形図、軸方向ひずみ ε_x 分布を示している。これらの時点は、それぞれ実験時におけるひび割れの開口、コンクリートの軽微な剥落および軸方向筋の破断と座屈が確認できた近傍点である。また、図中のコンターレベルの -4,500, 100, および 1,700 μ は、それぞれ図-4の ε_{cu} , ε_{ty} および ε_{tu} の概略値である。

図-9(a), (d) 図の P1+ 時点では、両解析結果ともこの時点でひび割れ(図中の赤色)が発生していることが分かる。(b), (e) 図の P6- 時点では、両解析結果ともほぼ同様なひび割れ進展状況を示しているが、圧縮ひずみ分布には大きな差異が生じている。示方書式を用いる場合には基部近傍で -4,800 μ を示しているが、Park 式を用いる場合には -20,800 μ に達していることが分かる。

また、(c), (f) 図より、P9- 時点において、Park 式を用いる場合には基部かぶりコンクリートが圧壊して膨らみ、局部座屈に近い性状を示していることが分かる。なお、示方書式を用いる場合にはこのような圧縮破壊が未だ示されていない。一方、両図のひび割れ進展状況を比較すると、示方書式を用いる場合である(f)図のひび割れ発生範囲は、Park 式を用いる場合である(c)図より広いことが分かる。これは、コンクリートの圧縮軟化を考慮しない場合には、圧縮軟化を考慮する場合に比較して断面内に大きな引張力が作用しかつその領域が広がることにより、対応してひび割れの発生領域も広がるためと推察される。

これより、コンクリートの圧縮軟化を考慮しない場合には、橋脚の損傷程度を適切に評価することができず、またコンクリートのひび割れ進展範囲も過大に評価する傾向にあることが明らかになった。

図-10には、軸方向筋および横拘束筋の変形図および Mises ひずみ ε_m 分布を示している。(a)図に示す Park 式を用いる場合には、基部から 150 mm 付近でコンクリートの圧壊(図-9cを参考)に伴って軸方向鉄筋が座屈していることを確認できる。また、この時点では、圧縮側の軸方向筋には 10,000 μ を超える大きなひずみが発生し、基部から第2,3段目の横拘束筋も降伏してい

る。一方、(b)図に示す示方書式を用いる場合の解析結果には、軸方向筋の座屈および横拘束筋の降伏が見られない。圧縮側の軸方向筋には 5,000 μ 程度のひずみが発生しているのみである。

5. まとめ

- 1) 本研究で提案の解析手法を用いることにより、多方向から地震動を受ける円形断面 RC 橋脚の応答特性や破壊性状を大略再現可能であるものと考えられる。
- 2) コンクリートの圧縮軟化をモデル化しない場合には、各応答波形はある程度評価可能であるものの、鉄筋が座屈に至る等の損傷までを適切に評価することは不可能であるものと推察される。

なお、本研究は、共著者が E-defense における実大 RC 橋脚模型の振動台実験に向けた数値解析法の確立に関する検討委員会 WG の一員として、縮小模型を用いた実験結果を対象に実施したものである。実測波形を提供頂いた関係各位に、この場を借りて感謝する次第である。

参考文献

- 1) Nonlinear Analysis User's Manual (7.2), TNO Building and Construction Research.
- 2) Junichi Sakai and Shigeki Unjoh: "Earthquake simulation test of circular reinforced concrete bridge column under multidirectional seismic excitation." Earthquake Engineering and Engineering Vibration, Vol.5, No.1, pp. 103-110, 2006. 6.
- 3) 堺淳一, 運上茂樹: 円形 RC 橋脚模型の三次元振動台加震実験, 第 61 回土木学会年次学術講演会講演概要集, I-017, pp. 33-34, 2006.
- 4) Kent, D. C., and Park, R.: "Flexural members with confined concrete." J. Struct. Div. ASCE, 97(7), pp. 1969-1990, 1971.
- 5) 土木学会: コンクリート標準示方書(2002年制定)構造性能照査編, 2002.