

ファイバーモデルによる動的解析結果を用いた耐震性能照査に関する一考察

熊木幸¹，矢部正明²

¹正会員 修（工） 株式会社長大 構造事業部 構造防災室 （〒305-0812 茨城県つくば市東平塚 730）

²正会員 博（工） 株式会社長大 構造事業部 構造防災室 技術統括（〒305-0812 茨城県つくば市東平塚 730）

1. はじめに

曲線橋，ラーメン橋脚，アーチ橋，吊構造系橋梁のラーメン形式主塔等にレベル2地震動が作用するときの非線形応答は，一般的な直線橋に生じる軸力が一定で1方向の曲げモーメントが卓越する非線形応答とは異なり，軸力変動や2軸曲げおよびその両者が同時に生じる複雑な非線形応答を示す。当然，耐震設計は，これらの影響を考慮して適切に行われなければならない。適切にとは，軸力変動や2軸曲げ状態によって部材の耐力や変形性能がどのように変化するかを踏まえて，耐震設計に用いる許容値を定めるとともに，軸力変動や2軸曲げ状態の影響を考慮しながら対象とする構造系に生じる非線形応答を精度良く求めることである。このような軸力変動や2軸曲げ状態を考慮した非線形動的解析法の1つに，3次元ファイバーモデルがある¹⁾。ファイバーモデルは，対象とする構造系において塑性化が生じると予想される断面を多くの要素（fiber-segment）に分割し，材料の直応力と直ひずみの関係（1軸の応力-ひずみ関係）を各要素に与え，平面保持則を仮定して非線形応答を求めるものである。断面のひずみ分布から断面の曲げモーメントと曲率の関係（ $M-\phi$ ）を求め，曲率を部材軸方向に沿って積分すれば部材の曲げモーメントと回転角の関係（ $M-\theta$ ）が得られ，それから部材の荷重と変形の関係（ $P-\delta$ ）が求められる。

ファイバーモデルは，断面に生じるひずみを求めることができることから，耐震性能の照査を応答ひずみと許

容ひずみを比較する形で行うこともできる。しかし，正負交番載荷実験において直接ひずみを計測し，部材の非線形特性とひずみの関係を詳細に検討した研究は少なく，非線形動的解析より得られる応答ひずみを用いて耐震性能の照査を行うための基礎資料は，まだ不足しているといえる。

ファイバーモデルから得られる応答ひずみを用いて耐震性能の照査を行う上でもう1つ問題となるのが，ひずみの累積である。初期軸力（圧縮）が作用している鋼製橋脚を対象にファイバーモデルを用いた正負交番載荷解析を行うと，橋脚基部断面に生じるひずみが圧縮方向に累積し，その累積の様子は，初期軸力の大きさや荷重の載荷パターンによって変化することが小野ら²⁾³⁾，沈ら⁴⁾によって報告されている。また，修行らは，コンクリート充填円形鋼管柱の正負交番載荷実験においてひずみを測定し，圧縮ひずみが累積することを確認し，定量的な一致は良くないがファイバーモデルによってそのような現象を表現できることを報告している⁵⁾⁶⁾⁷⁾。ひずみの累積は荷重の載荷パターンの影響を強く受けるため，振幅が不規則に変化する地震動を荷重とする非線形動的解析から得られる応答ひずみを，直接耐震性能の照査に用いるためには，多くの検討が必要となる。特に，レベル2以上の地震動に対してはまだ不明なことが多く，強震記録に基づく科学的裏付けがある地震動は，平成7年兵庫県南部地震で観測された記録が既往最大級であり，それ以上と予想される1923年関東地震や1891年濃尾地震の震源域における地震動特性は全く不明である⁸⁾。この

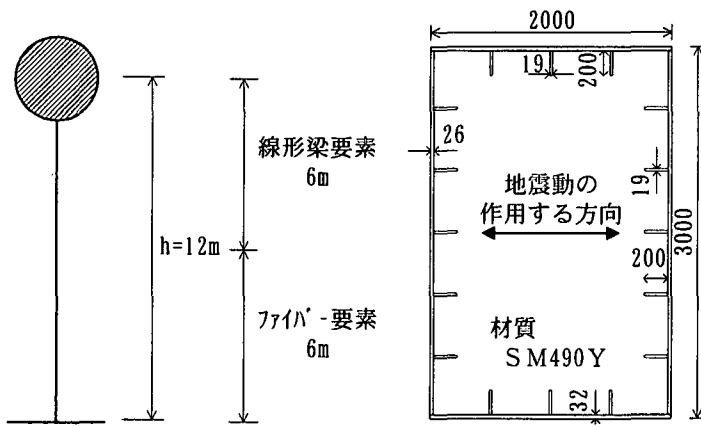


図-1 検討対象とした鋼製橋脚の動的解析モデルとその断面構成

ような状況下では、荷重の载荷パターンの影響を強く受ける量を、レベル2以上の地震動を対象とした耐震性能照査に用いるのは望ましくない。

本報告は、地震動を荷重とした非線形動的解析から得られるファイバ要素のひずみに、どの程度の累積が生じるかを解析的に検討したものである。上述した既往の報告^{2), 3), 4)}では、降伏変位 δ_y の整数倍の変位 $\pm\delta_y, \pm2\delta_y, \pm3\delta_y \dots$ を漸増载荷しているため、ひずみの累積が鮮明に現れているが、動的応答にもひずみの累積という現象が現れるかを確認するのが本報告の目的である。

2. 検討対象とする鋼製橋脚とそのモデル化および入力地震動

図-1は、検討対象とした鋼製橋脚の動的解析モデルとその断面構成を示したものである。鋼製橋脚は、1自由度系でモデル化し、橋脚基部から6mの区間を非線形梁要素で、それより上方を線形梁要素でそれぞれモデル化している。橋脚の断面構成は、橋脚基部から天端まで同一とした。非線形梁要素は、図に示した断面をファイバ要素で分割し、各ファイバ要素に図-2に示す応力-ひずみ関係を与えることによって材料非線形性を考慮している。図-2に示す応力-ひずみ関係の履歴則は、移動硬化型のバイリニアモデルで表した。梁要素は、せん断変形を無視したベルヌイ-オイラー梁を用いている。

1自由度系の質量 m は、図-1に示す断面構成から求められる降伏曲げモーメント M_y を橋脚基部から上部構造慣性力作用位置までの高さ H で除して求められる降伏水平耐力 P_y が、水平震度換算で0.4となるように、次式で与えている。

$$m \cdot g = M_y(N_0)/(0.4 \cdot H) = P_y/0.4 \quad (2.1)$$

ここで、 g ：重力加速度、 $M_y(N_0)$ ：橋脚基部に初期軸力 N_0 が作用するときの降伏曲げモーメント、 H ：橋脚基部から上部構造慣性力作用位置までの高さである。初期軸力 N_0 は、降伏軸力 N_y との比 N_0/N_y が0, 5, 10, 15, 20%となるように変化させている。初期軸力 N_0 を変化させているのは、初期軸力 N_0 によって生じる初期ひずみ（圧縮ひずみ） ε_0 の大きさによって、ひずみの累積状況がどのように変化するかを検討するためである。このように初期軸力 N_0 を変化させているので、式(2.1)によって求められる上部構造質量 m も変化するため、図-1に示す1自由度系の固有周期は、0.88～0.93secの間に分布している。

ひずみが累積する場合、対象とする系に作用する地震動の継続時間が長いほど累積量は大きくなると予想されるので、道路橋示方書V耐震設計編に規定される地震時保有水平耐力法に用いる標準加速度応答スペクトルにその加速度応答スペクトルを適合させた標準加速度波形のうち、継続時間が長いⅠ-Ⅲ-1～3とⅡ-Ⅲ-1～3の6波形を入力地震動とした。構造減衰定数は1%とし、初期剛性比例型の減衰マトリックスによって粘性減衰力を表した。非線形動的解析では、幾何学的非線形の影響は無視している。

3. 共振状態におけるひずみの累積

検討対象とした鋼製橋脚に、動的な荷重が作用したときにひずみの累積が生じるかを確認するために、鋼製橋脚の1次の固有周期と同じ周期特性を有する正弦波を入力地震動とした非線形動的解析を行った。正弦波の振幅

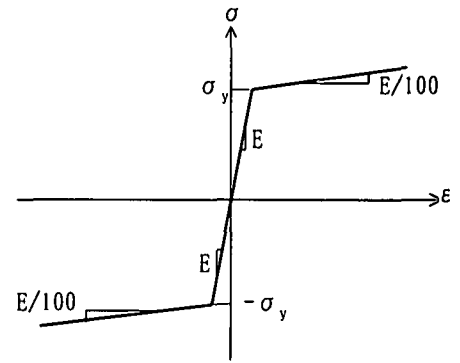


図-2 鋼材の応力-ひずみ関係

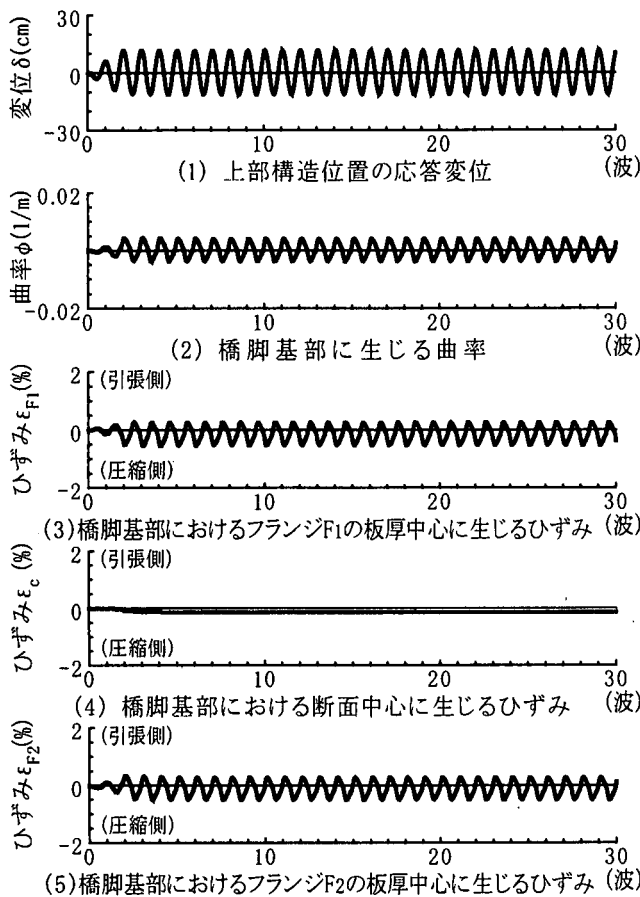


図-3 0.1g の加速度振幅を有する正弦波を入力した場合

は、0.1g、0.2g、0.3g、0.4g の4段階に変化させている。0.1g の加速度振幅を有する正弦波が図-1 に示した 1 自由度系に作用し、減衰定数 5% の 1 自由度系が弾性応答した場合の最大応答加速度は約 1g となる。これより、ここで用いた正弦波は、対象とする系の固有周期のところで弾性応答で約 1g~4g に相当する地震力を有する地震動に相当し、位相特性としては最も厳しい地震動の 1 つと考えられる。正弦波は、1 周期を 1 波とし、30 波を作用させた。対象とした鋼製橋脚の軸力比は $N_0/N_y = 20\%$ である。

図-3 と図-4 は、正弦波の振幅が 0.1g と 0.4g に対する鋼製橋脚に生じる非線形応答波形を示したものである。上部構造位置に生じる非線形応答変位は、応答塑性率で 1.5 と 3.2 となる。図より、部材の変形を表す応答変位 $\delta(t)$ や断面の変形を表す応答曲率 $\phi(t)$ には応答波形の基線の偏りは顕著に現れていないが、上下フランジ中心位置や断面中心位置に生じる応答ひずみ $\varepsilon_{F1}(t)$ 、 $\varepsilon_c(t)$ 、 $\varepsilon_{F2}(t)$ の応答波形には基線の偏りが生じていることがわかる。応答ひずみに生じている偏りは、初期ひずみと同じ圧縮側に生じている。

図-5 は、上下フランジ中心位置や断面中心位置に生じ

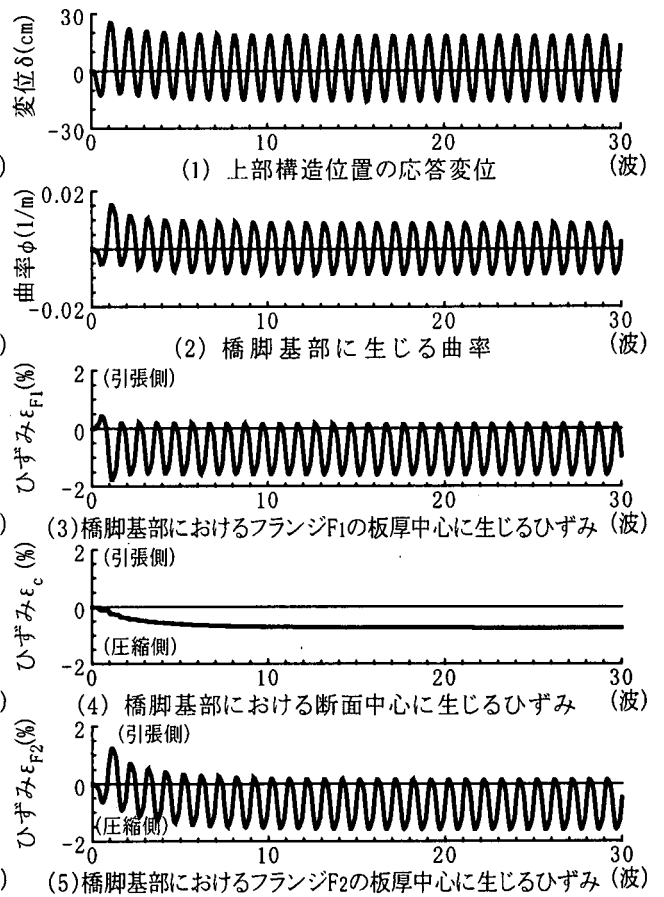


図-4 0.4g の加速度振幅を有する正弦波を入力した場合

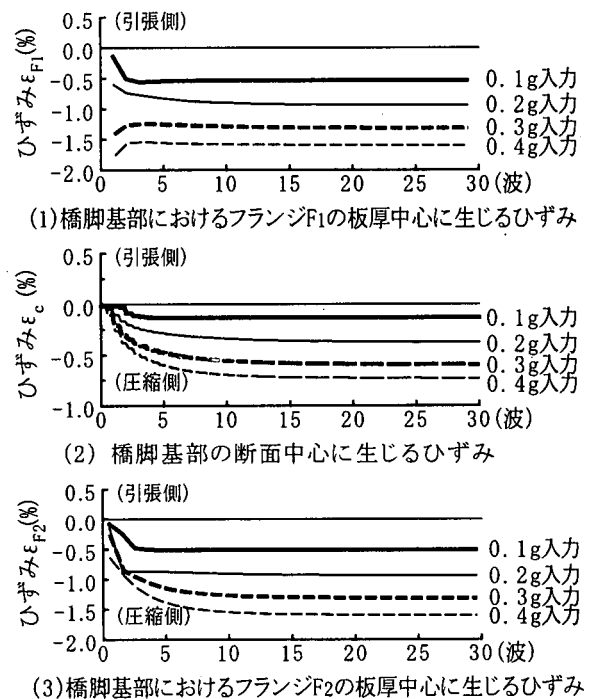


図-5 正弦波を入力した場合の橋脚基部に生じる圧縮ひずみの包絡線

る応答ひずみ $\varepsilon_{F1}(t)$ 、 $\varepsilon_c(t)$ 、 $\varepsilon_{F2}(t)$ の応答波形における圧縮側の振幅のピーク値を結んだ包絡線を示したものである。入力される正弦波の加速度振幅が大きくなるに

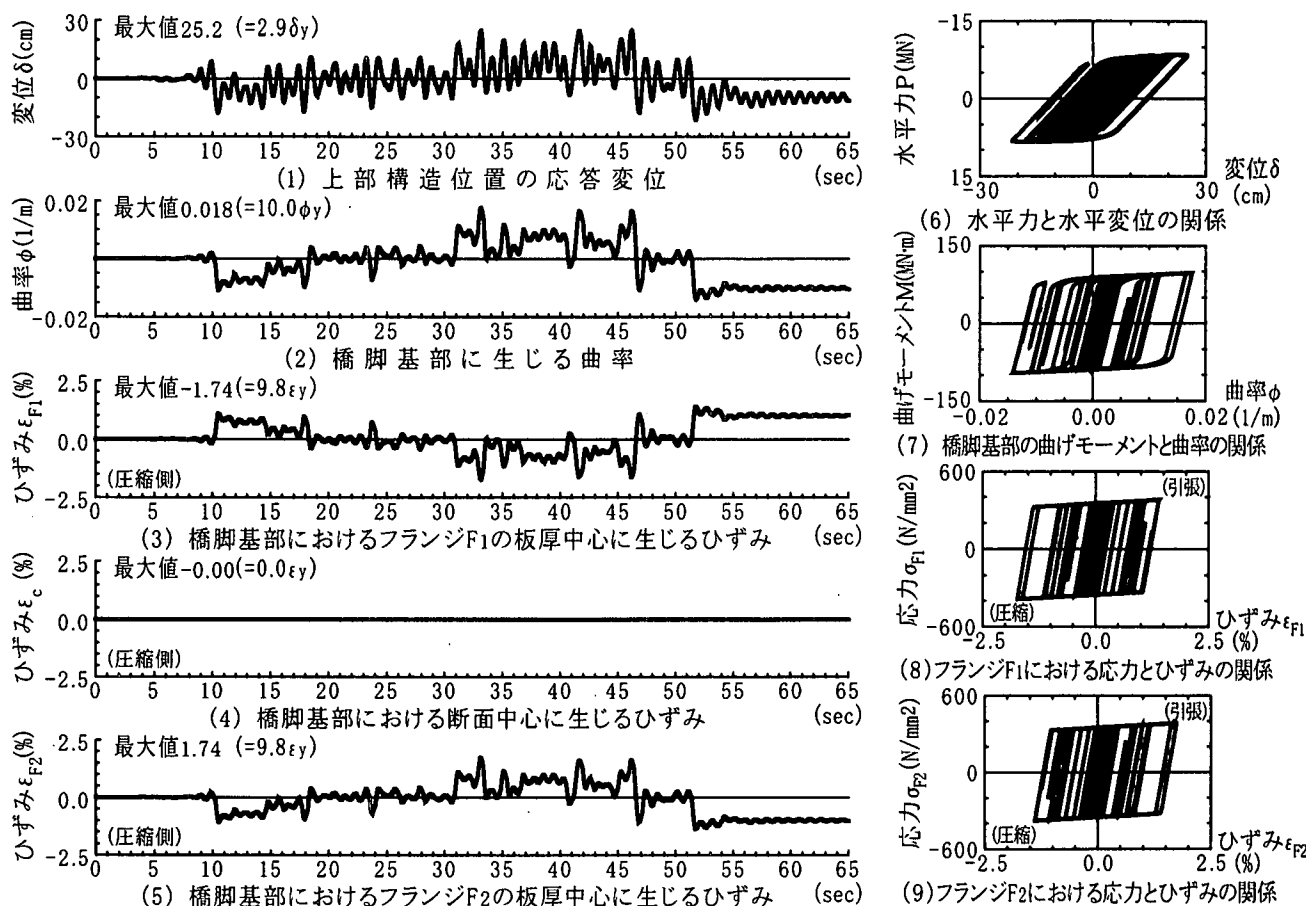


図-6 標準加速度波形 I-III-1 が作用した場合の地震応答（初期軸力比 $N_0/N_y=0\%$ ）

ともない、ひずみの累積量が大きくなることがわかる。また、入力される加速度波形の継続時間が長くなるとともに、ひずみの累積量は大きくなっていくこともわかる。

ここで対象とした正弦波は仮想の地震動であるが、このように振幅が大きく継続時間が長い地震動が、将来、生じる可能性も否定できない。

4. 入力地震動の違いがひずみの累積に与える影響

図-6 は、初期軸力比 $N_0/N_y=0\%$ の鋼製橋脚に、標準加速度波形 I-III-1 が作用した場合の非線形応答を示したものである。橋脚基部の上下フランジ中心位置のひずみ ε_{F1} 、 ε_{F2} は、逆位相で同じように応答しているため、断面中心位置にひずみは発生せず、ひずみの累積は生じていないことがわかる。

図-7～9 は、初期軸力比 $N_0/N_y=20\%$ の鋼製橋脚に、標準加速度波形 I-III-1～3 が作用した場合の非線形応答を示したものである。橋脚基部の断面中心位置のひずみ ε_c は、どの標準加速度波形が作用した場合でも圧縮側に累積していくが、その累積の様子や大きさは入力波形によって

異なっていることがわかる。また、標準加速度波形 I-III-1～3 に対する断面中心に生じるひずみの最大値は、それぞれ $3.8\varepsilon_y$ 、 $2.6\varepsilon_y$ 、 $3.0\varepsilon_y$ であり、標準加速度波形 I-III-1～3 に対する最大応答変位 $3.1\delta_y$ 、 $3.0\delta_y$ 、 $4.1\delta_y$ とは異なる傾向を示していることがわかる。図-7 は、最もひずみが累積する標準加速度波形 I-III-1 が作用した場合の非線形応答である。上部構造位置の応答変位 δ は徐々に大きくなり、最大応答変位が生じるのは 46.7 秒である。橋脚基部のフランジ中心位置のひずみ ε_{F1} 、 ε_{F2} も徐々に大きくなり、その最大ひずみは、最大応答変位よりも僅かに遅い時刻に生じている。橋脚基部の断面中心位置のひずみ ε_c には、上部構造位置の応答変位 δ やフランジ中心位置の圧縮ひずみ ε_{F1} 、 ε_{F2} の最大応答が更新される度に、累積が大きく進展する傾向が現れている。次に、最大応答変位は最も大きいひずみの累積は大きくなり標準加速度波形 I-III-3 が作用した場合の非線形応答に着目する。図-9 より、橋脚基部の断面中心位置のひずみ ε_c は、ひずみの累積が大きく進展する回数が少ないことがわかる。

最大振幅は大きい地震動の繰返しによる影響が小さいと考えられる標準加速度波形 II-III-1 を、同じ橋脚に

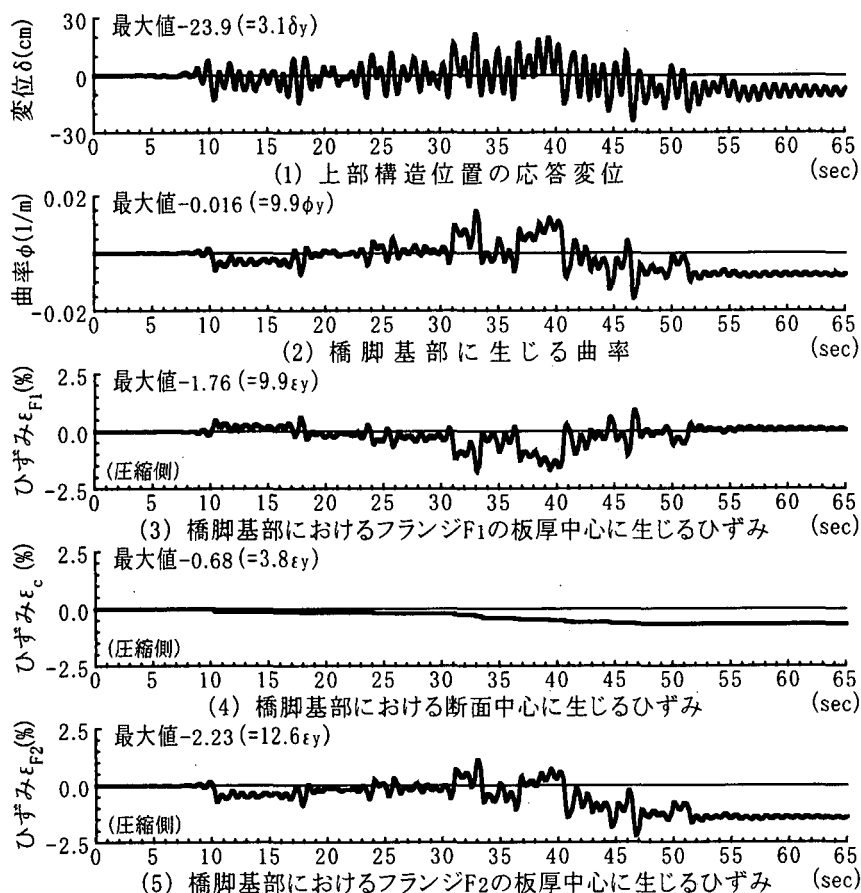


図-7 標準加速度波形 I - III - 1 が作用した場合の地震応答 (初期軸力比 $N_0/N_y=20\%$)

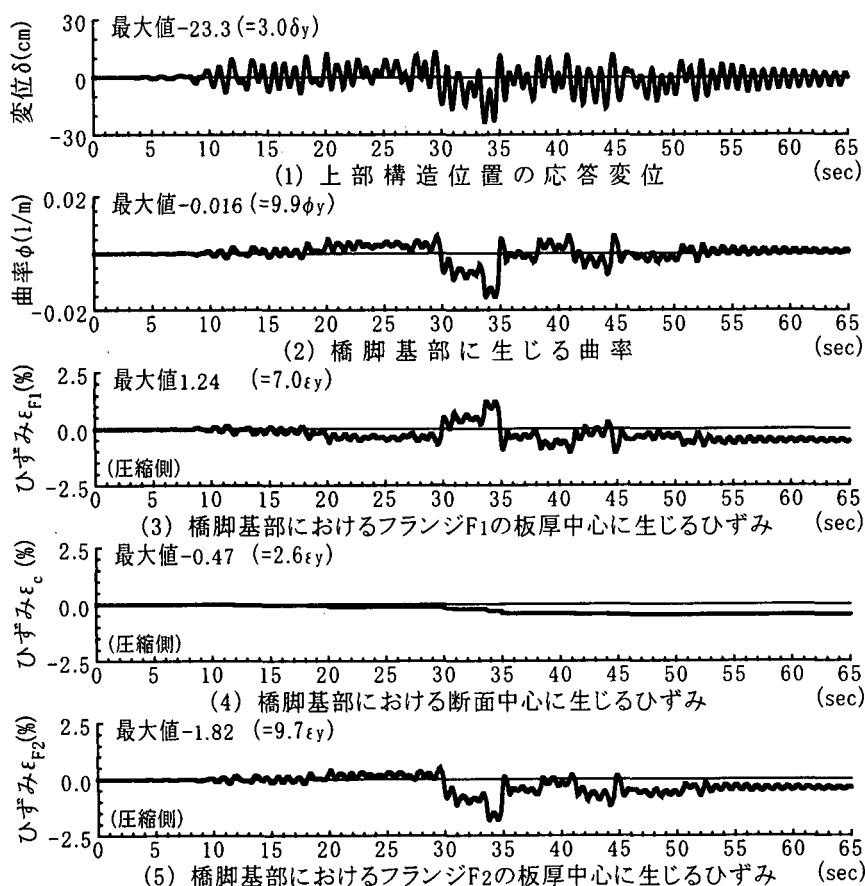
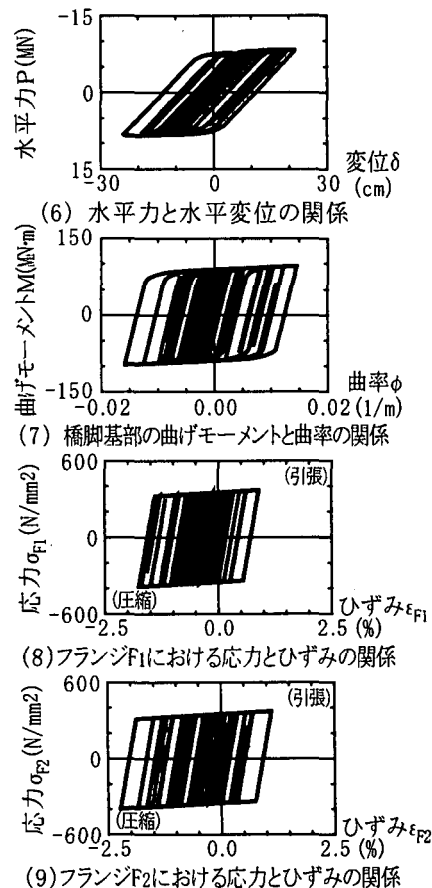
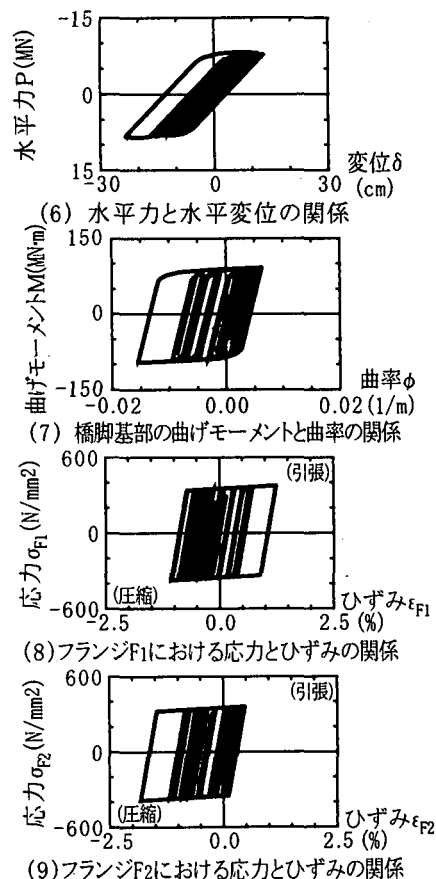


図-8 標準加速度波形 I - III - 2 が作用した場合の地震応答 (初期軸力比 $N_0/N_y=20\%$)



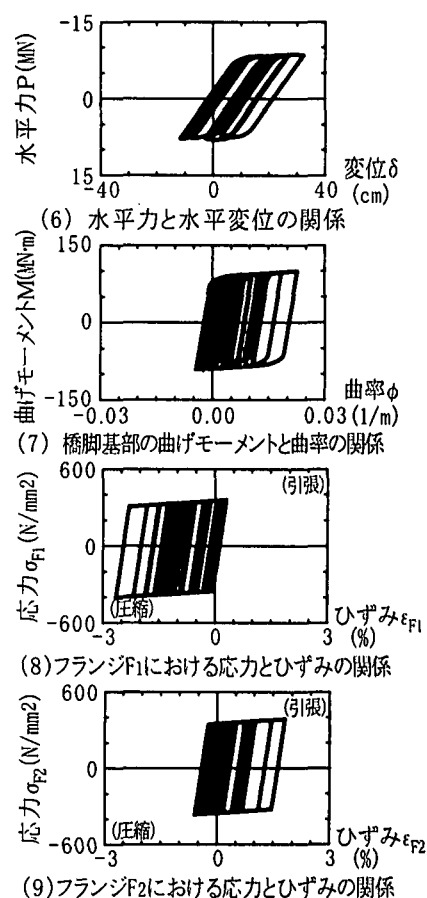
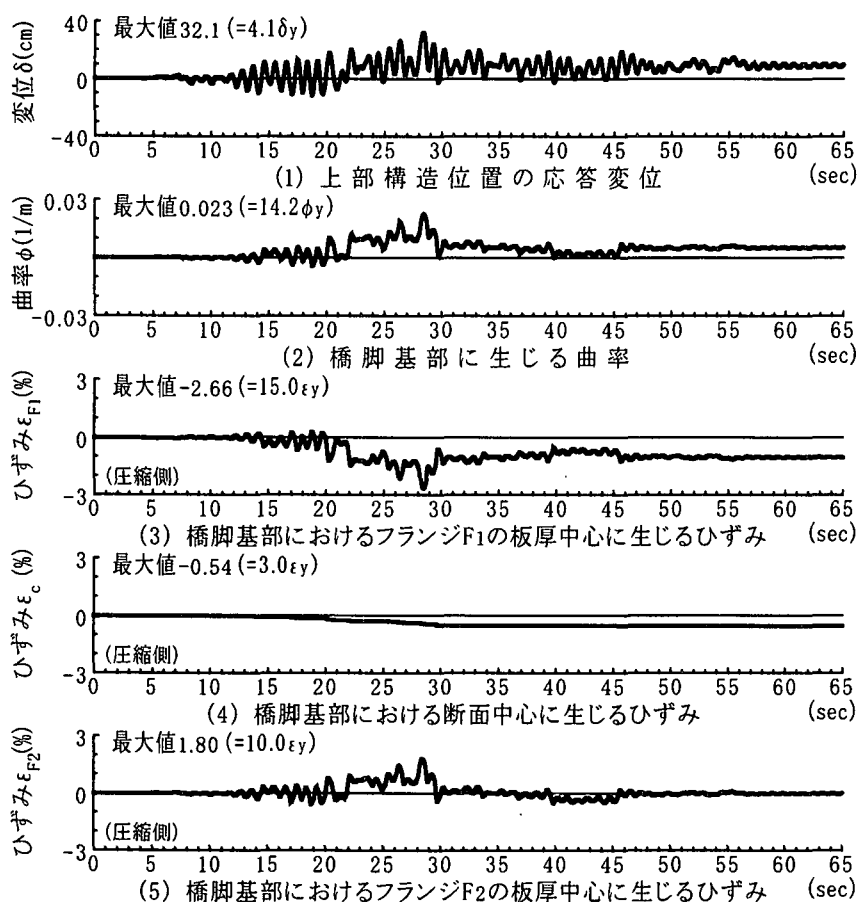


図-9 標準加速度波形 I-III-3 が作用した場合の地震応答 (初期軸力比 $N_0/N_y=20\%$)

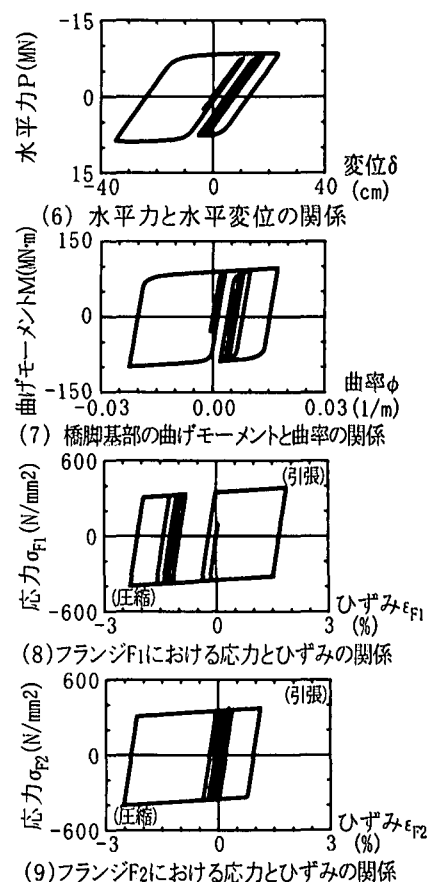
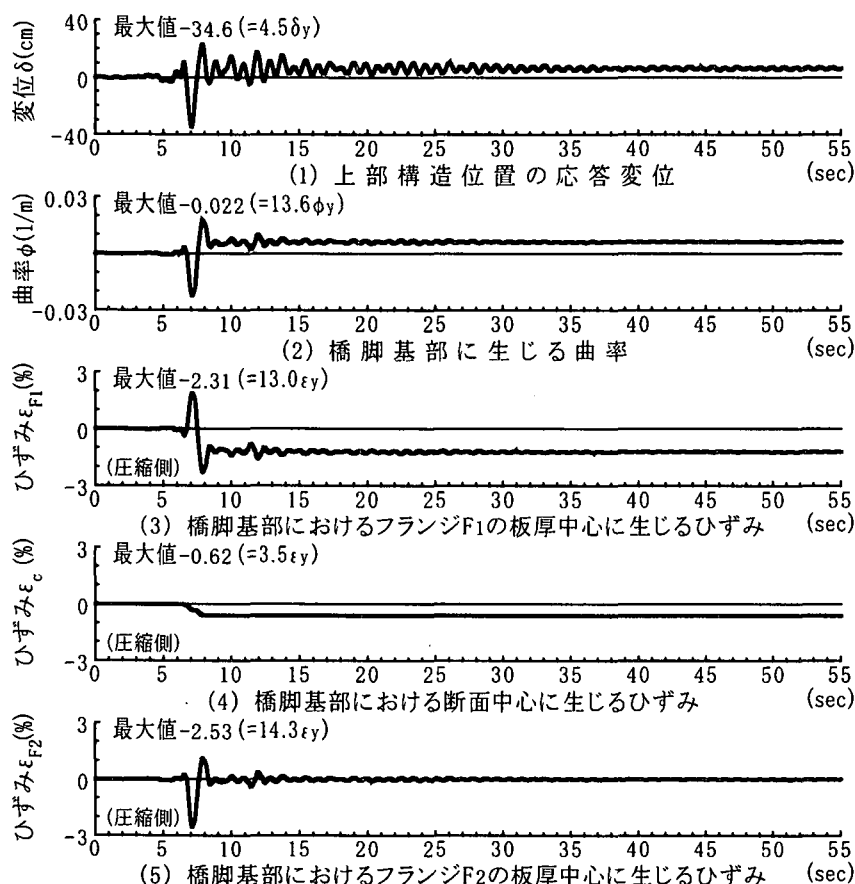


図-10 標準加速度波形 II-III-1 が作用した場合の地震応答 (初期軸力比 $N_0/N_y=20\%$)

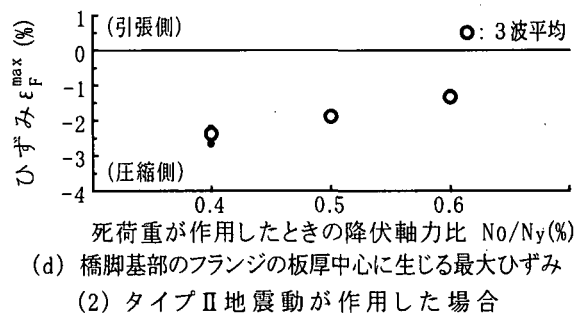
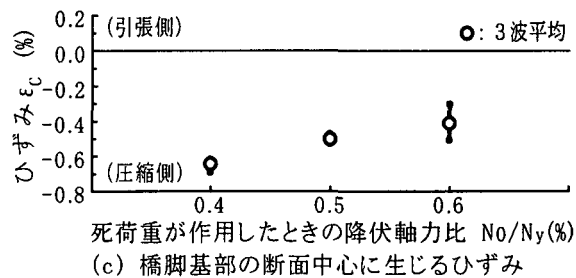
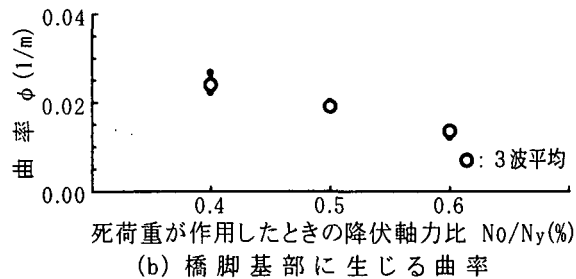
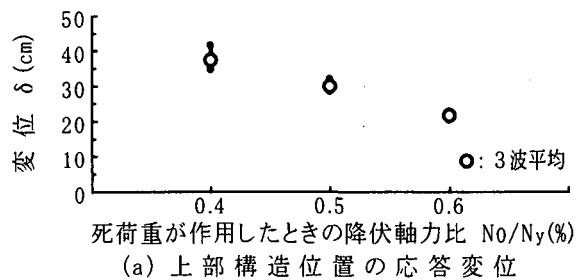
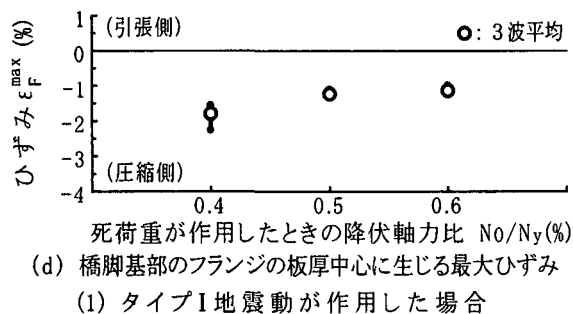
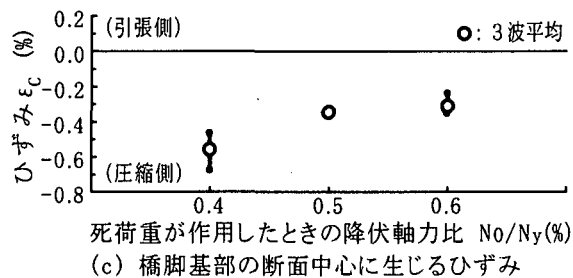
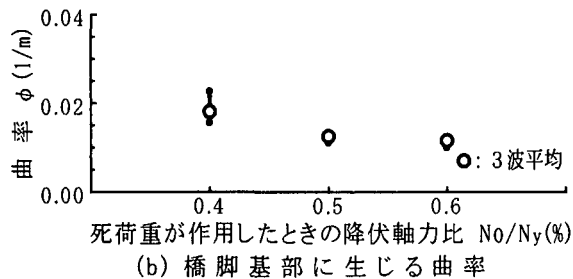
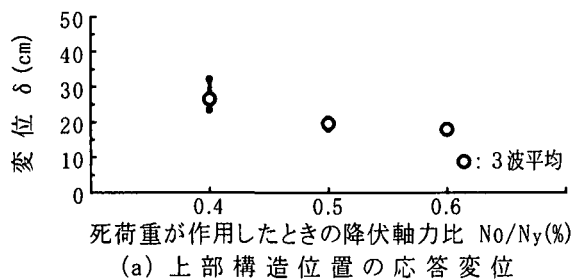


図-11 死荷重が作用したときの軸力比 N_0/N_y と最大応答値の関係

作用させた場合の非線形応答を図-10 に示す。最大応答変位の発生と同時に橋脚基部の圧縮ひずみが増加するが、その後は、ほぼ一定で推移していることがわかる。

以上より、橋脚基部に生じるひずみの累積は、上部構造位置の応答変位や橋脚基部のフランジ中心のひずみ ε_{F1} 、 ε_{F2} の最大応答が更新されるたびに、大きく進展していくことがわかる。また、標準加速度波形 I-III-1～3 の非線形応答の比較により、同一の弾性加速度応答スペクトルを有する地震動を作用させた場合でも、地震動の振幅形状や位相特性によってひずみの累積の様子も異なっていることがわかる。

5. 軸力比の違いがひずみの累積に与える影響

図-11 は、初期軸力比 N_0/N_y と橋脚の最大応答値の関

係を示したものであり、標準加速度波形 3 波を作用させた場合の最大応答値の範囲と 3 波の平均値を示している。上部構造位置の応答変位 δ や橋脚基部の曲率 ϕ およびフランジ中心位置のひずみ ε_{F1} 、 ε_{F2} は、タイプ I 地震動が作用した場合には初期軸力 N_0 の影響が明確に現れず、タイプ II 地震動が作用した場合には、初期軸力 N_0 が大きいほど応答値が小さくなる傾向が現れている。式 (2.1) より初期軸力 N_0 が大きいほど、上部構造の質量 m は小さくなるため、図 2-1 に示した 1 自由度系の固有周期も短くなる。一般に、固有周期が長いほど応答変位は大きくなる傾向にあることから、図-11 に示したタイプ II 地震動における傾向は、これと整合していることがわかる。しかし、タイプ I 地震動に対する初期軸力 N_0 と応答の関係は、1 自由度系の固有周期の変化にともなう応答変位の変化のように単純ではない。

橋脚基部の断面中心位置に生じるひずみ ε_c の最大値は、タイプⅠ地震動とタイプⅡ地震動の場合ともに、初期軸力 N_0 が大きいほど大きくなっている。これは、初期軸力 N_0 が大きいほど、圧縮側の降伏が早く生じるため、塑性化の進行も大きくなるからである。

橋脚天端の変位 δ 、橋脚基部断面の曲率 ϕ 、断面中心に生じるひずみ ε_c 、フランジ中心位置のひずみ ε_{F1} 、 ε_{F2} の最大応答値の範囲に着目すると、タイプⅠ地震動の方がタイプⅡ地震動よりも最大応答値が大きくばらついていることがわかる。これは、タイプⅡ地震動では、最大振幅を中心とする1~2波の影響が圧倒的に大きく、他の波の振幅形状や位相特性が構造物の応答に大きな影響を与えないのに対して、タイプⅠ地震動では、最大振幅だけでなく、その他の波の振幅形状や位相特性が構造物の応答に大きな影響を与えるという地震動特性が影響しているからである。

タイプⅠ地震動に対する最大応答値の範囲に着目すると、変位 δ や曲率 ϕ の最大応答値の方が、ひずみの累積によってばらつきが大きくなると予想されたひずみ ε_c 、 ε_{F1} 、 ε_{F2} の最大応答値よりもばらつきが大きくなっていることがわかる。これは、標準加速度波形Ⅰ-Ⅲ-1~3が本来有している振幅形状や位相特性の違いによって生じる応答のばらつきが変位 δ や曲率 ϕ の最大応答値に現れているのに対して、ひずみ ε_c 、 ε_{F1} 、 ε_{F2} の最大応答値には入力地震動のばらつきとひずみが累積することによるばらつきが複合して現れているためにこのような傾向が得られると思われる。

6. まとめ

ファイバーモデルを用いた非線形動的解析から得られるひずみの応答値には、ひずみの累積という現象が現れ、振幅が不規則に変化する地震動を荷重とした場合は、ひずみの累積は、用いる入力地震動によって複雑に変化し、ひずみの最大応答値にも大きなばらつきが生じるのではないかという問題を提起し、解析的な検討を行い、次のような結果が得られた。

1)不規則に変化する地震動を荷重とした非線形動的解析では、正負交番載荷解析ほど顕著にひずみの累積は現れないが、動的応答の場合にもひずみの累積が生じる

ことが確認された。

2)弾性加速度応答スペクトルが等しく、振幅形状や位相特性が異なる標準加速度波形を荷重とした非線形動的解析から得られるひずみの累積状況は、標準加速度波形によって異なることが確認された。

3)初期軸力の大きさの違いがひずみの累積に与える影響は、非線形動的解析では、顕著な傾向が現れなかった。

ひずみを耐震性能の照査指標として用いるためには、局所的に生じるひずみと部材としての耐力や変形性能との関係を実証的な研究によって解明して行くことが今後必要と考えられる。

参考文献

- 1)Akenori SHIBATA : Introductory Report INELASTIC RESPONSE OF 3-D STRUCTURES AND MULTI-DIRECTIONAL SEISMIC FORCES ON STRUCTURAL COMPONENTS, Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering, Vol.VIII, pp. VII-507-VIII-518, 1988.
- 2)中州啓太, 西川和廣, 小野潔, 野中哲也 : 実験結果に基づく矩形断面鋼製橋脚のファイバーモデルを用いた復元力モデル設定手法に関する一検討, 土木学会第55回年次学術講演会講演概要集第1部(A), pp.286-287, 2000.
- 3)Andrew Caetano, Kiyoshi Ono, Nobuo Nisimura : Setting the Fiber Model for Estimating the Allowable Displacement of Steel Bridge Piers Based on Cyclic Loading Experiments, 土木学会第56回年次学術講演会講演概要集第1部(A), pp.652-653, 2001.
- 4)沈赤, 矢部正明 : 鋼製橋脚の耐震性能照査における損傷評価指標に関する一考察, 土木学会第56回年次学術講演会講演概要集第1部(A), pp.654-655, 2001.
- 5)修行稔, 李剣平, 米山靖夫 : コンクリート充填円形鋼管柱の弾塑性繰返し挙動解析の試み, 日本建築学会九州支部研究報告, 第37号, pp.473-476, 1998.
- 6)中西博文, 李剣平, 修行稔 : コンクリート充填円形鋼管柱の弾塑性繰返し挙動, 日本建築学会九州支部研究報告, 第39号, pp.581-584, 2000.
- 7)村上祐基, 李剣平, 修行稔 : 構面外水平荷重の下で繰返し水平力を受ける円形鋼管柱の構面外累積変形に関する実験的研究, 日本建築学会九州支部研究報告, 第39号, pp.621-624, 2000.
- 8)川島一彦, 運上茂樹, 星隈順一 : 地震規模に応じた橋梁のじん性設計, 土木学会第51回年次学術講演会講演概要集第1部(B), pp.634-635, 1996.