

5. 耐震解析法とベンチマーク

平成 8 の道路橋示方書[日本道路協会,1996a]の改訂以来, 構造物の供用期間中に発生する確率が低いが大きな強度をもつ地震動に対しては, 構造物にある程度の損傷は許容するが, 構造物の重要度に応じて, 致命的な被害の防止や損傷制限を目標とした耐震設計が行われている。このために, 構造物の終局領域まで, 妥当な精度でその挙動を予測するための解析法の整備が重要である。この領域では, 構造物の塑性化や大きな変形が生じ, 従来の許容応力度設計法で用いられてきた線形の弾性微小変位解析の精度が低下するので, 非線形解析を用いる必要が生じている。しかしながら, 非線形解析については, 通常的设计に用いられた実績は少なく一般の設計者についてなじみのあるものではない。したがって, その適用法や解釈において, 必ずしも十分な理解が得られていないのが現状である。

ここでは, 耐震設計に用いられる非線形解析に対する理解を深めることを目的に, まず, 耐震解析法の概説を行う。これについては, 第 4 章, 4.3 にも触れられているが, より詳しく述べる。つぎに, 耐震解析で重要な動的応答解析で用いる減衰の各種設定法の概要を説明し, 減衰性能の比較例を示している。つぎに, 高架橋構造を対象に, これを構成する鋼製橋脚躯体やアンカー部, また, 支承, 桁, 耐震連結を含む高架橋システムのモデル化と非線形解析法について説明する。さらに, 高架橋の耐震設計に用いる各種非線形解析法や解析ソフトの妥当性を検証するためのベンチマークを提示する。最後に, 各種耐震解析法の適用範囲と限界について述べる。

5.1 耐震解析法の概説

5.1.1 概要

現在の道路橋示方書における耐震設計法では, 構造物の供用期間中に発生がする確率が高いレベル 1 の地震動に対しては, 構造物の健全性を損なわないように耐震設計をおこなう。一方, 構造物の供用期間中に発生する確率が低いが大きな強度をもつレベル 2 の地震動(道路橋示方書のタイプ I, タイプ II)に対しては, 構造物にある程度の損傷は許容するが, 構造物の重要度に応じて, 致命的な被害の防止や損傷制限を目標とした耐震設計が行われている。このように, 耐震設計では, 3 種類の強度の異なった地震動を対象とするため, 用いられる解析法は表 5.1.1 のように地震動に応じて異なっている。この表で断面決定での解析法の「断面決定」の意味としては試行錯誤により構造物の最適な断面を決定するための行為を示す。一方, 照査での解析法の「照査」の意味は「断面決定」の行為により求められた断面を持つ構造物が, 当該の地震動に対して目標とする損傷度に収まるか否かを検証する行為を示す。この場合, 目標とする損傷度に収まればよく, 最適性については問わない。

構造物の供用期間中に発生がする確率が高い地震動に対しては, 一般に静的解析に基づく震度法による構造物の断面決定が行われる。このレベルの地震動に対する耐震設計では, 構造物に損傷を認めないため, 材料は弾性範囲にとどまり, また変位も一般に大きくない。したがって, 耐震解析として, 基本的には, 静的弾性微小変位解析が用いられる。

ただ, 変位の影響が無視できないスレンダーな構造物においては幾何学的非線形性を考慮した静的弾性有限変位解析が実施される。震度法により設計した構造物の動的応答を震

表 5.1.1 道路橋耐震設計と解析法

対象とする地震動		設計法	断面決定での解析法	照査での解析法
橋の使用期間中に発生する確率が高い地震動（レベル1）		震度法	静的弾性微小変位解析* <Static><L1>	動的弾性微小変位解析* <Dynamic><L1>
橋の使用期間中に発生する確率は低いが大きな強度を持つ地震動（レベル2）	タイプI （プレート境界型）	地震時保有耐力法	静的複合 非線形解析** <Static><N2>	動的複合 非線形解析** <Dynamic><N2>
	タイプII （内陸直下型）	動的解析に基づく設計法 （地震時の挙動が複雑）	動的複合 非線形解析** <Dynamic><N2>	

注）*：変位の影響が大きい場合は、幾何学的非線形性を考慮した有限変位解析（<Static><L2>または<Dynamic><L2>）を実施。

**：変位の影響が小さい場合は、幾何学的非線形性を無視した微小変位解析（<Static><N1>又は<Dynamic><N1>）でも良い。

度法レベルの地震動に対して照査する場合には、動的弾性微小変位解析が用いられる。この場合、時刻歴応答解析法の他に、応答スペクトル法を用いることができる。

道路橋示方書でのレベル2の強度の大きな地震動に対しては、損傷（塑性変形）を許容するため、鋼構造物の材料が塑性化することによる材料的非線形性の影響や、変形が大きくなることにより生ずる幾何学的非線形性の影響を無視できない場合がでてくる。地震時保有水平耐力法に用いられる静的解析では、幾何学的非線形性の影響の小さいコンクリート橋脚、コンクリートを充填した鋼製橋脚などでは材料的非線形性のみを考慮した解析が行われるが、幾何学的非線形性の影響が大きい場合は、材料的非線形性と幾何学的非線形性を考慮した静的複合非線形解析を実施する必要がある。地震時保有水平耐力法により断面決定した構造物の動的挙動の検証（照査）や動的解析により断面決定する場合には、動的解析法としては、幾何学的非線形性の影響が小さいことが既知である場合を除いて、動的複合非線形解析を実施する必要がある。鋼製橋脚などの動的解析において、1自由度系の復元力モデルを用いる場合には、幾何学的非線形性の影響は一般には復元力モデルの中に含まれており、材料的非線形性のみを考慮した解析を行えばよい。このような復元力モデルの多くは、静的繰り返し実験をもとに決定されているが、有限要素解析による数値実験で決定する場合には、材料的非線形性と幾何学的非線形性を考慮した静的繰り返し解析による必要がある。以下に、それぞれの解析法について、より詳しい説明を行う。

5.1.2 静的解析

震度法や地震時保有水平耐力法などで用いられる解析法で、地震による慣性力を静的荷重として扱う。震度法レベルの地震動に対しては、構造物に損傷（塑性変形）を許容しないので、静的弾性微小変位解析が基本となる。アーチ橋や斜張橋、吊り橋などのスレンダーな構造物では、材料が弾性範囲でも変位の影響が無視できない場合があるので、幾何学的非線形性を考慮した静的弾性有限変位解析を行うこともある。地震時保有水平耐力法に用いられる道路橋示方書でのタイプI、タイプIIレベルの強度の大きな地震動に対しては、

損傷を許容するため、構造物の材料が塑性化することによる材料的非線形性の影響や、変位が大きくなることにより生ずる幾何学的非線形性の影響を無視できない場合がでてくる。幾何学的非線形性の影響の小さいコンクリート橋脚、コンクリートを充填した鋼製橋脚などでは材料的非線形性のみを考慮した解析が行われるが、幾何学的非線形性の影響が大きい場合は、材料的非線形性と幾何学的非線形性を考慮した静的複合非線形解析を実施する必要がある。

5.1.3 静的繰り返し解析

準静的繰り返し解析と呼ばれることもある。慣性項を無視した静的解析により、荷重振幅や変位振幅を与えて構造物の繰り返し挙動を解析する方法である。静的繰り返し解析は直接、設計や照査に用いられることはほとんどないが、動的解析に用いられる復元力モデルの決定において、静的繰り返し載荷実験を補完する目的で用いられている。鋼製橋脚の復元力特性の検討では、板・シェル要素を用いた有限要素法による静的繰り返し解析が数多く実施された。この種の解析では終局強度に至るまでの、実物の挙動なるべく正確に予測することが重要であり、材料的非線形性と幾何学的非線形性を考慮することが必要である。とくに、繰り返し挙動を正確に扱うためには、繰り返し荷重下の材料の応力-ひずみ関係（構成則）の設定が重要である。

5.1.4 応答スペクトル解析

線形系においては、多自由度系であっても、本質的にその系を各振動モードごとの1自由度系の重ね合わせで表現できる。このような性質を利用して動的応答を求める方法をモード解析法と呼ぶ。つまり、ある地震波に対して、各振動モードごとの1自由度系の動的応答を求め、これを重ね合わせることによって元の多自由度系の動的応答を求めることができる。一般に、耐震設計で最も興味ある応答量は最大値であるので、任意の固有周期をもつ1自由度系の対象とする地震波に対する最大応答値をあらかじめ求めておき、これを利用すれば、線形多自由度系の最大応答値を時刻歴応答解析などを行うことなく容易に求めることができる。ある地震波に対する線形1自由度系の最大応答値は系の固有周期と減衰定数のみの関数となり、これらの関係を表したものを応答スペクトルと呼ぶ。モード解析法と応答スペクトルを組み合わせて多自由度系の最大応答値を求める方法が応答スペクトル法である。道路橋示方書・同解説（Ⅴ耐震設計編）などには地盤種別ごとの設計スペクトルが与えられている。ただし、各振動モードの最大値は同時に起こるわけではないので、各振動モードごとの最大応答値の線形和は、実際の最大応答値を過大に評価することになるため、最大応答値の評価に際しては2乗平均値を用いる場合がある。

5.1.5 時刻歴応答解析

多自由度系であっても運動方程式が構成されれば、その運動方程式を直接数値積分することによって、任意の動的外力が作用する系の動的応答を求めることができる。この場合、外力を微小な時間刻みに離散化し、系の動的応答を各時間刻みごとに逐次求めていくことになり、対象としているすべての自由度の変位、速度、加速度応答の時刻歴が直接得られる。この意味から、このような動的応答解析法を時刻歴応答解析法と呼ぶ。時刻歴応答解

析法において用いられる数値積分法には、線形加速度法、ニューマークの β 法、ルンゲクッタ法などがあるが、対象としている系の固有周期と数値積分に用いる時間刻みの大きさによって、計算誤差が含まれることは避けられない。したがって、系の応答を支配する主要な振動モードの周期に対して十分小さい時間刻みの大きさを用いる必要がある。また、時刻歴応答解析法では、線形系に限らず、非線形の復元力特性を有する系の動的応答も求めることができ、現在、最も強力な耐震設計用の解析法である。

5.1.6 材料的非線形解析

震度法レベルでは、材料に発生するひずみが小さく、構造物に損傷が生じない領域を対象とするので、材料の応力がひずみに比例すると仮定した、いわゆるフックの法則に基づく弾性解析（線形弾性解析）が行われる。一方、レベル2の強度の大きな地震動に対しては、構造物の発生ひずみが大きく、損傷が生ずる場合を扱うので、塑性化などに伴う材料の非線形な応力-ひずみ関係を解析に反映する必要がある。このような構造材料の非線形な挙動を考慮した解析を材料的非線形解析という。鋼材においては、損傷は降伏現象と対応し、この挙動を表すモデルとしては塑性モデルが最も一般的である。地震時保有水平耐力法に用いられる静的解析では単調載荷条件下の解析であるため、除荷挙動を無視した近似的な非線形弾性モデルが用いられることも多い。

5.1.7 幾何学的非線形解析

構造物のひずみや変位が大きくなると、これらの影響を無視した微小変位解析の精度が低下するために、ひずみや変位の影響をつり合い式に反映した非線形解析を実施することが必要である。このような非線形性はひずみや変位などの幾何学量に起因するので、幾何学的非線形解析と呼ばれる。とくに、座屈現象などが伴う終局状態を解析するときは必ず幾何学的非線形解析を行わねばならない。

幾何学的非線形解析は、微小変位解析に対応して有限変位解析とも呼ばれる。さらに、対象とするひずみの大小により有限変位解析は有限ひずみ・有限変位解析と微小ひずみ・有限変位解析とに分けられる[西野ら, 1975][後藤ら, 1991]。微小ひずみ・有限変位解析はひずみが微小であるという条件により、有限ひずみ・有限変位解析を近似化したものである。微小ひずみ・有限変位解析で変位が比較的小さい場合には、2次解析(2nd order analysis)[Goto et al. 1987]と呼ばれる簡易解析法が用いられる。2次解析ではつり合い式において、非線形項を最大限1次まで考慮しているが、ひずみ・変位関係においては変位の2次項まで考慮した場合と線形項のみ考慮した微小変位理論に対応したものをを用いる場合とがある。後者は線形化有限変位解析とも呼ばれる。有限変位解析の分類を鋼構造物の終局強度と設計[土木学会, 1994]に基づき表 5.1.2 にまとめている。なお、先の文献では平面骨組に限定して述べているがここでは一般的に述べている。

構造物に損傷の生じない震度法レベルの解析では、変位とひずみが小さいので通常は微小変位解析を用いるが、アーチ橋などのスレンダーな構造物で、変位の影響が無視できない場合には幾何学的非線形解析が用いられる。このとき、構造物は弾性域にとどまり、ひずみが小さいので微小ひずみ・有限変位解析の適用範囲である。精度的には、線形化有限変位解析で十分である。

表 5.1.2 幾何学的非線形解析の分類

解析法		変位	ひずみ
有限ひずみ・有限変位解析		大	大
微小ひずみ・有限変位解析		大	小
* 2 次 解 析	(I) ・ つり合い式において、変位の1次項のみ考慮 ・ ひずみ-変位関係において2次項まで考慮	比較的小	小
	(II) ・ つり合い式において、変位の1次項のみ考慮 ・ ひずみ-変位関係において線形項のみ考慮 (線形化有限変位解析)	比較的小 (曲げによる面内変位を無視)	小
微小変位解析		小	小

注) *はりの2次解析においては、(I)の解析は、はり-柱理論で曲げによる軸方変位 (Bowling) を考慮した場合に対応する。一方、(II)は、曲げによる軸方変位が無視された場合に対応する。

レベル2の強度の大きな地震動に対しては、構造物の損傷による発生ひずみや変位が大きい可能性があるため、一般には幾何学的非線形解析を用いる必要がある。ただし、局部座屈を無視したはり理論による解析を行う場合には、細長比の小さな橋脚などでは微小変位解析が適用できる場合もある。

はり理論を用いて解析する場合は、もともと、はりのモデル化においてひずみが小さなことを前提としているので、微小ひずみ・有限変位解析でほぼ十分と考えられる。一方、I板・シェル要素を用いて、薄板構造物の局部座屈挙動も含めて解析する場合は、局部座屈位置でのひずみが非常に大きくなるので、有限ひずみ・有限変位解析を行う必要がある。有限ひずみ・有限変位解析では、用いる応力とひずみの定義の差により大きな違いが生ずるので注意しなければならない。材料試験などでは一般に、公称応力-工学ひずみを用いて応力-ひずみ関係が提供されるが、汎用プログラムなどではこれを真応力-対数ひずみ関係に変換して入力しなければならない場合が多い。

5.2 時刻歴応答解析における減衰

5.2.1 はじめに

単柱式鋼製橋脚あるいは高架橋システムなどの耐震設計に際して、動的応答解析を行う場合には、線形系はもちろん非線形系に対しても、減衰を適切に評価して用いる必要がある。本稿では、基礎地盤の影響を簡易に考慮した単柱式鋼製橋脚からなる構造系を例として、非線形の動的応答解析を行うことを念頭において、時刻歴応答解析における減衰の設定法について説明する。

ここでは、図 5.2.1(a) に全体系モデルとして示す、上部構造の質量および基礎地盤の相互作用を考慮した単柱式鋼製橋脚を対象とする。この場合、部材の主たる塑性化は橋脚基部に生じ、基礎地盤部には塑性化が生じないものとする。また、基礎地盤の相互作用の影響は、できるだけ簡単に取扱うこととし、橋脚基部のフーチングとそれに取り付けられた地盤ばね、ダッシュポットによって考慮する。したがって、橋脚部および基礎地盤部の減衰性能をどのように与えるかが問題となる。

5.2.2 比例減衰の設定法

多自由度系の線形動的応答解析を行う場合の運動方程式は、一般に、以下のように表される。

$$M\ddot{D} + C\dot{D} + KD = F \quad (5.2.1)$$

ここに、 K は剛性マトリックス、 M は質量マトリックスであり、それぞれのマトリックスは対象としている構造系が連続体あるいはばね質点系に関わらず、有限要素法の手順、あるいは、ラグランジュの運動方程式などを適用して容易に求められる。また、 \ddot{D} 、 \dot{D} 、 D はそれぞれ加速度ベクトル、速度ベクトル、変位ベクトルであり、 F は外力ベクトルである。なお、減衰マトリックス C は、減衰力が速度に比例した形で、一般に式 (5.2.1) のように与えられる。この減衰マトリックスは、取扱いの容易さや動的応答解析に際してモード解析法を適用する立場から、質量比例型、剛性比例型あるいは両者に比例したレーリー型減衰マトリックスが用いられることが多い [柴田,1981]。これらの減衰マトリックスは、それぞれ、

$$C = a_1 M \quad (5.2.2a)$$

$$C = a_2 K \quad (5.2.2b)$$

$$C = a_3 M + a_4 K \quad (5.2.2c)$$

という形で与えられる。質量比例型および剛性比例型の場合には、任意の 1 つの次数（通常は 1 次振動モード）の減衰定数を設定することによって、上式の係数 a_1 あるいは a_2 が決められる。また、レーリー減衰の場合には、任意の 2 つの次数の減衰定数を設定することによって、係数 a_3 、 a_4 が決められる。これらの係数は、

$$a_1 = 2h_i \omega_i \quad (5.2.3a)$$

$$a_2 = 2h_i / \omega_i \quad (5.2.3b)$$

$$a_3 = 2\omega_i \omega_j (h_i \omega_j - h_j \omega_i) / (\omega_j^2 - \omega_i^2) \quad (5.2.3c)$$

$$a_4 = 2(h_j \omega_j - h_i \omega_i) / (\omega_j^2 - \omega_i^2) \quad (5.2.3d)$$

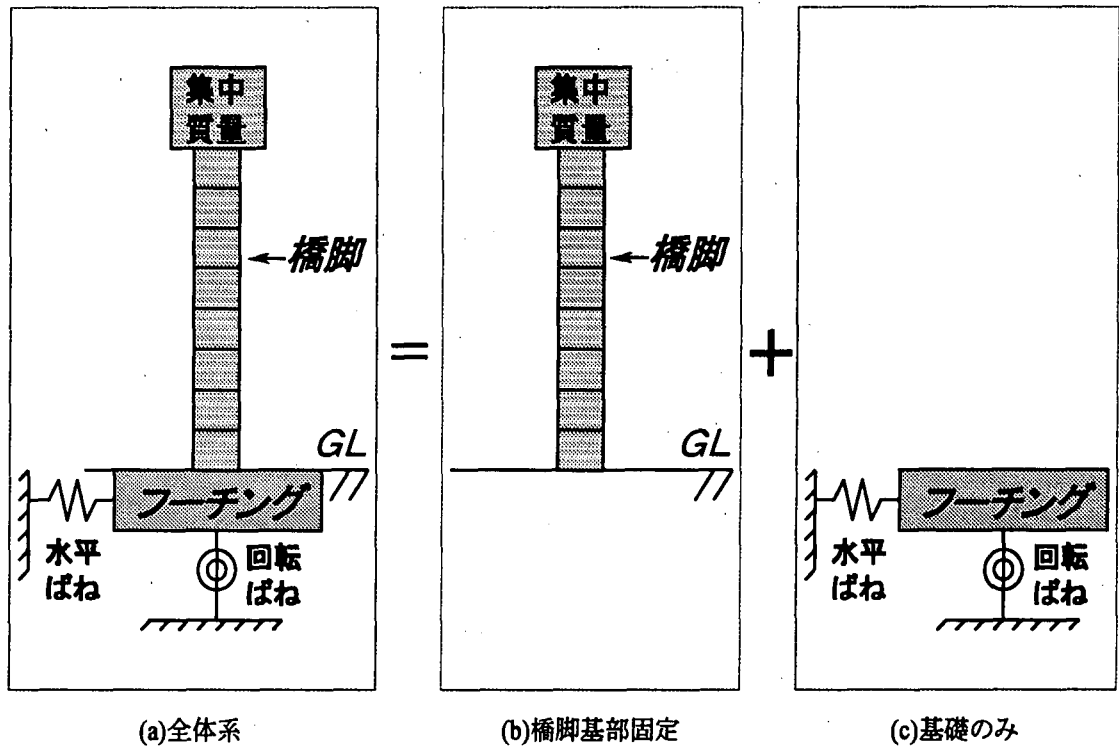


図 5.2.1 解析対象モデル

と表される。ここに、 ω_i 、 h_i はそれぞれ対象としている次数の固有円振動数、減衰定数であり、また、 $i < j$ である。以上のように各タイプの比例減衰マトリックスを構成した場合、その他の k 次の振動モード ($k \neq i, j$) の減衰定数は以下のように、それぞれの固有円振動数 ω_k に応じて自動的に規定される。

$$h_k = a_1 / 2\omega_k \quad (\text{質量比例型}) \quad (5.2.4a)$$

$$h_k = a_2 \omega_k / 2 \quad (\text{剛性比例型}) \quad (5.2.4b)$$

$$h_k = (a_3 / \omega_k + a_4 \omega_k) / 2 \quad (\text{レーリー型}) \quad (5.2.4c)$$

したがって、質量比例型の場合には、振動次数が高くなるほど減衰定数は小さくなり、剛性比例型およびレーリー型の場合には、振動次数が高くなるほど減衰定数は大きくなる。

ところで、比例減衰マトリックスを構成する場合には、着目する振動モードの減衰定数を定める必要があるが、その方法の1つにひずみエネルギー比例減衰法がある [川島ら, 1993]。これは、構造物を構成する各構造要素ごとに減衰定数を仮定し、各振動モードの減衰定数をひずみエネルギーに比例させた形で与えるものである。つまり、

$$h_i = E_i / W_i \quad (5.2.5)$$

と表される。ここに、

$$E_i = \phi_i^T K_h \phi_i \quad (5.2.6a)$$

$$W_i = \phi_i^T K \phi_i \quad (5.2.6b)$$

である。ここで、 h_i は i 次振動モードの減衰定数、 ϕ_i は i 次振動モードベクトル、 K_h は剛性マトリックスを構成する各要素の成分にその構造要素の減衰定数を乗じて構成した剛性マトリックスを意味する。例えば、図 5.2.2 のようなばね質点の振動系において、 m_1, m_2, m_3 は質量、 k_1, k_2, k_3 はばね要素のばね定数、 h_1, h_2, h_3 はそれぞれのばね要素の減衰定数であるとすれば、剛性マトリックス K および K_h は、それぞれ以下のように表される。

$$K = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & 0 \\ -k_2 & k_2 + k_3 & -k_3 \\ 0 & -k_3 & k_3 \end{bmatrix} \quad (5.2.7a)$$

$$K_h = \begin{bmatrix} h_1 k_1 + h_2 k_2 & -h_2 k_2 & 0 \\ -h_2 k_2 & h_2 k_2 + h_3 k_3 & -h_3 k_3 \\ 0 & -h_3 k_3 & h_3 k_3 \end{bmatrix} \quad (5.2.7b)$$

なお、各構造要素の減衰定数の参考値は道路橋示方書・同解説（V 耐震設計編）に示されている [日本道路協会, 1996a]。

以上のようにして、各振動モードごとの減衰定数が求まるので、質量比例型あるいは剛性比例型の減衰マトリックスを用いる場合、基本的には 1 次振動モードの減衰定数および固有円振動数を式 (5.2.3a) あるいは (5.2.3b) に代入して、それぞれ質量マトリックス、剛性マトリックスに乗じる係数を求めればよい。また、レーリー型の減衰マトリックスを用いる場合には、例えば、着目する 2 つの振動モードの減衰定数と固有円振動数を式 (5.2.3c)、(5.2.3d) に代入して、質量マトリックスおよび剛性マトリックスに乗じる係数を求めればよい。着目する振動モードとしては、低次の振動モードあるいは刺激係数の高い振動モードを用いる場合が多い。

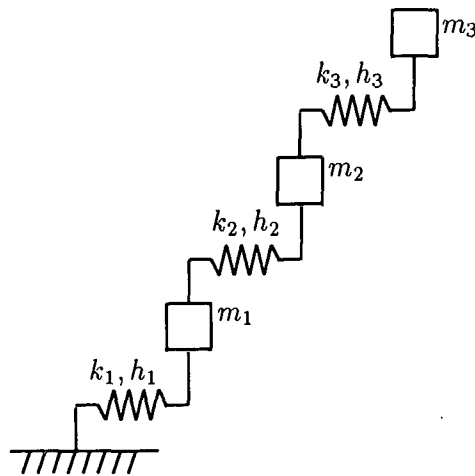


図 5.2.2 ひずみエネルギー比例減衰法における構造要素の減衰定数の考え方

5.2.3 異なる減衰マトリックスをもつ系の減衰性能の比較例

ここでは、図 5.2.1(a) のように基礎や地盤の影響を簡易に考慮した鋼製単柱式橋脚を対象とし、上述のようにして構成される各比例減衰マトリックスをもつ系の減衰性能を比較検討する。また、対象構造物のうち、フーチングおよび地盤ばね、ダッシュポットを取り除いた上部構造および橋脚部分のみのモデル (図 5.2.1(b)) に対して、比例減衰マトリックス (質量比例型) を構成し、基

礎地盤部には水平方向および回転方向に対してそれぞれ1自由度系としての減衰定数を仮定した場合(図5.2.1(c))の減衰性能も比較検討する。

解析モデルの橋脚は高さ10m、鋼断面は一辺が1.2m、厚さ0.02mの正方形箱形断面とし、フーチングは幅9m、奥行き7m、高さ2mの鉄筋コンクリート製として、橋脚頂部には上部構造分の集中質量200tを考慮した。なお、対象構造系は剛体ばねモデルの考え方をを用いて離散化し、フーチングの要素数は1、橋脚部の要素数は13とし、橋脚部の剛体間および橋脚とフーチングを結ぶアンカー部に軸、せん断および回転ばねを設けた[中島ら,1999]。ただし、アンカー部のばね定数は橋脚部の2倍の値とした。また、フーチングと地盤の間にはフーチングの水平運動と回転運動に対する地盤ばねを考慮し、水平ばね定数 $k_H=2.18\text{GN/m}$ 、回転ばね定数 $k_R=44.0\text{GNm}$ とした。

まず、対象構造系の非減衰時の固有値解析を行った結果を表5.2.1に示す。この解析モデルでは、縦振動を除けば、橋脚の曲げ1次振動モードの次に、基礎の水平運動が卓越する振動モード、基礎の回転運動が卓越する振動モードが順に現れる。

次に、各タイプの比例減衰マトリックスを用いる場合について、着目振動モードの減衰定数の求め方を説明する。

上述のようにひずみエネルギー比例減衰法の考え方により、橋脚の回転ばね定数に対して要素の減衰定数0.01、基礎の水平、回転のばね定数に対して要素の減衰定数0.2を仮定し、式(5.2.5)を用いて1次および2次振動モードに対する減衰定数を求める。ここに求められた減衰定数と表5.2.1に示す固有振動数(固有円振動数に変換)を式(5.2.3a)~(5.2.3d)に代入して、係数 $a_1\sim a_4$ を求めて、それぞれの比例減衰マトリックスが構成される。ここでは、質量比例型あるいは剛性比例型の減衰マトリックスを仮定する場合には、1次振動モードの固有円振動数および減衰定数を用い、レーリー型減衰マトリックスを仮定する場合には、1次と2次の振動モードの固有円振動数および減衰定数を用いている。これらの比例減衰マトリックスは非減衰時の振動モードマトリックス ϕ を用いて対角化することができるので、結果的に次式のようなそれぞれの振動モードの独立な運動方程式が誘導される。

$$m_i \ddot{q}_i + c_i \dot{q}_i + k_i q_i = f_i \quad (5.2.8)$$

ここに、 m_i 、 c_i 、 k_i は、それぞれ換算質量、換算減衰係数、換算ばね定数であり、 q_i は*i*次の基準座標である。したがって、この式を変形し、

$$h_i = \frac{c_i}{2\sqrt{k_i m_i}} \quad (5.2.9)$$

によって、その*i*次振動モードの減衰定数が求められる。もちろん、ここに求められた各振動モードごとの減衰定数は、式(5.2.4a)~(5.2.4a)によって得られる減衰定数に一致する。

上述の手順により得られた各比例減衰マトリックスを用いた場合の各振動モードの減衰定数および固有振動数を表5.2.2および表5.2.1に示す。また、両者の関係を図5.2.3に示す。これらの図および表より、質量比例型の減衰マトリックスを用いた場合には、1次振動モードの減衰定数のみが、ひずみエネルギー比例減衰法により定めた減衰定数に一致し、高次になるほど減衰定数は小さくなるのがわかる。これに対して、レーリー型の減衰マトリックスを用いた場合には、1次および2次の振動モードの減衰定数はひずみエネルギー比例減衰法により定めた減衰定数に一致しているが、それより高次になるとその減衰定数は大きくなるのが確認できる。また、この解析例では、剛性比例型の減衰マトリックスを用いた場合にも、1次振動モードの減衰定数に加え

表 5.2.1 各振動モードの固有振動数 (Hz)

減衰のタイプ	曲げ1次	基礎水平	基礎回転	曲げ2次	曲げ3次
比例	1.26	13.2	22.6	55.9	159
質量比例 (分離)	1.26	13.2	22.6	55.9	159
橋脚基部固定	1.29	-	-	55.4	159
基礎のみ	-	13.2	22.4	-	-

表 5.2.2 各振動モードの減衰定数

減衰のタイプ	曲げ1次	基礎水平	基礎回転	曲げ2次	曲げ3次
剛性比例	0.018	0.185	0.316	0.783	2.23
質量比例	0.018	0.0017	0.00099	0.0004	0.00014
レーリー	0.018	0.199	0.341	0.843	2.40
質量比例 (分離)	0.011	0.198	0.195	0.0017	0.00016
ひずみエネルギー比例	0.018	0.199	0.193	0.0092	0.0074
剛性比例 (基部固定)	0.05	-	-	2.15	6.16
質量比例 (基部固定)	0.05	-	-	0.0012	0.00041

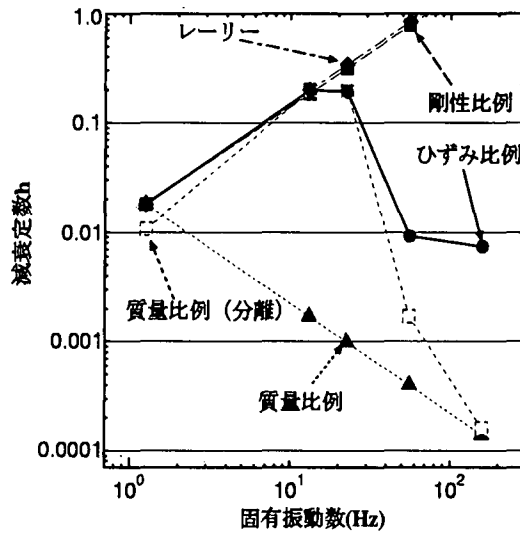


図 5.2.3 各振動モードにおける減衰定数

て、2次振動モードの減衰定数もひずみエネルギー比例減衰法により定めた減衰定数にほぼ一致しているが、それより高次になるとその減衰定数は急激に大きくなっている。参考のため、橋脚基部を固定とした場合に、1次振動モードの減衰定数を0.05とした場合の結果も同表に示している。

一方、図5.2.1(a)の対象構造物のうち、フーチングおよび地盤ばね、ダッシュポットを取り除いた上部構造、橋脚部分のみのモデル(図5.2.1(b))に対して、比例減衰マトリックス(質量比例型)を構成する。その場合、1次振動モードの固有振動数は橋脚基部を固定とした場合の値を用い、その振動モードに対応した減衰定数の値は1%とする。また、フーチング部分の質量および回転慣性と、対応する地盤ばねが造る1自由度系としての減衰定数がそれぞれ20%となるように、フーチングに取り付けるダッシュポットの減衰係数を定める。このようにして得られた減衰係数

の値を、前述の橋脚部分の減衰マトリックスの対応する成分のところに加えて、基礎地盤の影響までを考慮した減衰マトリックスを構成する。この減衰マトリックスは非比例減衰マトリックスとなるので、図 5.2.1(a) に示す全体系モデルの非減衰時のモードマトリックス ϕ によって対角化することはできない。したがって、モード減衰定数を求めるためには複素固有値解析を適用する必要がある [山口,1996]。

このように構成した減衰マトリックスを用いた場合の各モードの減衰定数を、複素固有値解析により求めた結果も表 5.2.2 に示す。また、対応する固有振動数も表 5.2.1 に示し、両者の関係を図 5.2.3 にも示している。橋脚部分と基礎地盤部とを分離して構成した減衰マトリックスを用いた場合、1 次振動モードの減衰定数は約 0.01、2 次、3 次振動モードの減衰定数は約 0.2 とほぼ設定した値となるが、それより高次の橋脚部分の振動が卓越する振動モードの減衰定数は、橋脚部分に質量比例型の減衰マトリックスを仮定していることから、やはり小さい値となることがわかる。

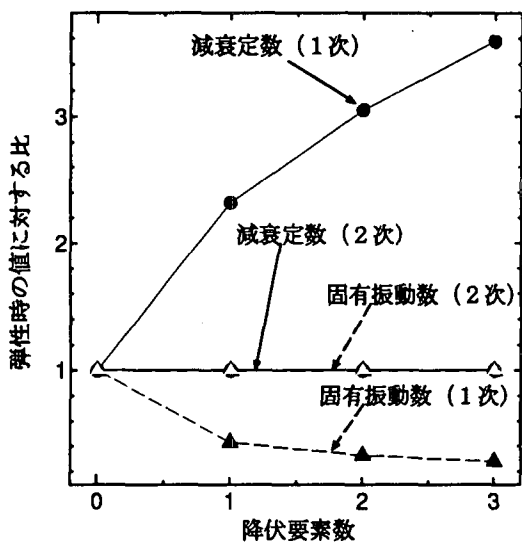
5.2.4 弾塑性地震応答解析時の減衰の取扱いについて

多自由度系の線形動的応答解析を行う場合には、上述のような比例減衰マトリックスが用いられる。しかし、各部材に非線形の復元力特性を考慮した弾塑性地震応答解析を実施する場合には、上述の比例減衰マトリックスによって考慮される減衰性能に加えて、非線形の復元力特性を考慮することによる履歴減衰が含まれることになる。したがって、弾塑性地震応答解析を実施する場合にも、線形系で用いた比例減衰をそのまま仮定すると、減衰性能を大きめに評価する可能性がある。

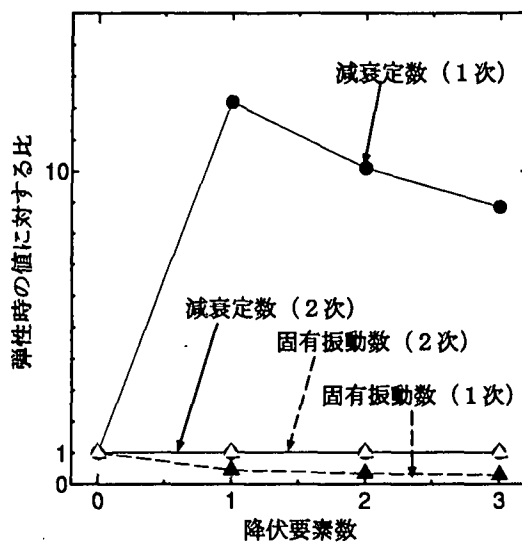
さらに、材料非線形を仮定した場合に、初期弾性のばね定数に対して一定の剛性比例型の減衰マトリックスを考慮すると、降伏後の低下したばね定数に対しては、結果的に、減衰定数は大きく見積もられることが予想される。また、降伏前の系に対して定義された質量比例型の減衰マトリックスを考慮した場合についても、降伏後の低下したばね定数により構成される剛性マトリックスを用いると、やはり、系の減衰定数は大きくなると予想される。

そこで、上述で用いた解析モデルに対して、弾性状態において 1 次振動モードに対する減衰定数 1% の質量比例型あるいは剛性比例型の減衰マトリックスを定義する。このようにして定義した減衰マトリックスに対して、橋脚基部付近が塑性化した場合を考えて、橋脚基部付近の回転ばねのばね定数のみを初期弾性状態のばね定数の 0.03 倍として剛性マトリックスを構成し、これを用いた場合の減衰性能を検討した。なお、この減衰マトリックスは、剛性マトリックスが変化したことから結果的に非比例減衰マトリックスとなるので、弾性状態の非減衰時のモードマトリックスによって対角化することはできない。したがって、モード減衰定数などを算定するためには、この場合も複素固有値解析を適用する必要がある。

図 5.2.4 には、橋脚基部付近の降伏要素数と 1 次、2 次振動モードの減衰定数および固有振動数の変化の様子を示している。縦軸はすべての要素が弾性の場合の減衰定数および固有振動数で無次元化した減衰定数および固有振動数を、横軸は橋脚基部から順番に降伏する要素数を表している。図 5.2.4(a) に示す質量比例型減衰マトリックスを用いた場合には、1 次振動モードについては、降伏要素数が多くなるにつれて、減衰定数は大きくなり、対応する固有振動数は小さくなることわかる。一方、図 5.2.4(b) に示す剛性比例型減衰マトリックスを用いた場合の 1 次振動モー



(a) 質量比例型



(b) 剛性比例型

図 5.2.4 振動数および減衰定数の変化

ドの減衰定数では、橋脚基部の1要素のみが降伏した場合に、減衰定数は非常に大きくなり、さらに、降伏要素数が増えると、逆に減衰定数は低下してくる傾向が認められる。これに対して、どちらの比例減衰マトリックスを用いた場合にも、基礎の水平運動が卓越する2次振動モードの減衰定数および固有振動数はほとんど変化しない。ここには結果を示していないが、レーリー型減衰マトリックスを用いた場合の結果は剛性比例型減衰マトリックスを用いた場合の結果とほぼ同様の傾向を示した。

ただし、弾塑性地震応答解析においては、降伏した要素がそのまま降伏しつづけるわけではなく、荷重と除荷を繰り返すことから、地震動の作用時間における平均的な系の減衰定数は、弾性時の値よりは大きくなるものの、図 5.2.4 に示す降伏時の値ほどは大きくならないものと予想される。

以上のように、弾塑性地震応答解析に際して構造物の一部が塑性化した場合、履歴減衰が生じるとともに、初期弾性状態において仮定する減衰のタイプによっては、系に大きな粘性減衰を仮定したこととなるため注意を払う必要がある。したがって、弾塑性地震応答解析を行う場合には、材料非線形などによる減衰は、非線形の復元力特性を与えることによって考慮し、それ以外の減衰性能を与えるための比例減衰には、小さめの値を設定するなどの考慮が必要である。

5.2.5 まとめ

本稿では、基礎地盤の相互作用を簡易に考慮した単柱式鋼製橋脚を対象とし、一般的な比例減衰の設定法について説明した。また、実際的なプロポーシオンを有する構造系を対象として、各比例減衰マトリックスを有する系の減衰性能の比較例を示した。この中では、基礎地盤部をフーチング部と地盤ばねからなる1自由度系と見なし減衰定数を規定した場合も同時に比較している。さらに、これらの比例減衰を有する構造系について、橋脚部の塑性化が系の粘性減衰による減衰性能を増大させることを複素固有値解析の結果より示した。

5.3 鋼製橋脚

発生する確率は低いが極めて大きな地震動に対して、鋼製橋脚の損傷を許容した機能保持型の耐震設計[日本道路協会, 1996a]を行う場合、地震荷重下での動的な終局挙動を予測することが必要である。このような挙動を予測するには、一般には幾何学的非線形性や材料的非線形性を考慮した動的解析を実施する必要がある。鋼製橋脚のモデルとしては、板・シェル要素、はり要素を用いた有限要素モデルに基づくものと、マクロ的な復元力モデルを用いた1自由度系のモデル等が用いられているが、各モデルによりその適用限界や精度が異なっており、目的に応じた適切な選択をしなければならない。さらに、このような解析で重要なのは繰り返し荷重下の材料構成則モデルの選択であり、これによっても解析結果が大きな影響を受ける。本章では、鋼製橋脚の静的繰り返しおよび動的解析に用いられる構成則モデルや橋脚の各種モデルについてその現状を説明する。

5.3.1 鋼材の繰り返し荷重下の材料構成則

静的荷重下の鋼材の構成則については4.4に述べられているので、ここでは、繰り返し荷重下の構成則について詳しく述べる。シェル要素やはり要素を用いた複合非線形解析において、幾何学的非線形性の扱いについては、数多くの研究の蓄積があり、商用ソフトにおいても実用化がなされている。この解析で、主として問題になるのは材料的非線形性の扱い、すなわち、繰り返し塑性を考慮した鋼材の材料構成則の扱いであり、これにより解析結果は大きな影響を受ける。現在のところ、通常非線形汎用コードで利用可能な材料構成則は、J2流れ則の枠内での単純な等方硬化や、移動硬化を考慮したものである[高久ら, 1996], [中川ら, 1996], [安波ら, 1996], [大田ら, 1997]。等方硬化則と移動硬化則による鋼材の一軸応力-ひずみ関係を示すと図5.3.1のようになる。歴史的に、最初に提案された硬化則は等方硬化則である。この等方硬化則では塑性化が起こった後も降伏曲面の中心は移動せず、硬化に従い降伏曲面(弾性域)が広がる。単調荷重では、等方硬化則で十分な結果が得られるが、降伏→硬化後、除荷→逆方向荷重が生ずる場合、バウシinger効果が生ずる鋼材では逆方向での降伏応力を過大評価する。このような、等方硬化則を改良する目的で提案されたのが移動硬化則ではである。移動硬化則では、塑性化が生じた後、硬化に従い降伏曲面は大きさが変化せず中心が移動する。したがって、降伏→硬化後、除荷し逆方向で再降伏する場合、降伏応力が減少するバウシinger効果を近似的に表現することができる。しかしながら、塑性化が繰り返して何回も生ずる場合には弾性域の変化、硬化係数の変化などが複雑に生じ、単純な等方硬化則や移動硬化則またこれらを組み合わせた混合硬化則では鋼材の繰り返し塑性の特性を十分に反映することができない。

このような従来の構成則を改良し、鋼の繰り返し塑性の特性を現象学的に考慮したものとして、多曲面モデル[皆川, 1988], 修正2曲面モデル[Shen et al., 1993], 3曲面モデル[後藤ら, 1998a], 単調荷重曲線によるモデル[西村ら, 1995]などが提案されている。多曲面モデル、修正2曲面モデル、単調荷重曲線によるモデルでは鋼材の一軸の繰り返し荷重実験をもとにパラメータが設定されている。一方、3曲面モデルはこのような一軸の繰り返し実験に加え、一軸実験が難しい大ひずみ領域では鋼製橋脚の繰り返し荷重実験[建設省土木研究所, 1997a,b]とのキャリブレーションによりパラメータの同定がなされ、また簡易化を図るためパラメータ数を極力減らしている。修正2曲面モデルと3曲面モデルについて

は商用非線形汎用ソフトABAQUS[ABAQUS, 1997]のuser subroutineとして組み込まれ、シェル要素を用いた鋼製橋脚の解析に適用されている。その結果、既存の構成則を用いた場合に比べ、鋼製橋脚の静的繰返し実験[建設省土木研究所,1997]を精度良く解析できることが示されている[葛ら, 1998] [後藤ら, 1998a]。3曲面モデルについては時刻歴応答解析ABAQUS[ABAQUS, 1997]への適用もなされている。

構成則の影響は繰返しにより蓄積される塑性ひずみが大きいほど、また鋼製橋脚内での塑性領域が大きいほど顕著になる。鋼製橋脚の静的繰返し実験結果との比較では両振り振幅が小さい範囲では、各構成則による差は小さいが、振幅が大きくなり、塑性化が進展すると履歴ループの形状、履歴ループの包絡線の劣化形状、局部座屈モードに差が現れてくる。このような領域では既存の構成則に比べ、修正2曲面モデルや3曲面モデルを用いた解析結果が実験結果をより正確に再現している[葛ら, 1998] [後藤ら, 1998a]。なお、既存の構成則の中では移動硬化則を用いた場合が比較的精度がよい。

地震波を用いた動的解析における構成則の比較は必ずしも多くない。兵庫県南部地震で損傷を受けた鋼製橋脚の実地震波による動的解析では、最大応答変位が生ずるまでに鋼製橋脚が受ける塑性履歴は静的繰返し実験に比べるとかなり少なく最大応答変位に及ぼす構成則の影響はほとんど現れないことが報告されている[後藤ら, 1998a]。

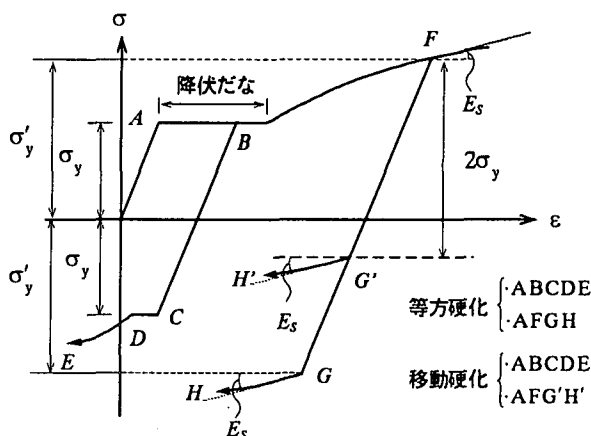
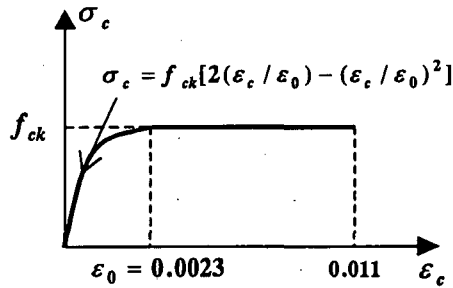


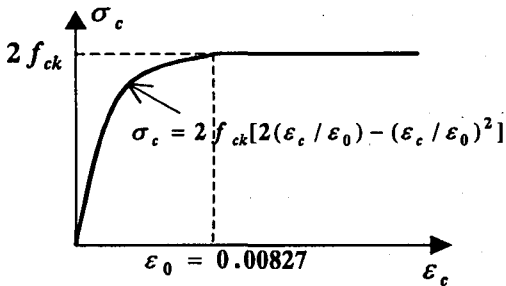
図 5.3.1 鋼材の等方硬化則と移動硬化則

5.3.2 コンクリートの材料構成則

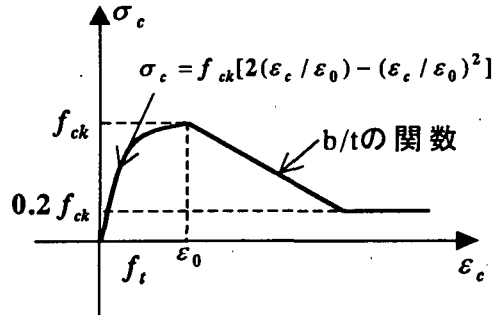
コンクリートを充填した鋼製橋脚の解析にシェル要素と3次元コンクリート要素を用い充填コンクリートの拘束効果を連成解析により考慮するのがより厳密であるが、鋼とコンクリート界面の接触問題の扱いやひび割れを生ずるコンクリート要素の導入による数値解析の安定性低下の問題など多くの困難な問題があり、十分に実用化されていないのが現状である。したがって、ここでは、コンクリートを充填した鋼製橋脚を対象に、はり要素を用いたファイバーモデルによる解析に用いられるコンクリートの構成則に限定して説明する。このような解析の場合、鋼管または鋼板の拘束効果を考慮した充填コンクリートの等価な応力-ひずみ関係を用いることが肝心である。ただ、はりでは鋼板と充填コンクリートの連成解析により拘束力を算定できないので、コンクリートの一軸の応力-ひずみ関係に近似的に考慮する。拘束効果は断面形状などの構造パラメータに依存するが、円形断



(a) 新技術報告書[1996]



(b) 道示[1995]



(c) 渡辺ら[2000]

図 5.3.2 充填コンクリートの応力-ひずみ関係

面より箱形断面の方が小さいとよく知られている。円形断面については多くの研究がある [唐ら, 1996] もの, その他の断面についてはこの種の研究はまだ少なく, 拘束効果を正確に考慮した充填コンクリートの構成則の開発が必要である。

現在, 提案されているコンクリートの応力-ひずみ関係として, 1) 新技術小委員会と与えられているもの [鋼構造新技術小委員会, 1996], 2) 道路橋示方書で示されているもの [日本道路協会, 1996b], 及び 3) 渡辺らによる提案構成則 [渡辺ら, 1998, 2000] などがある。この内, 新技術小委員会の構成則は, 図 5.3.2(a) に示すように, 引張強度を無視し, 圧縮側は圧縮強度 (f_{ck}) に達してからも強度劣化しないものとしている。ただし, ひずみが 1.1% に達したらコンクリートが破壊すると仮定している。その妥当性が数多くのコンクリート部分充填鋼製橋脚モデルの繰返し載荷実験によって検証されている [葛西ら, 1997] [宇佐美, 1998] [宇佐美ら, 1998]。また, このモデルを元に除荷および再載荷剛性を初期剛性として与えたモデルによるコンクリート部分充填鋼製橋脚の地震応答解析の結果とハイブリッド実験結果との比較に関する研究がある [前野ら, 2000]。一方, 道示で提示した充填コンクリートの応力-ひずみ関係では, 拘束効果による見かけの圧縮強度は一律に一軸圧縮強度 f_{ck} の 2 倍を仮定している (図 5.3.2(b) を参照)。このモデルは復旧仕様モデル [日本道路協会, 1995] を準用した形になっているが, 復旧仕様モデルではコンクリートの終局ひずみを 0.6% としているのに対して道示モデルではこれに関する規定がないので, 鋼材の終局ひずみを 5% とすることによってコンクリート充填部の終局状態を判定するとしている。第 4 章, Appendix 4.2 で示したように, 新技術報告書のコンクリートモデルを用いた箱形断面橋脚の Pushover 解析から得られた耐力と塑性率は実験結果とよく一致している。一方, 道示のコンクリートモデルを用いた場合, 耐力と塑性率を概ね予測できるものの, 耐力を小さく, 塑性率を大きく評価する傾向がある。また, この道

示モデルをコンクリート充填円形鋼管柱に適用した唐ら[1998]の研究では、計算値が耐力と塑性率ともに実験値を大きく上まわり、過大に危険側の評価を与えることが指摘されている。ただし、解析に用いる鋼材の応力-ひずみを見ると、新技術報告書では引張側と圧縮側ともにひずみ硬化を考慮したものをを用いているのに対して、道示では引張側鋼材と圧縮側鋼材の応力-ひずみ関係を、それぞれ完全弾塑性型と局部座屈を考慮した軟化型（横軸上の10%ひずみ点と降伏点を直線で結んだもの）と仮定している。したがって、このような解析においてはコンクリートと鋼材の応力-ひずみ曲線の適切な組み合わせが重要である。さらに、渡辺らのモデルでは、図 5.3.2(c)に示すように、引張強度を無視し、圧縮側は圧縮強度までを放物線で、その後は圧縮強度の20%で定義した残留強度に至るまでの軟化領域を直線で近似したものである(Appendix 5.1 参照)。圧縮強度および圧縮軟化勾配は箱形断面充填柱の実験から求め、鋼断面の幅厚比の関数で表している。このモデルを適用したコンクリート部分充填鋼製橋脚の繰り返し解析および地震応答解析に関する研究成果が出されている[渡辺ら, 1998, 2000]。ただし、軟化挙動を有する応力-ひずみ関係を用いた解析で解が要素分割に依存するので、注意を払う必要がある。

5.3.3 橋脚のモデル化

1) はり要素モデル

a) はり要素の種類

局部座屈の影響が小さい範囲では、断面不変、平面保持の仮定を導入したはり要素による複合非線形解析が可能である。はり要素では局部座屈の影響は基本的には考慮できないが、後述する板・シェル要素を用いた場合に比べ、計算容量・時間を大幅に短縮することができる。また、はり要素モデルは汎用性を有している。設計では局部座屈変形が進展しこの影響が大きく現れる状態まで考える必要がないことから、実務での使用に最も適したものであると考えられる。

はり要素のうち、もっとも一般的なものが、断面の平面保持と変形後の軸線との直角保持を仮定した Bernoulli-Euler はり要素であり、保有水平耐力法[鋼構造新技術小委員会, 1996]などにおける解析手法として広く用いられている。鋼製橋脚では細長比が小さい場合も多く、このような場合には Bernoulli-Euler はり要素の精度が低下するので、断面の平面保持のもとで一樣な曲げせん断変形を考慮した Timoshenko はり要素も用いられている[Li et al., 1998]。3次元解析ではねじりの影響も考えなければならない。3次元はり要素としてはそりねじりを考慮した薄肉梁理論がはり理論の枠内ではもっとも厳密と思われるが、その定式化が複雑であるので用いられることは少ない。鋼製橋脚の断面形状は円形や正方形に近い矩形断面であるので、その影響が小さい場合が多く、St. Venant のねじりのみを考慮した Bernoulli-Euler はり要素や Timoshenko はり要素[Li et al., 1998]が主に用いられる。

b) 材料的非線形性の考慮方法

はり要素を用いた場合の材料的非線形の扱いは大別して2つの方法が用いられている。一つの方法としては、はりの弾塑性有限要素解析で通常用いられるファイバーモデルを用いた塑性領域理論である。この方法は商用の汎用プログラムで多く用いられている解析法

ではり要素をファイバーの束としてとらえ、Bernoulli-Eulerはり要素では各ファイバーに一軸の応力・ひずみ関係を考慮するものである[鋼構造新技術小委員会, 1996]. Timoshenkoはり要素やねじりを考慮した3次元はり要素では塑性変形挙動に直応力とせん断応力の連成を考えねばならない[Li et al., 1998]が、一般の商用プログラムでは、上記の応力成分の連成が考慮されていない場合もあるので注意が必要である。このような場合、材料的非線形性は直応力と直ひずみの関係にのみ考慮されている場合が多く剪断変形に関しては弾性と仮定している。はりモデルの場合、局部座屈の影響が大きく現れない領域で用いるべきであり、この限界値についてはひずみに関して示されている[鋼構造新技術小委員会, 1996].

本来、局部座屈の影響を考慮できないファイバーモデルに局部座屈の影響を軟化型の応力-ひずみ関係として近似的に考慮したモデルも提案されている[崎元ら, 1997][小澤ら, 1999][渡辺ら, 2000]. これは、一定長の部材または構成板が単調圧縮または圧縮-引張の繰り返し力を受ける場合を板・シェル要素を用いて解析し、局部座屈の影響を含んだ等価な平均応力-平均ひずみ関係を求め、幅厚比などの陽な関数として定義したものを、応力-ひずみレベルの復元力モデルとしてファイバーに導入する方法である(Appendix 5.1参照). このようにすると、板・シェル要素を用いずに局部座屈による強度劣化を考慮した解析が近似的に可能となることが実験との比較によっても明らかにされている。しかしながら、局部座屈を考慮した平均応力-平均ひずみ関係は劣化域(負勾配)を含む軟化型の構成則となるので、解の有限要素メッシュ分割への依存性の問題や解の一意性が保証されない問題が出てくる。実用化に向けてさらなる検討が望まれる。

いま1つの方法は断面力構成関係に基づくもので、いわゆる $M-\Phi$ モデル[寺山ら, 1998], [村越ら, 1998], [田嶋ら, 1998]と呼ばれているものである。この場合、軸力変動のない平面はり要素の場合は定式化が簡単で、ファイバーモデルに比べ、計算時間も短縮ができる。その結果、単柱式橋脚の非線形動的解析では $M-\Phi$ モデルがよく用いられている。しかしながら、ラーメン橋脚などの軸力変動がある場合や、せん断変形がある場合、さらにねじりが関与する3次元はり要素へ適用する場合は、正確に扱おうとすると非常に複雑になる。

2) 1自由度系モデル

単柱式の橋脚は1自由度のばね・マス系としてのモデル化が近似的に可能である。このモデルは簡便なこともあり、実務における動的解析のモデルとしては最も多く用いられている。1自由度系モデルの場合、材料的非線形性や局部座屈、 $P-\Delta$ 効果などの幾何学的非線形性はすべてばねの材料的非線形特性として復元力モデルに考慮される。鋼製橋脚を対象に実際に用いられている復元力モデルは、移動硬化型バイリニアモデル[日本道路協会, 1996a]や、劣化勾配も考慮したトリリニアの2パラメータモデル[鈴木ら, 1996]や Damage Index モデル[金田一ら, 1998]などが提案されている。1自由度系モデルの精度は、復元力モデルの精度に依存するため、いかに履歴挙動を正確にモデル化するかが重要である。このモデルの問題点としては、1自由度系であるため、単柱式の橋脚でも鉛直振動の影響は考慮することが難しいこと。さらに、3次元問題や、ラーメン橋脚などの多自由度系橋脚には適用できないことである。ただし、多自由度系構造物でもモード解析し、

支配的な一つのモードに対して近似的に等価な一自由度系に置換することは可能である。このような手法により、多自由度系の弾塑性応答を求める方法が Appendix 4.3 に述べられている。

3) 板・シェル要素モデル

鋼製橋脚は薄板要素から成り立っており、その耐震性を支配する一つの大きな要因は構成板要素の局部座屈挙動である。このような挙動を予測するためには板・シェル要素を用いた材料的非線形性と幾何学的非線形性を考慮した複合非線形解析が最も直接的な解析法である。とくに、局部座屈後の繰り返し塑性挙動を解析するには有限ひずみ・有限変位解析が必要になる。従来、板・シェル要素を用いた複合非線形解析は計算機能力から非常に困難な問題と考えられてきたが、近年、計算機能力の飛躍的な向上、非線形汎用コードの開発などで、比較的容易に解析できる環境が整ってきた [桜井, 1996], [中村, 1996], [高久ら, 1996], [中川ら, 1996], [安波ら, 1996], [大田ら, 1997], [葛ら, 1997a,b, 1998], [後藤ら, 1998a], [Goto et al., 1998]。このため、実務分野でも高価な静的繰り返し実験のかわり板・シェル要素を用いた複合非線形解析によりその挙動予測が行われるようになってきた。しかしながら、時刻歴応答解析を行うには、いまだに多くの計算時間を必要とするため、研究レベルでの 2,3 の解析 [中村, 1996], [後藤ら, 1998a] がみられるだけで、実務への導入には至っていない。板・シェル要素を用いた有限要素解析では局部座屈やひずみの集中化現象を解析するので収束解が得られる要素分割に対してより注意深い検討が必要である。

コンクリート充填鋼製橋脚も原理的には板・シェル要素とコンクリート要素を用いることにより解析できる。しかしながら、この解析では先に述べたコンクリートの構成則の問題とともに、鋼とコンクリートの接触問題として扱う上での数値解析の安定性や収束性の問題など、実用化するためにはいまだ多くの解決すべき点が残されている。

なお、板・シェルモデルの解析で、主として問題になるのは材料的非線形性の扱い、すなわち、繰り返し塑性を考慮した鋼材の材料構成則の扱いであることを鋼材の構成則のところでも述べたが、汎用コードの場合、組み込まれている構成則以外のものを user subroutine として用いることができるものはかなり限られている。また、材料構成則は有限ひずみ・有限変位解析の場合、真応力と対数ひずみの関係として与える場合が多い。このとき、鋼材の実験で通常提供される公称応力と工学ひずみの関係から変換する必要があることに留意すべきである。いずれにしても、このモデルを利用するためには高度な知識と経験が必要であり、現状では研究用のモデルである。

5.3.4 まとめ

鋼製橋脚に限定しても、地震時終局挙動を予測するための構造モデルとして、板・シェルモデル、はりモデル、1自由度系モデル等がある。さらにこれらのモデルに用いる材料構成則や復元力モデルも複数提示されているので、構造モデルと材料モデルの組み合わせを考えるとかなり多くの解析モデルが可能となる。それぞれの解析モデルは適用範囲が明らかに異なっており、これらを十分理解した上で適用しなければ鋼製橋脚の終局挙動を正確に予測することはできない。たとえば、本来なら局部座屈現象を解析できる板・シェル

モデルを用いても適切な材料構成則を用いなければ、はりモデルより予測精度が低下する場合もあり得る。このような各種解析モデルの適用範囲は構造パラメータや変位量などで規定される解析範囲により定量的に設定するのが望ましいが、現状では非線形解析の計算例が十分でなく、ここでは定性的な記述にとどまっている。今後、非線形解析例を蓄積することにより実務者が容易に判断できる定量的な適用基準を設定することが重要であろう。

耐震設計用の解析法としては、解析手続きの簡便性とある程度の精度が要求される。板・シェルモデルでは繰り返し塑性の構成則を用いれば鋼製橋脚の繰り返し荷重下の局部座屈挙動をかなりの精度で予測することが可能であるが、現状の計算機能力では通常の設計業務での適用は難しい。単柱式橋脚では材料的非線形性や局部座屈、幾何学的非線形性を復元力モデルに考慮された1自由度系モデルが簡単で精度の良い解析が可能であり、耐震設計に最も多く用いられている。現在議論のあるのがラーメン橋脚などの多自由度系橋脚の耐震解析法である。設計では局部座屈の影響が大きく現れる状態まで考える必要がないことから汎用性のあるはりモデルを用いることにおいては合意が得られているが、材料的非線形性を考慮する手法としてファイバーモデルを用いるか $M-\Phi$ モデルを用いるかにおいては意見が分かれている。多自由度系では水平地震動のみ受ける場合でも、部材の軸力変動を生ずることも多く、 $M-\Phi$ モデルでは軸力変動の影響を考えたいわゆる $N-M-\Phi$ モデルを用いる必要がある。この場合、 $N-M-\Phi$ モデルに所定の精度を確保するためには単柱の $M-\Phi$ モデルに較べ復元力モデルがかなり複雑になることは避けられない。むしろ、材料に関する一軸の応力-ひずみ関係のみ設定すればよいファイバーモデルを用いる方が容易である。ファイバーモデルでは、有限要素分割を行う必要があることと計算量が多いという理由で実務において敬遠されることもあるが、平面解析のレベルであれば、非常に複雑な構造物を除き計算量はあまり問題にならない。要素分割については、解の収束性を勘案して決定しなければならないが、基本的には有限要素法解析と同様である。本報告書の5.6ベンチマークと解析例で多くの計算モデルと数値解を提供し、その要素分割法についてもある程度説明しているので、参考になるものとする。今後の計算機環境を考慮すると、汎用性のあるファイバーモデルの適用が得策であろう。

5.4 鋼製橋脚アンカー部

5.4.1 アンカー部の構造

アンカー部は橋脚躯体をフーチングに定着するための重要な構造であり、橋脚の耐震性に大きな影響を与える。鋼製橋脚のアンカー部構造としては、ベースプレート、アンカービーム、アンカーボルトから成り立っているアンカーフレーム方式[首都高速道路公団, 1992a,b], [阪神高速道路公団, 1990]とアンカーボルトに異形棒鋼を用いた直接定着方式[前野ら, 1993]とがあるが、ここでは最も多く用いられているアンカーフレーム方式について述べる。

アンカーフレーム方式として現在多く用いられているものは図 5.4.1 に示す杭方式と鉄筋コンクリート方式(以下 RC 方式)に分けることができる。

杭方式の場合、コンクリートフーチング内に上下2つのアンカービームが埋め込まれている。脚ベース部の引張り力はアンカーボルトを介して下アンカービームに伝達される。一方、圧縮力はフーチングコンクリートがベースプレートからの支圧力に抵抗しないもの

と仮定しているため、すべてアンカーボルトにより上アンカービームに伝達される構造として設計されている。しかしながら、ベースプレート下にモルタルが充填されている場合、実際にはベースプレートからの支圧によっても圧縮力がフーチングに伝達される。

RC方式では、引張り力は杭方式と同様、アンカーボルトにより下アンカービームに伝達される構造である。一方、圧縮力については、設計では上アンカービームがないとして、鋼製橋脚のベースプレートからすべて支圧によりフーチングコンクリートに伝達されるものと考えている。この構造の場合にも、仮設用の簡易な上アンカービームがあったり、上下ベースプレート間にモルタルが充填されることからアンカーボルトのねじ部が橋脚ベース部に固定されている場合も多い。以上から、ベースプレートからの圧縮力の一部はアンカーボルトにも直接伝達されるものと考えられる。

5.4.2 震度法レベルでのモデル化

震度法レベルでのアンカーボルト軸力、ベース下モルタルの支圧応力の算定法〔首都高速道路公団 1992a,b〕,〔阪神高速道路公団 1990〕としては、いずれの場合も損傷が生じないことを前提に、等価な梁（平面保持、直角保持の仮定）への置換と弾性解析を基本としている。杭方式ではベース下コンクリートを無視して、アンカーボルトの引張り圧縮

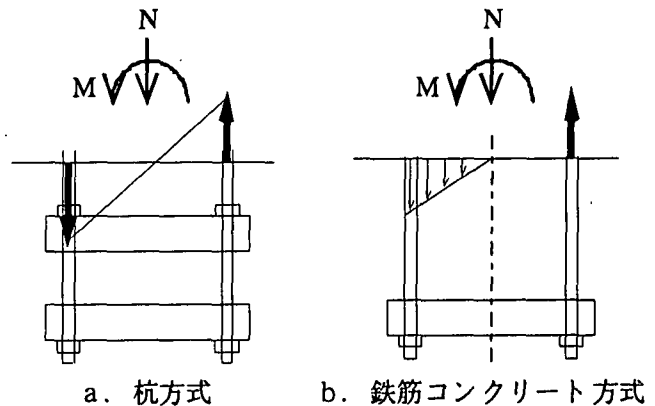


図 5.4.1 定着部の応力分布

剛性を考慮しており、「杭モデル」と呼ばれる。また、RC方式ではベース下コンクリートの圧縮剛性とアンカーボルトの引張り剛性を考慮した「RC単鉄筋モデル」が用いられる。この結果得られる応力分布は図 5.4.1 のようになる。さらに、アンカー部に作用するせん断力は各アンカーボルトに均等に分担されるものと考えられている。これらのモデルはレベル 1（震度法レベル）の地震動に対する照査、あるいはレベル 2（道示のタイプ I、タイプ II に対応）でもアンカー部に損傷が生じない場合には用いることができる。ただ、このような現行の設計モデルは先に述べたように実構造とかなり異なる場合もあり、弾性範囲内の挙動においても無視できない差が生ずることが実験においても確認されている〔後藤ら, 1995, 1996〕。アンカー部の施工方法により、アンカーボルト引張り圧縮剛性ならびにベース下コンクリートの圧縮剛性を考慮したいわゆる「RC複鉄筋モデル」の方がより精度の良い場合も考えられる。なお、以上述べた従来の「等価梁モデル」ではアンカーボルト軸力、ベース下モルタルの支圧応力の算定が目的であるため、何らかの仮定を導入しなければ、アンカー部の相対回転量を算定できない。より汎用性があり、アンカー部の相対回転量も算定できる精度がよいモデルとして、Component method によるもの〔後藤ら, 1996〕が挙げられる。このモデルは杭方式のように圧縮力と引張り力を受ける場合によりアンカーボルトの有効長が異なる場合も容易に考慮できる上、弾性状態から終局状態まで一貫して扱える。モデルの詳細については、次のアンカー部の終局挙動を考慮したモデルのところで述べる。

5.4.3 アンカー部の終局挙動を考慮した地震時保有水平耐力法に用いるモデル

レベル2の地震動に対してアンカー部の損傷が予測される場合、耐震解析ではアンカー部の終局挙動を予測するモデルが必要になる。ここでは、2種類のモデルについて説明する。

1) Component method によるモデル

定着部の弾性状態から終局状態まで一貫して扱えるより汎用性のあるアンカー部のモデルとして、Component method によるモデル[後藤ら, 1996]が提案されている。このモデルでは、アンカーボルト、ベースプレート、フーチングコンクリートを独立な構成要素としてモデル化したもので、設計上の仮定の他に 5.4.1 で述べた実状も考慮することができる。震度法レベルのところで述べた等価梁型モデルである「杭モデル」、「RC 単鉄筋モデル」、「RC 複鉄筋モデル」に対応する Component method によるモデルの仮定を表 5.4.1 に示す。過去の実験によると、フーチング縁端までのアンカービームの距離が少ない場合[後藤ら, 1998b]を除いて、アンカービームの剛性・耐力は十分な場合が多く、また、鋼脚柱の上下ベースプレートの剛性・耐力も十分と考えられる。したがって、簡単のため、アンカービーム、上下ベースプレートは剛体と仮定し、アンカーボルト、ならびにフーチングコンクリートの材料非線形挙動のみを考慮している。

3種類の定着部モデルの杭方式ならびに RC 方式の定着部への適用方法を以下に述べる。

杭方式へ適用するための定着部モデルは杭モデルと複鉄筋モデルである。このとき下ベースプレートとフーチング間にモルタルが十分充填されているときには複鉄筋モデルを、またモルタルが充填されていない場合は杭モデルを適用する。

一方、RC 方式へ適用するためのモデルは単鉄筋モデルと複鉄筋モデルである。この場合、図 5.4.2 のようにアンカーボルトがベース部に上下からナットで固定されている場合や上下ベースプレート間にモルタルが充填されアンカーボルトのねじ部が十分な付着によりベース部に固定されている場合は複鉄筋モデルが適用できる。ただし、付着による圧縮力の伝達は必ずしも確実性のあるものではないため複鉄筋モデルを適用する場合にはこの点に注意する必要がある。ベース部が上部からのみナットでアンカーボルトへ締結されかつ上下ベースプレート間にモルタルが充填されていない場合は単鉄筋モデルを適用する。高さ調整用にベース部にアンカーボルト数本がベース部に固定される場合には対応するアンカーボルトのみ複鉄筋モデルとする。このように、Component method では、アンカーボルト一本ずつに対して異なったモデル化が可能であることも特長の一つである。

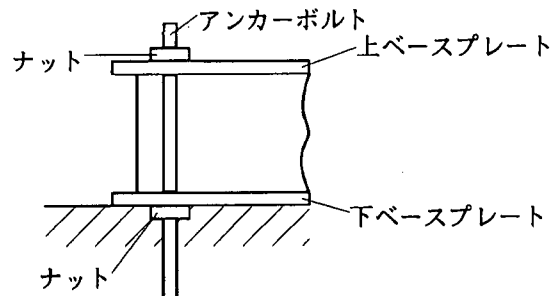


図 5.4.2 上下のナットによる
ベース部のアンカーボルトへの固定

以上のような、杭方式と RC 方式のアンカー部へ表 5.4.1 に示す定着部モデルを適用した結果を図 5.4.3 に図示する。図 5.4.3 に示すアンカーボルトの有効長はフーチングコンクリートとアンカーボルト間に付着がない場合の有効長で、アンカーボルトの固定点間距離に対応している。この場合、杭方式ではアンカーボルトの引張に対しては下アンカービーム

で、圧縮に対しては上アンカービームで固定されるため、アンカーボルトの有効長は圧縮と引張に応じて異なっている。また、RC方式に用いる複鉄筋モデルにおいても、アンカーボルト有効長は圧縮、引張りにより異なっている。すなわち、圧縮力は上下ベースプレート間の付着でアンカーボルトに伝達され、フーチングへの伝達は、アンカーボルト平行部の付着を無視すると、アンカーボルト先端部のナット取り付け部から支圧でなされる。これより圧縮時の有効長は下ベースプレートと先端部ナット取り付け部の間、引張時の有効長は上ベースプレートとアンカービーム間のそれぞれの長さに対応する。

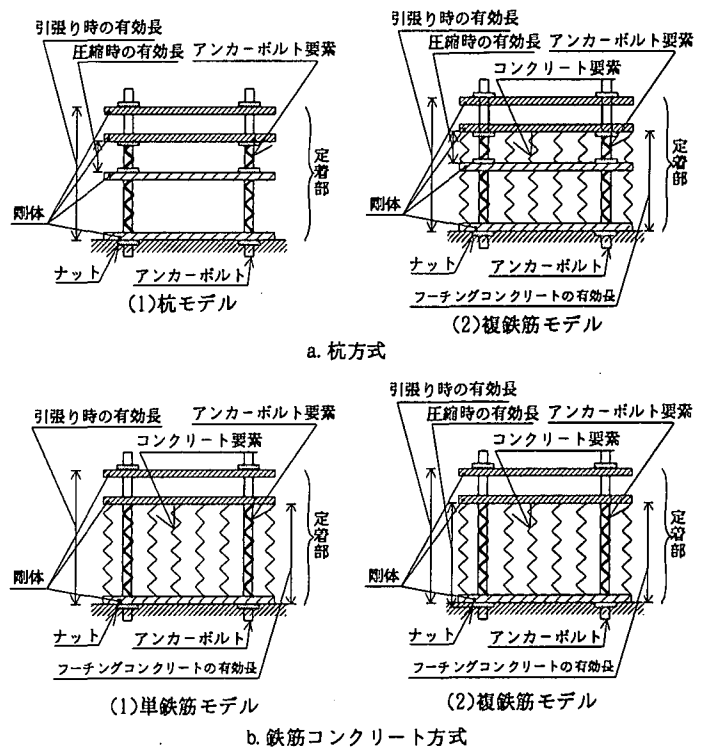


図 5.4.3 Component method における定着部の力学モデル

アンカーボルトとフーチングコンクリートの一軸応力-ひずみ関係はそれぞれ図 5.4.4 に示す指数関数モデルと三次関数モデルを用いる。ここでは、保有水平耐力の照査では初期降伏後の挙動も正確に把握する必要があるため、材料試験の結果をより正確に表現できるように配慮している。アンカーボルトの構成則の材料定数は各材質ごとに表 5.4.2 のように与えられている。なお、アンカーボルトは図 5.4.5 のように、定着用ナットのためねじ切りがしてあり、断面積は一樣ではない。したがって、アンカーボルトのモデル化において断面積の変化を考慮する。この断面積の変化を簡易的に考慮するために等価断面積の考え方も導入されている[後藤ら, 1996]。

Component method の妥当性については実験結果との比較により確認されており、コンクリートフーチングに大きな損傷が生じない限り、アンカーボルトの破断直前までアンカー部の終局挙動全般を比較的精度良く解析できる[後藤ら, 1996] [田嶋ら, 1999a]。

表 5.4.1 Component method のモデル化における仮定

	杭モデル	複鉄筋モデル	単鉄筋モデル
ベースプレート	<ul style="list-style-type: none"> 剛体 ベースプレート中心は水平には変位しない 		
アンカービーム	<ul style="list-style-type: none"> 剛体 変位しない 		
アンカーボルト	<ul style="list-style-type: none"> 軸力のみ伝達する一軸要素 圧縮力、引張力に抵抗 		<ul style="list-style-type: none"> 軸力のみ伝達する一軸要素 引張力のみ抵抗
下ベースプレートからコンクリートフーチングへの支圧	<ul style="list-style-type: none"> 考慮しない 	<ul style="list-style-type: none"> 考慮する フーチングは圧縮力のみ抵抗する一軸要素 	

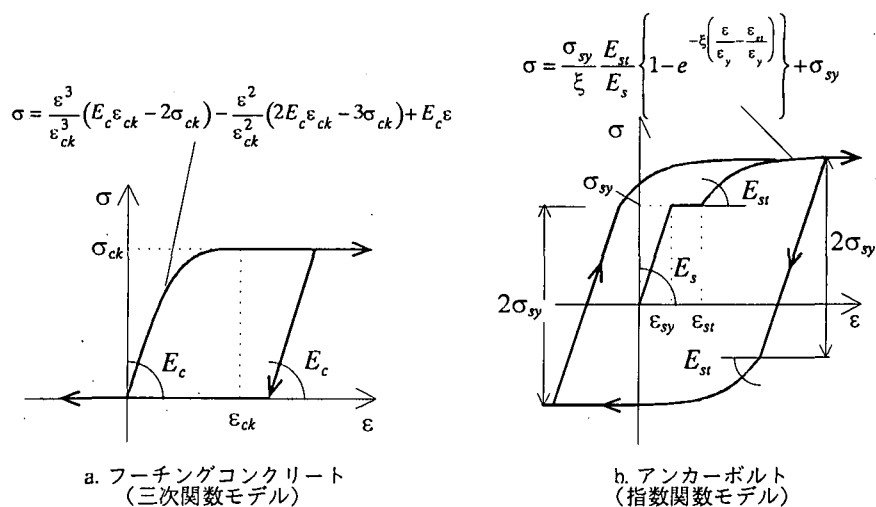


図 5.4.4 材料の応力-ひずみ関係

表 5.4.2 アンカーボルトの材料定数

材質	ξ	E/E_{st}	$\varepsilon_{st}/\varepsilon_{sy}$
SS400	0.06	40	10
S35C	0.06	30	9.5
S45C	0.05	17	4

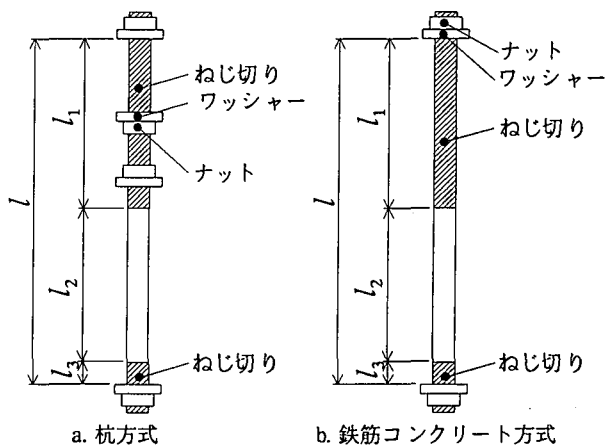


図 5.4.5 アンカーボルト

2) 等価梁モデル

道示 V[日本道路協会, 1996a]では, 地震時保有水平耐力法に用いるモデルとして, 杭方式のアンカー部に対して「RC 複鉄筋モデル」, RC 方式に対しては「RC 単鉄筋モデル」を用い, 鉄筋コンクリートにおける道示 III[日本道路協会, 1996b]の非線形の応力・ひずみ関係を採用することで, 震度法レベルの設計で用いられている従来の「等価梁型モデル」を材料の非線形領域にまで拡張している. ここで, 杭方式のアンカー部に対して「RC 複鉄筋モデル」を用いるのは, 杭方式のアンカー部では一般にベースプレート下にコンクリートが充填されている場合が多く, このような場合には, 終局状態ではベースプレートからの支圧によっても圧縮力がフーチングに伝達されるという事実に基づいている[後藤ら, 1995, 1996]. ただ, このような仮定が満足されない場合には, ベースプレート下にコンクリートを充填するか, あるいは「杭モデル」を用いる必要がある. なお, 先に述べたように, このモデルではアンカー部の相対回転量が直接的には求まらないことと, 杭方式のアンカーボルトのように圧縮と引張りにより固定長の異なる場合を正確に考慮できないなどの問題がある. 矩形断面橋脚を対象に「RC 複鉄筋モデル」の杭方式への適用性[田嶋ら, 1999a]ならびに「RC 単鉄筋モデル」の RC 方式への適用性[迫田ら, 1999]について大型実験により検討している. これによると, 道示 V で提案されているモデルでは, 安全側の

耐力算定が可能となるものの実挙動とかなりかけ離れていること、さらに、等価梁断面の取り方の工夫[田嶋ら, 1999a]や、アンカーボルト鋼材のひずみ硬化の考慮[田嶋ら, 1999a][迫田ら, 1999]、コンクリートフーチングの支圧強度の考慮[迫田ら, 1999]などにより、アンカー部の耐力やモーメント-相対回転角関係($M-\theta$ 関係)の算定の精度が向上することが明らかにされている。

5.4.4 レベル2の地震動による動的解析に用いるアンカー部の復元力モデル

既設の鋼製橋脚などでは橋脚躯体を補強するとアンカー部の相対的な強度・剛性が低下するため、アンカー部が鋼製橋脚の耐震性に大きな影響を与える可能性がある。このような場合、アンカー部と鋼製橋脚躯体との連成を考慮した動的解析により耐震性を照査する必要がある。この解析には、アンカー部の繰り返し荷重下の復元力モデルが必要になる。

アンカー部の復元力モデルとして円形断面のアンカー部の繰り返し載荷実験をもとに、より実験結果を忠実にモデル化した「半実験モデル」と簡易型の「複合型モデル」が杭方式ならびにRC方式のアンカー部に対して提示されている[後藤ら, 1997]。いずれのモデルも定着部の作用モーメントと相対回転角との関係($M-\theta$ 関係)として復元力モデルが表されている。これらのモデルは図5.4.6に示すように、スケルトンカーブと履歴ループを組み合わせて復元力モデルが形成されている。ここで、スケルトンカーブはComponent methodにより解析的に求められる単調載荷時の $M-\theta$ 関係に繰り返しによる劣化を考慮して求められる。履歴ループは「半実験モデル」では繰り返し載荷実験により求められた基準化ループをもとに決定されている。「複合型モデル」は「完全スリップ型モデル」と「最大点指向型モデル」とを複合したもので、複合率は実験結果を基に定められている。鋼製橋脚の非線形動的解析に適用した結果、簡易的な「複合型モデル」でも「半実験モデル」とほぼ同等な結果が得られることが確認されている。以上のモデル化は任意形状のアンカー部に適用可能であるが、実験をもとに決定されたパラメータについては少数の円形断面橋脚のアンカー部の実験をもとに決定されているので、今後データの蓄積によりパラメータの精度の向上が必要である。その後、矩形断面橋脚の杭方式アンカー部について新たに大型模型により繰り返し載荷実験が行われ「半実験モデル」の矩形断面アンカー部に対するパラメータの修正が行われている[田嶋ら, 1999b]。矩形断面のRC方式のアンカー部についても繰り返し載荷実験が行われ、新たな簡易型の復元力モデルの提案も行われている[迫田ら,

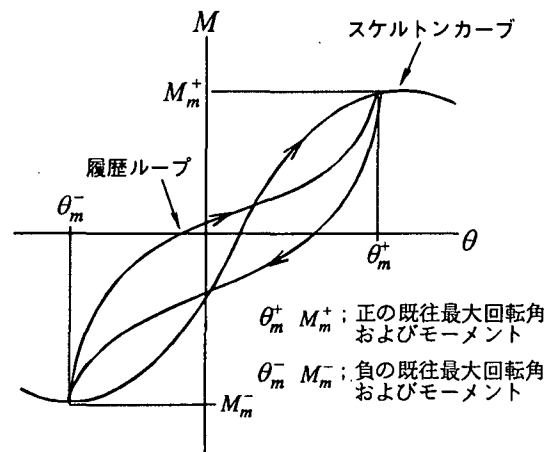


図 5.4.6 半実験モデル

1999]. このモデルもスケルトンカーブと履歴ループを組み合わせて復元力モデルを形成するもので、スケルトンカーブについては「RC単鉄筋モデル」により上記のモデルと同じく解析的に決定される。履歴ループについては実験結果を基にマルチリニア型のモデルを設定している。

アンカー部の復元力モデルを導入した鋼製橋脚の動的解析より、強震時のアンカー部と鋼製橋脚躯体の連成を考慮した挙動特性が明らかにされている[後藤ら, 1998c]。アンカー部の強度・剛性を橋脚躯体に較べ増加させると損傷は橋脚躯体に集中してくる。逆に、アンカー部の強度・剛性を低下させると損傷は橋脚躯体からアンカー部に移っていき、最大応答変位も増加する傾向にあるが、橋脚躯体とアンカー部の強度・剛性がある最適割合になると損傷が橋脚躯体とアンカー部に分散され、最大応答変位と残留変位が最小になることも報告されている。一般に、アンカー部は損傷を受けると補修が難しいため、損傷をさせないように設計するのが現行の耐震設計の基本的な考え方である。しかしながら、アンカーボルトの塑性伸びをナットの再締め付けが可能な範囲に限定するか、アンカーボルトを容易に取り替え可能な構造にすることにより、アンカー部の損傷をある程度許容した設計を行うことで、鋼製橋脚全体の損傷、応答変位や残留変位をさらに少なくすることも可能になると考えられる。

5.4.5 まとめ

兵庫県南部地震以来、アンカー部に関する大型の繰り返し載荷実験も行われているが、アンカー部の終局挙動にはアンカーボルトの他にフーチングコンクリートが関与しかなり複雑なものであり、その力学特性に関する情報は鋼製橋脚躯体に較べ明らかに少ない。現行の設計ではアンカー部を損傷させないように設計するのが基本的な考え方であるため、アンカー部の終局挙動は重要でないような認識もあるが、兵庫県南部地震以前に建設された鋼製橋脚のなかには、橋脚躯体のその後の補強によりレベル2の地震動に対してアンカー部に損傷（塑性化）が生ずるものも多く存在すると思われる。このような既存の鋼製橋脚の地震時挙動を把握するにはアンカー部の終局挙動を考慮することが重要である。さらに、今後、アンカー部の補修が容易な範囲で軽微な損傷を許容する設計法も考えても良いと思われるが、そのときには本節で述べたアンカー部のモデルが重要となる。

今後さらに検討すべき点として、ラーメン橋脚などのように軸力が変動するアンカー部の挙動や3次元的な挙動を明らかにすることが挙げられる。とくに、圧縮軸力が小さい場合や負の軸力が生ずる場合にはアンカー部の固定度が小さくなるので、橋脚におけるアンカー部の挙動がより重要になると考えられる。また、アンカー部はねじ部を持つアンカーボルトの挙動に支配されるので、ねじ底のひずみ集中による破壊や変形能の低下について検討することも重要である。

5.5 高架橋のモデル化

5.5.1 概要

一般に、橋脚は重量の重い上部構造を支持し、大地震時には、大きな水平力を受ける重要な耐震部材であることから、弾塑性域までの耐震挙動を十分に把握しておく必要がある。この立場から、動的応答解析における鋼製橋脚のモデル化については、前節で詳細に述べられている。しかし、高架橋は、図 5.5.1 のように橋脚に加えて、上部構造、支承、基礎などから構成されており、また、隣接径間同士も耐震連結装置などを介して結合されている。したがって、高架橋の大地震時挙動を解析する場合には、必要に応じて、橋脚のみではなく、その他の構造要素も適切に考慮したシステムとして、その大地震時挙動を検討する必要がある。

本稿では、上部構造、支承、基礎・地盤などの影響を考慮した高架橋システムの大地震時挙動を動的応答解析法により検討する観点から、支承、上部構造（桁、床版、壁高欄）、耐震連結装置、桁間衝突現象、基礎地盤の解析モデルについて概説する。地震時の高架橋は、実際には、3次元的な挙動を呈するが、厳密な3次元挙動を解析することができる解析モデルはまだ研究段階にあり、必ずしも確立されたモデルがない。ここでは、まず、直線的な上部構造を有する高架橋の橋軸方向挙動のみを解析する場合の解析モデルを説明し、橋軸直角方向の挙動を含む3次元的な挙動を解析するためのモデルについては、モデル化に際しての留意点を簡単に述べるにとどめる。

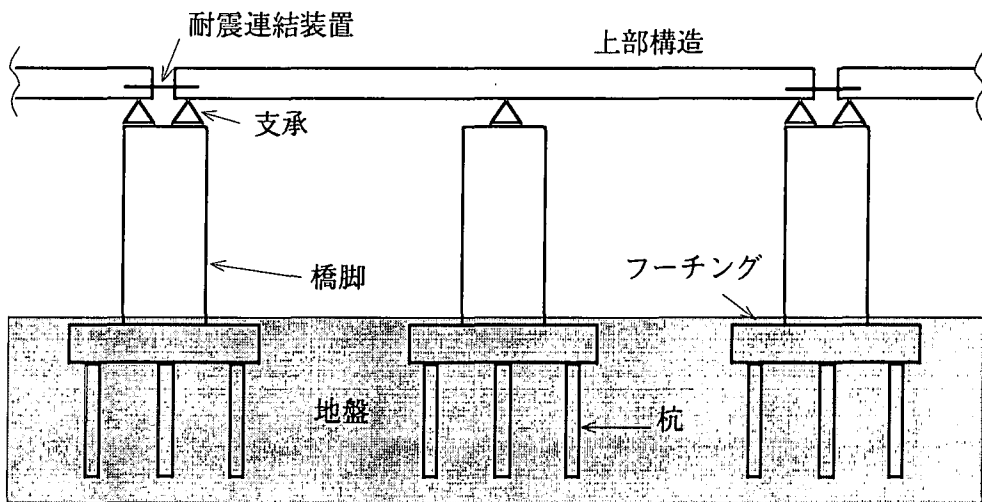


図 5.5.1 高架橋システムの構成

5.5.2 支承

高架橋に用いられる支承は、従来からの鋼製の固定・可動支承のほか、兵庫県南部地震以降では、水平反力分散型のゴム支承や免震支承も積極的に用いられてきている [日本道路協会,1996a]。

高架橋の橋軸方向挙動を解析する場合には、一般に、図 5.5.2 のように各タイプの支承を水平ばねにモデル化する場合が多い。そして、固定支承、可動支承、水平反力分散型のゴム支承などの挙動は、ばねに適切な復元力特性を与えることによって再現することができる。例えば、図 5.5.3 はそのばね定数を調整することにより固定支承や水平反力分散型のゴム支承の復元力特性として用いられ、

耐震連結装置および桁の衝突をモデル化したばね

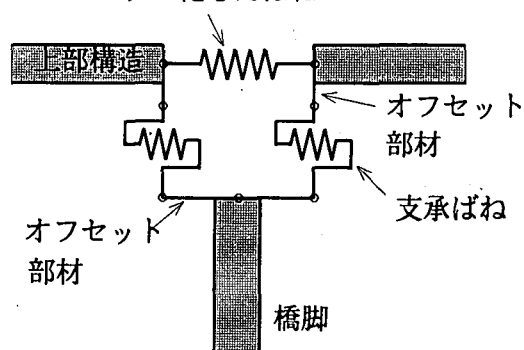


図 5.5.2 高架橋の桁端部付近のモデル化

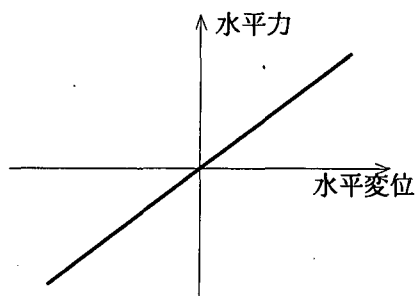


図 5.5.3 ゴム支承モデル

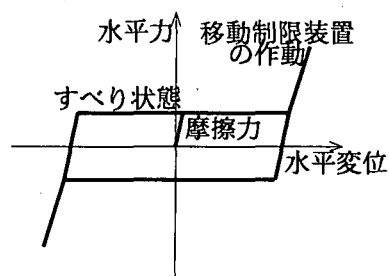


図 5.5.4 鋼製可動支承モデル

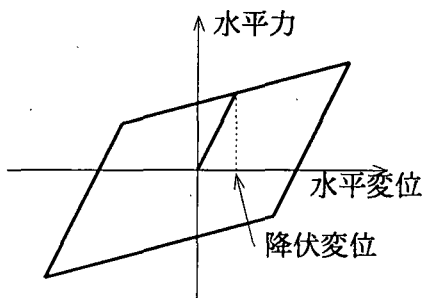


図 5.5.5 免震支承モデル

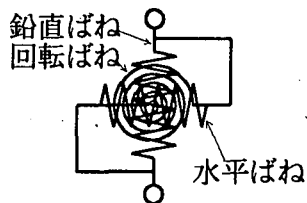


図 5.5.6 支承のばねモデル

図 5.5.4 は可動支承の摩擦や移動制限機構を考慮した復元力特性として用いられる [中島ら,1996]. また、免震支承は、一般的に図 5.5.5 のようなバイリニア型の復元力特性を与えることによってモデル化することができる。さらに、各タイプの支承の移動制限機構や支承の破壊を考慮した非線形の復元力モデルもいくつか提案されている [矢部ら,1997], [家村ら,1998], [梶田ら,1999]. 主桁の本数に合わせて 1 本の橋脚上に複数の支承がある場合においても、高架橋の橋軸方向挙動のみを解析する場合には、複数の支承の特性を合成したばね特性をもつものとしてモデル化するのが一般的である。これらの支承のモデル化においては、復元力特性の各勾配を決めるための根拠に乏しいものもあり、各種支承の復元力特性に関する実験データの蓄積が待たれる [藤野ら,2000]. なお、支承をばねにモデル化する場合には、その鉛直方向の力の伝達やヒンジ構造も、図 5.5.6 のように、鉛直ばね、および回転ばねに適切なばね定数を与えることによっても模擬することがで

きる。しかし、そのばね定数は、高架橋システムの固有振動モードを検討しながら、試行錯誤的に決定されているのが実状である。

これに対して、橋軸直角方向の挙動を含む高架橋の3次元的な挙動を再現するためには、それぞれの方向の挙動をできるだけ忠実に再現する解析モデル [Priestley et al., 1998] を用いる必要があるほか、1本の橋脚上に複数の支承がある場合には、個々の支承の動きに対応する適切なばねの組み合わせからなるモデルを配置する必要がある。しかし、それぞれのばね定数の同定や非線形領域での相互作用などどこまで実現象を再現できるかは、今後の研究課題であると考えられる。

5.5.3 上部構造

高架橋の上部構造は、桁、コンクリート床版などから構成される。一般に、支承を有する高架橋の上部構造は、橋軸方向の地震動の作用に対しては十分剛であり、また、通常は回転拘束されていないので、桁の鉛直たわみ振動などの曲げ挙動が高架橋全体の橋軸方向の耐震挙動に及ぼす影響はあまり大きくないと考えられる。したがって、高架橋システムとして簡易なばね質点系モデルを用いる際には、連続した上部構造を1つの剛体としてモデル化する場合もある。しかし、一般には、上部構造はコンクリート床版を含む断面の重心線を通る1本の骨組部材としてモデル化される場合が多い。ただし、上部構造の桁高の影響を考慮する場合には、図5.5.2に示すように骨組部材と支承の間に十分剛な曲げ剛性をもつ鉛直部材（オフセット部材）が設けられている。

これに対して、橋脚と上部構造を剛結したラーメン高架橋では、橋軸方向の地震動の作用に対しても、上部構造の曲げ剛性が橋脚に作用する断面力に大きく影響し、また、上部構造に生じる断面力も精度よく評価する必要がある。したがって、このようなラーメン高架橋では、床版などの影響も含めて上部構造の断面特性をできるだけ忠実にモデル化する必要がある。

一方、高架橋の橋軸直角方向を含む3次元的な耐震挙動を追跡する場合には、上部構造の橋軸直角方向の曲げ剛性やねじり剛性が橋脚や支承に作用する力に大きく影響することとなる。したがって、この場合には、横桁やコンクリート床版の効果を含めて桁の3次元的な断面特性をできるだけ忠実にモデル化する必要がある。

5.5.4 耐震連結装置

高架橋においては、最悪の場合には、図5.5.7のような隣接径間同士の桁あるいは上部構造と橋脚とを連結する耐震連結装置が上部構造の落橋を防止する重要な役割を果たす。したがって、そのようなシステムを有する高架橋の大地震時挙動を、動的応答解析によりできるだけ正確に追跡するためには、耐震連結装置も適切にモデル化して解析に組み込む必要がある。

高架橋の橋軸方向挙動のみに着目する場合には、耐震連結装置も支承と同様に複数の桁を有する場合も含めて、図5.5.2に示すように水平ばねにモデル化し、そのばねの復元力特性を図5.5.8のように工夫することによって、耐震連結装置の作動に加えて、桁の衝突をモデル化することがなされている [中島ら, 1997], [梶田ら, 1999]。さらに、この耐震連結装置に緩衝装置を組み込みこんだ解析モデル [川島ら, 1999] なども提案されている。

一方、耐震連結装置が高架橋の橋軸直角方向の挙動に及ぼす影響は、利用する耐震連結装置による桁の拘束の程度に応じて、橋軸直角方向に複数配置される個々の装置ごとに適切にモデル化

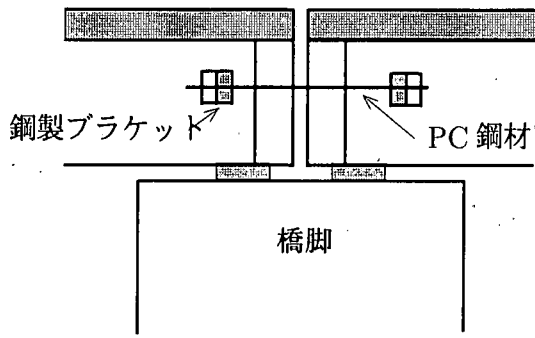


図 5.5.7 耐震連結装置の例

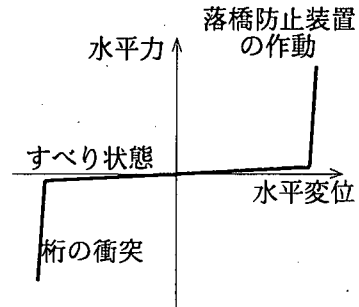


図 5.5.8 耐震連結装置のモデル化

する必要がある。

5.5.5 桁間衝突

多径間の上部構造が隣接する高架橋においては、隣接する径間の振動単位が必ずしも同じ固有周期を持ち合わせないため、お互いに位相差をとまって応答する。したがって、十分な桁遊間が確保されない場合には、桁同士が互いに衝突する可能性がある。兵庫県南部地震に際しては、このような桁衝突が上部構造の落下を生じさせたとの調査結果もある[鋼構造新技術小委員会,1996]など、高架橋の大地震時挙動を正確に追跡するには、このような現象も考慮する必要である。

高架橋の橋軸方向挙動のみに着目する場合には、支承や耐震連結装置と同様、桁間衝突も図 5.5.2 のように水平ばねにモデル化して、桁の接触と離間に対して異なるばね定数を用いることで動的応答解析が行われているのが現状である(図 5.5.8)。最近は、このような現象に関する実験的研究も行われてきていることから、上述のような衝突現象のモデル化の妥当性の確認が待たれる。さらに、衝突現象を低減する新しい緩衝装置に関する実験[伊津野ら,1997]なども行われてきているが、構造物の3次元応答性状とも関連付けがなされた、桁間衝突のより現象的に合理的なモデルの構築が望まれている。

5.5.6 基礎・地盤

高架橋の大地震時応答性状を解析する場合には、基礎・地盤も橋脚や上部構造の挙動に影響を及ぼすため、基礎や地盤も適切にモデル化する必要がある。

構造物-基礎・地盤の動的相互作用モデルとしては、杭基礎、周辺地盤、自由地盤の相互作用を考慮した Penzien 型モデル[Penzien et al.,1964]や地盤に FEM モデル[葛西ら,2000]を適用したより精緻な解析モデルなども用いられている。しかし、基礎・地盤の水平および回転の挙動を水平ばねおよび回転ばねにモデル化する、図 5.5.9 のような S-R (スウェーロッキング) モデル[柴田,1981]が一般的に用いられ

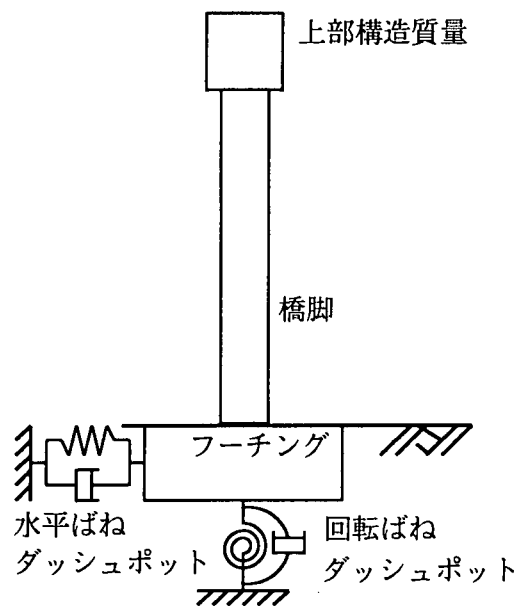


図 5.5.9 S-R モデル

ている。そのばね定数は基礎や地盤の種類に応じて耐震設計計算例 [川島ら,1992] などに示されている手順に従って決定することができる。また、それらのばねに非線形の復元力特性を適用した解析も行われてきている [永田ら,1996], [笹田ら,1996]。

さらに、構造物-基礎・地盤の3次元的な相互作用挙動を追跡する場合においても、橋軸方向と橋軸直角方向にそれぞれ独立に水平ばねおよび回転ばねを配置したS-Rモデルが用いられているが、より、厳密な解析モデルの構築のためには、多くの課題が残されている。

5.5.7 まとめ

本稿では、おもに直線的な線形の上部構造を有する高架橋システムを対象として、その橋軸方向大地震挙動を追跡するための解析モデルについて概説した。しかし、支承、耐震連結装置や桁間衝突などをモデル化する際に必要なデータも十分に蓄積されているとは言えない。また、一般に直線的な線形の上部構造を有する高架橋は少なく、斜橋や曲線橋の上部構造を有する場合が多い。したがって、支承、耐震連結装置、基礎・地盤なども加えた高架橋システムの3次元的な挙動を追跡するための精緻な解析モデルの早急な研究開発が望まれている。

5.6 ベンチマーク問題と解析例

5.6.1 概要

有限要素法による線形解析では、要素分割により解が影響を受けることはよく知られている。非線形解析では、このような有限要素分割に関する問題に加えて、収束計算を含む逐次数値解析によらなければならないため、収束誤差、増分間隔（荷重、変位、時間）等が大きな影響を与える。したがって、これらの諸量が収束解の得られる適切な値に設定されていなければ、妥当な解析ソフトであっても、得られる解の精度が低下することは避けられない。このように非線形解析は線形解析と異なり、一般には解析解が存在しないため、数値解析法（あるいは解析ソフト）の妥当性を検証するための数値的なベンチマークが必要である。ここでは、数種類の鋼製橋脚や高架橋システムを対象として、静的ならびに動的な非線形解析に関して、複数の解析法（あるいは解析ソフト）による数値解析結果を示し、実務者が用いる非線形解析ソフトの妥当性を検証することや、収束解を得るための要素分割の目安を得るためのガイドラインを示す。

5.6.2 静的解析

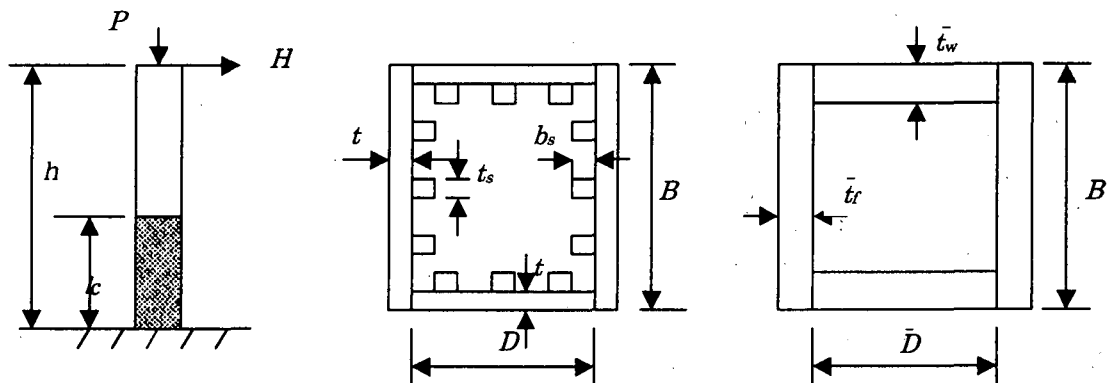
(1) まえがき

ここでは、土木学会鋼構造新技術小委員会で提案されたコンクリート部分充填鋼製橋脚の保有水平耐力法に基づく耐震設計法[鋼構造新技術小委員会, 1996]に用いる、複数の静的非線形解析ソフトの精度検討とベンチマークの設定を行う。対象とする構造としては単柱式橋脚、逆L字型橋脚、1層ラーメン橋脚の3種類とし、さらに比較的複雑な構造物として2層ラーメン橋脚を考える。

(2) 解析モデル

a) 単柱式橋脚

名古屋高速道路公社が実施した実験供試体 N1~N5 を対象とする。各供試体の諸元は表 5.6.1 のとおりである。記号は図 5.6.1 および表 3.3.1 を参照されたい。補剛断面は等価断面に置換されている。



(a) 解析モデル

(b) 等価断面の概念図

図 5.6.1 単柱式橋脚と諸元

表 5.6.1 単柱式橋脚

供試体名	N-1		N-2		N-3		N-4		N-5	
	中空断面	充填断面	中空断面	充填断面	中空断面	充填断面	中空断面	充填断面	中空断面	充填断面
フラッグ幅 B (mm)	900		900		900		900		900	
ウェブ幅 D (mm)	880		880		880		882		882	
板厚 t (mm)	10		10		10		9		9	
補剛材幅 b_s (mm)	75		100		75		56		95	56
補剛材板厚 t_s (mm)	10		13		10		9		14	9
サブ筋数 n	4		4		4		3		3	
鋼断面積 A_s (mm ²)	44600		51200		44600		36108		42716	36108
供試体高さ h (mm)	3423		3423		3423		3425		3423	
ダイヤフラム間隔 l_d (mm)	450		700		470	810	1030		1030	
コンクリート充填高さ l_c (mm)	1350		1400		1090		1030		1030	
コンクリート充填率 l_c/h (%)	39		41		32		30		30	
フラッグの等価板厚 t_f (mm)	11.29		12.04		11.31		9.63		10.40	9.63
ウェブの等価板厚 t_w (mm)	13.83		16.86		13.81		10.66		13.65	10.66
フラッグ幅厚比 ^{ラメータ} R_f	0.496		0.496		0.488		0.727		0.727	
柱細長比 ^{ラメータ} λ	0.261		0.267		0.257		0.255		0.262	
補剛材細長比 ^{ラメータ} λ_s	0.290		0.305		0.297		1.122		0.527	1.122
軸圧縮力 P/P_y	0.15		0.15		0.15		0.15		0.15	
鋼材の降伏応力 σ_y (MN/m ²)	370.4		370.4		357.2		361.1		361.1	
コンクリートの圧縮強度 σ_{ck} (MN/m ²)	22.64		22.64		15.39		17.05		16.76	
要素分割数・断面分割数 (説明②を参照)	設計に用いる物理量の収束性を考慮して決定									
その他	$E=205800 \text{ MN/m}^2, \nu=0.3$									

説明：①N-1, N-2 および N-3 は新設橋脚, N-4 は既設橋脚, N-5 は既設橋脚の補強モデルを想定しモデル化したもの。

②設計に用いる物理量については 5.6.2 (4) を参照。また分割数に対する収束性の検討については 5.6.2 (5) で詳述されている。

応力-ひずみ関係として、鋼材は図 5.6.2 のモデルをもとに、図 5.6.3 の関係を用いる。充填コンクリートについては図 5.6.4 を用いる。いずれも新技術報告書に記載のものと同一である。

なお、鋼材のひずみ硬化領域の曲線は、下記の式を用いて得られる。

$$\frac{\sigma}{\sigma_y} = \frac{1}{\xi} \frac{E_{st}}{E} \left\{ 1 - e^{-\xi(\varepsilon/\varepsilon_y - \varepsilon_{st}/\varepsilon_y)} \right\} + 1 \quad (\varepsilon \geq \varepsilon_{st}) \quad (5.6.1)$$

SM490Y の場合、 $\xi = 0.06$, $E / E_{st} = 30$, $\varepsilon_{st} / \varepsilon_y = 7$ である。またひずみ硬化領域における接線係数 E' (図 5.6.2 を参照) は次式で求められる。

$$E' = \frac{d\sigma}{d\varepsilon} = E_{st} \cdot e^{-\xi(\varepsilon/\varepsilon_y - \varepsilon_{st}/\varepsilon_y)} \quad (5.6.2)$$

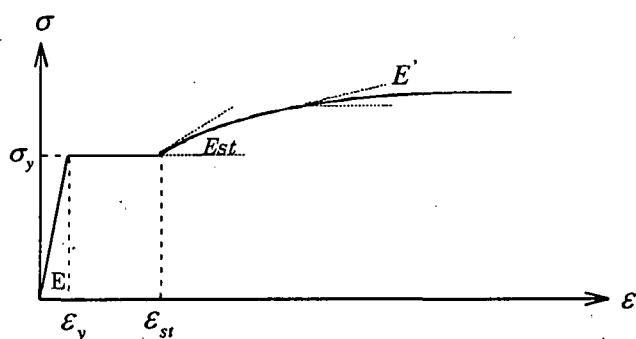
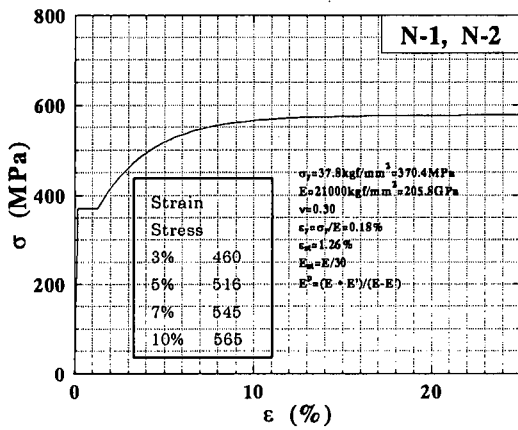
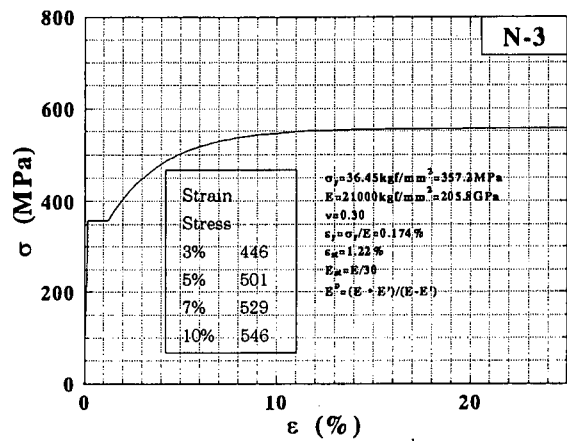


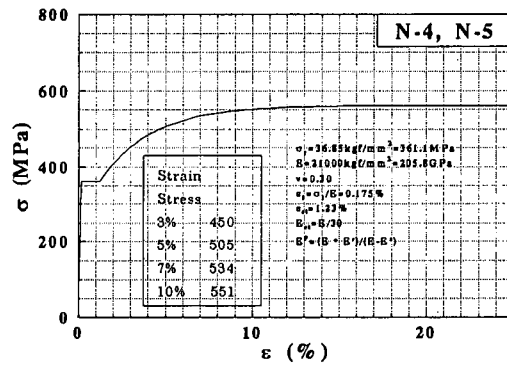
図 5.6.2 鋼材の応力-ひずみ関係と物理量の定義



(a) N-1, N-2



(b) N-3



(c) N-4, N-5

図 5.6.3 鋼製橋脚の工学応力-工学ひずみ関係

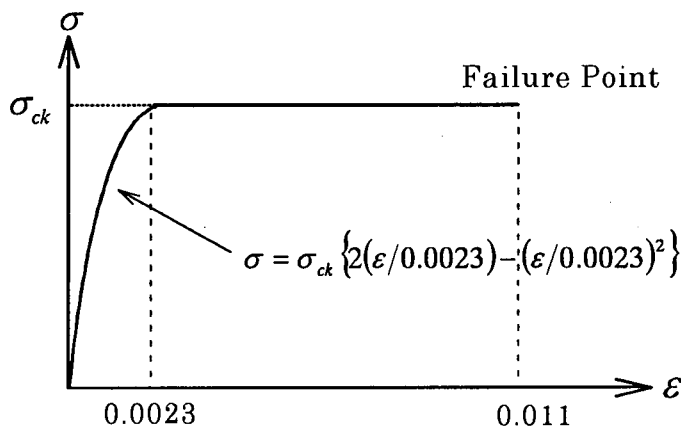


図 5.6.4 充填コンクリートの応力-ひずみ関係

b) 逆L字型橋脚

断面寸法はN-1と同様なものを考える。ただし、コンクリートの充填高さは、 $l_c/h = 0.39$ と0.50の2ケースとする。また、鉛直荷重 P の偏心量 e は、 $0.2h$ とする。

要素分割数および断面分割数については、単柱式橋脚と同様、設計に用いる物理量に対

して十分収束する分割数を用いる。分割数が物理量に与える影響については 5.6.2 (6) で詳細に検討されている。

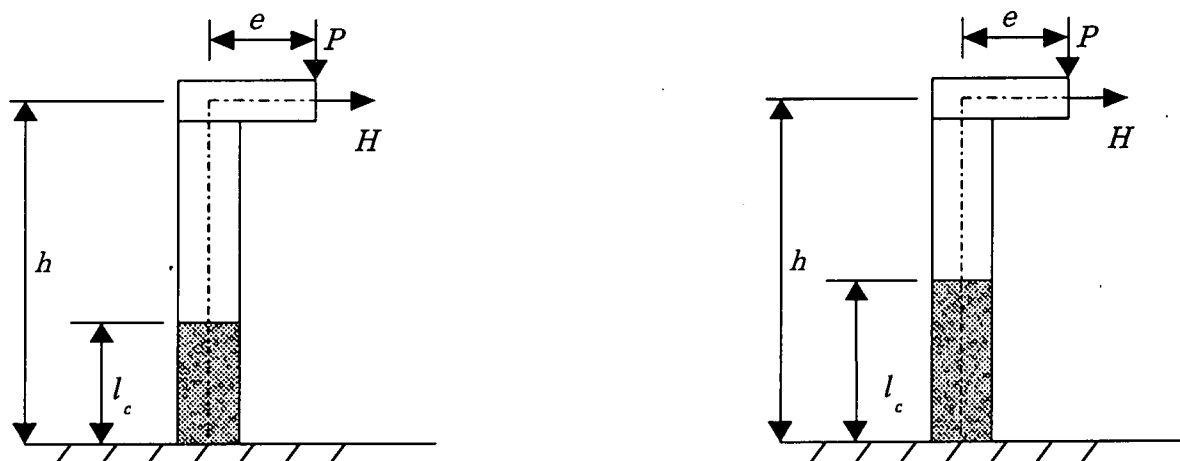


図 5.6.5 逆 L 字型橋脚と諸元

c) 1 層ラーメン橋脚

図 5.6.6 に示す 1 層ラーメン橋脚について、表 5.6.2 に示す 4 ケースを考える。

表 5.6.2 1 層ラーメン橋脚の諸元一覧表

	F-1	F-2	F-3	F-4
フラッグ幅 B (mm)	1275			
ウェブ幅 D (mm)	1235			
フラッグ, ウェブ板厚 t (mm)	20.0			
補剛味板幅 b_s (mm)	136.8			
補剛味板厚 t_s (mm)	20.0			
サバネ数 n	4			
柱の高さ h (mm)	12500			
梁の長さ l (mm)	14500			
軸力の載荷位置 e (mm)	2000			
コンクリート充填率 l_c/h (mm)	0.20	0.30	0.20	0.30
軸力比 P/P_y	0.20			
補剛板縦横比 α	0.5			
幅厚比 R_f	0.35			
細長比 $\bar{\lambda}$	0.4			
補剛味材細長比 $\bar{\lambda}_s$	0.2			
ダイヤフラム間隔 $L_d (=0.5 B)$ (mm)	637.5			
その他	鋼材は SM490Y とする。 鋼材とコンクリートの材料定数は N-1 と同様である。			

要素分割数および断面分割数については、単柱式橋脚と同様、設計に用いる物理量に対して十分収束する分割数を用いる。分割数が物理量に与える影響については 5.6.2 (7) で詳細に検討されている。

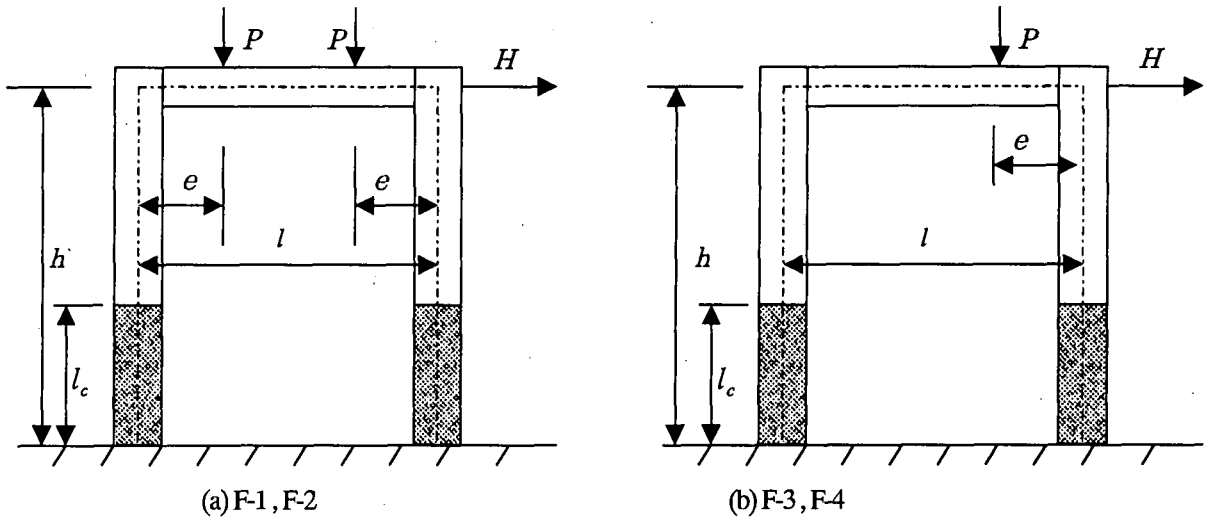


図 5.6.6 1層ラーメン橋脚と諸元

d) 2層ラーメン橋脚

解析モデルの構造諸元，形状および断面寸法を図 5.6.7，図 5.6.8 および表 5.6.3 に示す。図 5.6.7 における集中荷重 $P_1 \sim P_4$ の大きさは震度法により決定した。条件は次のとおりである。

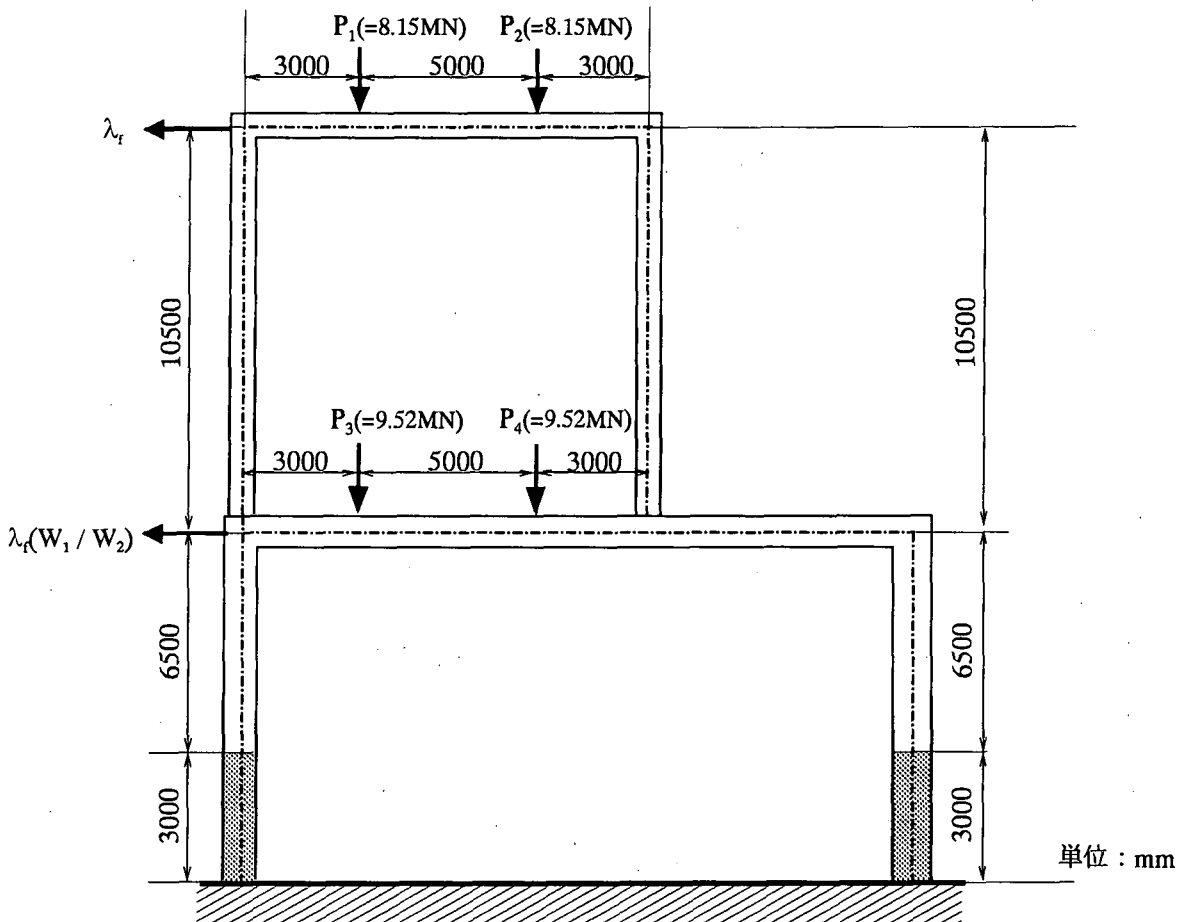


図 5.6.7 2層ラーメン橋脚の形状寸法

地域区分：A，地盤種別：II種地盤，設計水平震度 k_{ho} ：0.25（1層，2層ともに）

安全係数：1.14

上柱と下柱がほぼ同時降伏するよう鉛直荷重を決める。

$$P_1 = P_2 = 8.15\text{MN} \quad P_3 = P_4 = 9.52\text{MN}$$

$$W_2/W_1 = (P_1 + P_2)/(P_3 + P_4) = 0.86$$

ここで， W_1 と W_2 は第1層と第2層の上部構造重量の，それぞれの層での和である。

$$P_1/N_{2y} = 0.126 \quad (P_1 + P_3)/N_{1y} = 0.157$$

N_{1y} と N_{2y} は，それぞれ第1層および第2層左柱の全断面降伏荷重である。

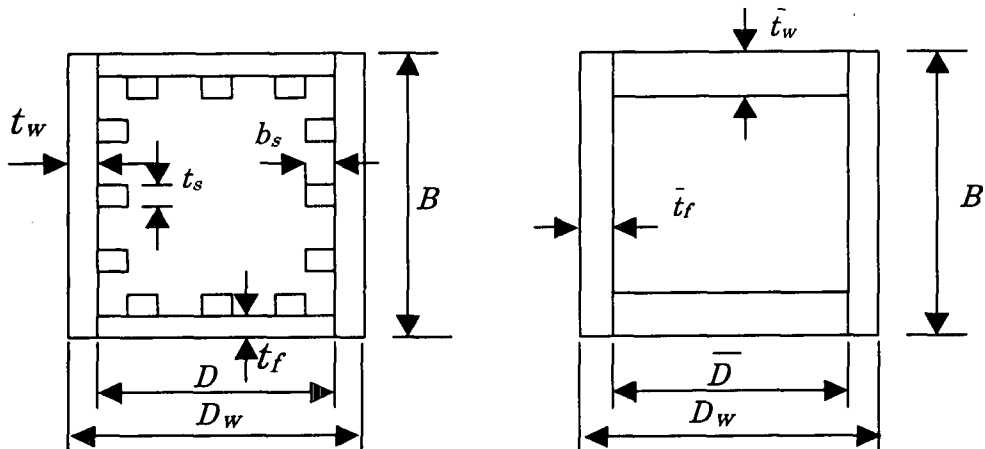


図 5.6.8 断面形状および等価断面の概略図

表 5.6.3 2層ラーメンの断面寸法

断面	Sec. 1 (上梁)	Sec. 2 (上柱)	Sec. 3 (下梁)	Sec. 4 (左下柱)	Sec. 5 (右下柱)
鋼種	SM570 ($\sigma_y=450.8\text{MN/m}^2$, $E=205800\text{MN/m}^2$, $\nu=0.3$)				
充填コンクリートの圧縮強度 (MN/m ²)	-	-	-	15.68	15.68
B (フラッグの幅 図5.6.8(a)参照) (mm)	2032	2032	2048	2052	2052
D (ウエブの幅 図5.6.8(a)参照) (mm)	1668	1468	1952	1956	1956
D _w (ウエブの幅 図5.6.8(a)参照) (mm)	1700	1500	2000	2000	2000
t _f (フラッグの厚さ) (mm)	16	16	25	22	22
t _w (ウエブの厚さ) (mm)	16	16	25	26	26
b _s (補剛材の幅) (mm)	140	140	200	190	190
t _s (補剛材の厚さ) (mm)	16	16	20	19	19
n _f (フラッグのガブパ初数)	5	5	5	5	5
n _w (ウエブのガブパ初数)	1	4	1	5	5
α (縦横比)	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
l _d (コンクリート充填部の上のガイアラム (横リブ) 間隔) (mm)	1008	1008	1012	1013	1013
R _f (フラッグ 幅厚比 ² パラメータ)	0.62	0.62	0.398	0.453	0.453
γ/γ*(フラッグ 補剛材剛比)	3.01	3.01	3.09	3.28	3.28
λ _s (補剛材細長比 ² パラメータ)	0.403	0.403	0.253	0.271	0.271
ε _{us} /ε _y (破壊ひずみ)	5.6.2(4)b)を参照				
等価断面の寸法					
B (フラッグの幅 図5.6.8(b)参照) (mm)	2032	2032	2048	2052	2052
D _w (ウエブの幅 図5.6.8(b)参照) (mm)	1700	1500	2000	2000	2000
t _f (フラッグの厚さ) (mm)	19.8	18.6	31.4	26.5	26.5
t _w (ウエブの厚さ) (mm)	16.9	23.2	26.6	36.2	36.2
A (断面積) (mm ²)	136320	143360	231900	249760	249760

(3) 解析法

コンクリート充填鋼製橋脚の地震時保有水平耐力の解析法の基本となるのは、平面 Bernoulli-Euler はり要素を用いた複合非線形解析 (<Static><N2>解析) である。ここで、比較に用いたソフトは以下に示す 6 種類である。

1. NIT: 新技術小委員会で提示された地震時保有水平耐力解析のための専用ソフト

(名古屋工業大学)

2. A 社(1): NIT をもとに製品化された専用ソフト(A 社)

3. A 社(2): A 社作成の静的解析ソフト (A 社)

4. KU: 非線形平面骨組解析ソフト(熊本大学)

5. UU: 非線形平面骨組解析ソフト(宇都宮大学)

6. ABAQUS(NU): 汎用プログラム ABAQUS 使用 (使用要素 はり要素 B21) (名古屋大学)

以上 6 種類のソフトの解析手法としては 5 種類に大別される。解析方法の概要が記述された付録番号とともに以下に示す。

1. NIT と NIT をもとに開発された A 社(1) (付録 4, 付 4.4)

2. KU (付録 4, 付 4.6)

3. UU (付録 4, 付 4.5)

4. ABAQUS(NU) (付録 4, 付 4.7)

5. A 社(2) (付録 4, 付 4.3)

(4) 精度検討に用いる物理量

a) 単柱式橋脚, 逆 L 字型橋脚, 1 層ラーメン橋脚

地震時保有水平耐力を算定する際に用いられる静的非線形解析ソフトの精度検討は、終局水平変位、終局水平耐力および損傷度を用いて行われる。本節ではこうした物理量およびその算定に必要なとなる物理量について説明する。

終局水平変位 δ_u および終局水平耐力 H_u は、図 5.6.9 に示すように上部構造の自重に相当する一定鉛直荷重 P と上部構造に作用する慣性力に相当する水平力 H が作用する橋脚の終局状態[鋼構造新技術小委員会, 1996]における、柱頭部の水平変位 δ および水平力 H とし定義される (第 4 章, Appendix 4.2 参照)。終局状態は式(5.6.3)および(5.6.4)より算定されたコンクリート充填部および中空鋼断面部の損傷度のいずれかが 1.0 に到達した時とする。

$$D_c = \frac{\varepsilon_{a,c}}{\varepsilon_{u,c}} \quad (5.6.3)$$

$$D_s = \frac{\varepsilon_{a,s}}{\varepsilon_{u,s}} \quad (5.6.4)$$

ここで

D_c : コンクリート充填部の損傷度

D_s : 中空断面部の損傷度

$\varepsilon_{a,c}$: コンクリート最縁端に生ずる圧縮ひずみの、コンクリート充填部の有効破壊長 (0.7b) 領域での平均値

$\varepsilon_{a,s}$: 中空鋼断面フランジに生ずる圧縮ひずみの、中空鋼断面部の有効破壊長(0.7b また

は a の小さい方の長さ)領域での平均値

b : フランジ幅

a : 中空断面フランジ補剛板のダイアフラム間距離または横方向補剛材間隔

$\varepsilon_{u,c}$: コンクリートの限界ひずみ(=0.011)

$\varepsilon_{u,s}$: 中空鋼断面フランジの限界ひずみで次式(5.6.5)より求める.

$$\frac{\varepsilon_{u,s}}{\varepsilon_y} = \frac{0.145}{(\bar{\lambda} - 0.2)^{1.11}} + 1.19 \leq 20.0 \quad (5.6.5)$$

$$\bar{\lambda}_s = \frac{1}{\sqrt{Q}} \frac{a}{\gamma_s} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (5.6.6)$$

$$Q = \frac{1}{2R} (\beta - \sqrt{\beta^2 - 4R}) \leq 1.0 \quad (5.6.7)$$

$$\beta = 1.33R + 0.868 \quad (5.6.8)$$

$$R = 0.526 \frac{b}{nt} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (5.6.9)$$

γ_s : 1本の縦方向補剛材と隣接板パネルよりなる T 形断面 (フランジ総幅 = b/n) の、板パネルに平行な主軸回りの断面 2 次半径

n : フランジ補剛板のサブパネル数

R : フランジ補剛板の幅厚比パラメータ

σ_y : フランジ補剛板の降伏応力

ε_y : フランジ補剛板の降伏ひずみ (= σ_y/E)

精度検討は上記の物理量を降伏変位 δ_y および降伏水平力 H_y で無次元化した値を用いて行われる。ここで降伏水平力 H_y とは、コンクリートを充填しない鋼製橋脚のある断面において鋼板が降伏を開始するときの水平力である。また降伏水平変位はコンクリート充填橋脚の水平力—水平変位関係において、水平力が H_y の時の水平変位である[鋼構造新技術小委員会, 1996].

2)で示された解析モデル a)~c)に対する降伏水平力 H_y および降伏水平変位 δ_y を表 5.6.4 に示す。また有効破壊長、限界ひずみを表 5.6.5 に示す。なお表 5.6.4 の降伏変位 δ_y と降伏水平力 H_y は NIT の手法により算出された値である。

以上が精度検討に必要とされる物理量である。図 5.6.10 にこれらの緒量をまとめて示す。

表 5.6.4 各モデルにおける降伏水平力および降伏水平変位

解析モデル	降伏水平力 H_y (MN)	降伏水平変位 δ_y (m)
N-1	1.083	0.0107
N-2	1.253	0.0108
N-3	1.141	0.0117
N-4	0.923	0.0110
N-5	0.923	0.0105
L1, L2	0.833	0.0150
F1, F2	2.650	0.0462
F3, F4	2.999	0.0455

表 5.6.5 各モデルにおける有効破壊長および限界ひずみ

解析モデル	照査位置	有効破壊長(m)	限界ひずみ
N-1	C1	0.630	0.0110
	S1	0.450	0.0059
N-2	C1	0.630	0.0110
	S1	0.630	0.0053
N-3	C1	0.630	0.0110
	S1	0.470	0.0054
N-4	C1	0.630	0.0110
	S1	0.630	0.0024
N-5	C1	0.630	0.0110
	S1	0.630	0.0030
L1, L2	C1	0.630	0.0110
	S1	0.450	0.0059
F1~F4	C1,C2	0.893	0.0110
	S1,S2,S5,S6*	0.638	0.0360
	S3,S4	0.638	0.0360

*F1~F4 は等断面柱でダイアフラム間隔が一定のため柱中空断面部の限界ひずみは同じ値になる。

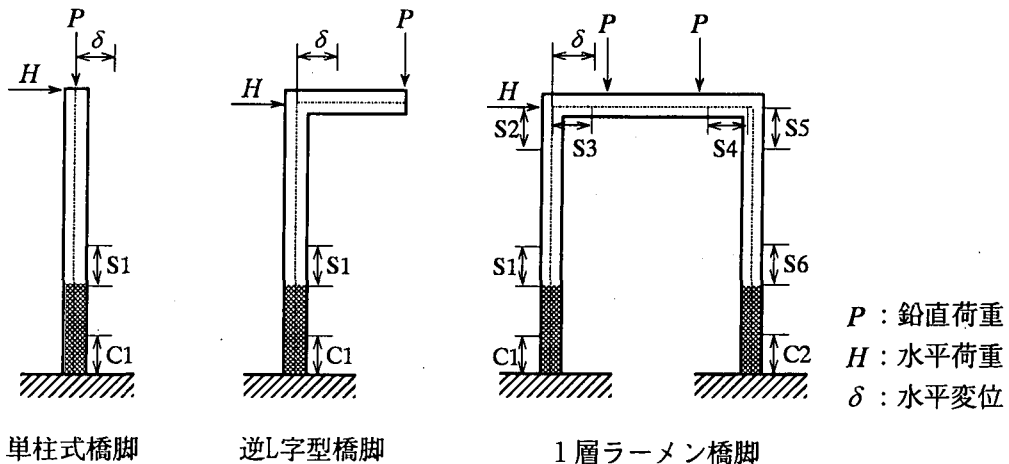


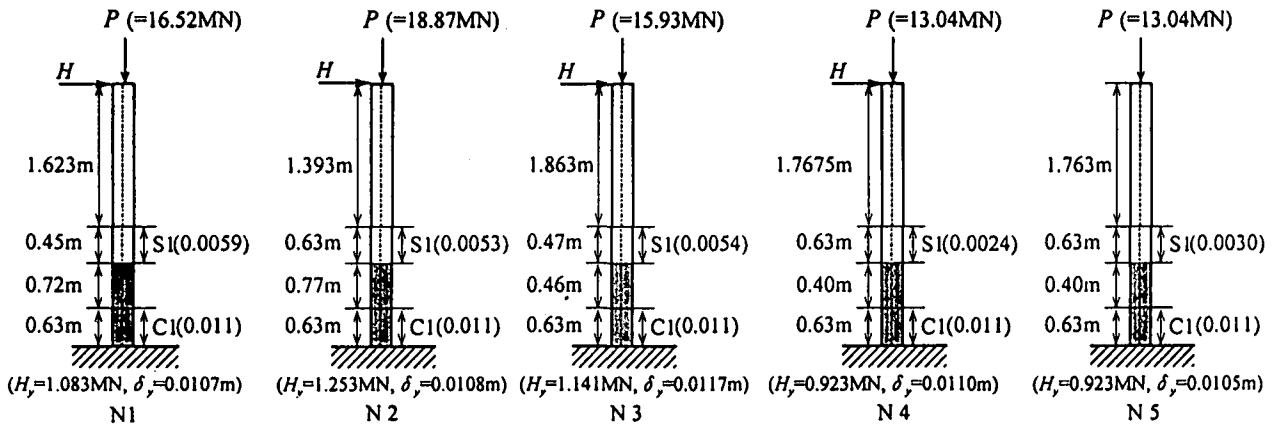
図 5.6.9 解析モデルにおける水平力と水平変位および照査位置

b) 2層ラーメン橋脚

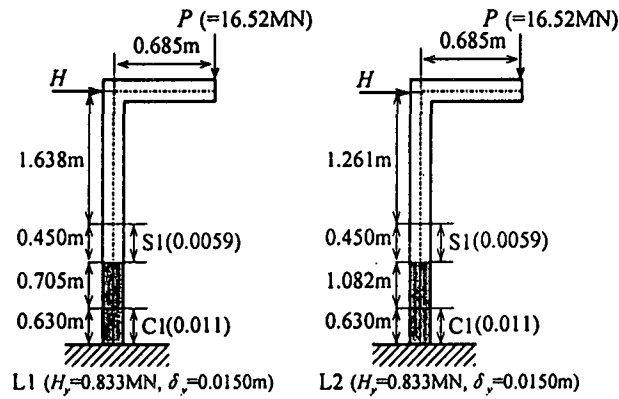
単柱式橋脚、逆L字型橋脚および1層ラーメン橋脚と同様に精度検討は、終局変位、終局水平荷重および損傷度を用いて行われる。ここでは、これらの物理量およびその算定に必要な物理量を明らかにしておく。

終局水平変位、終局水平荷重の算定方法はa)で示された単柱式橋脚などに対する手法と同様で、任意の照査断面における平均ひずみと限界ひずみの比（損傷度）が1.0に到達した際の水平変位および水平荷重として定義される。具体的な算定式は式(5.6.3)～式(5.6.9)の通りである。ただラーメンでは軸力が変動するため、それに伴い鋼断面の限界ひずみも変動する。軸力変動が考慮された鋼断面の限界ひずみとしては、第4章、Appendix 4.4, 式(A.4.5)が提案されている。再録すると

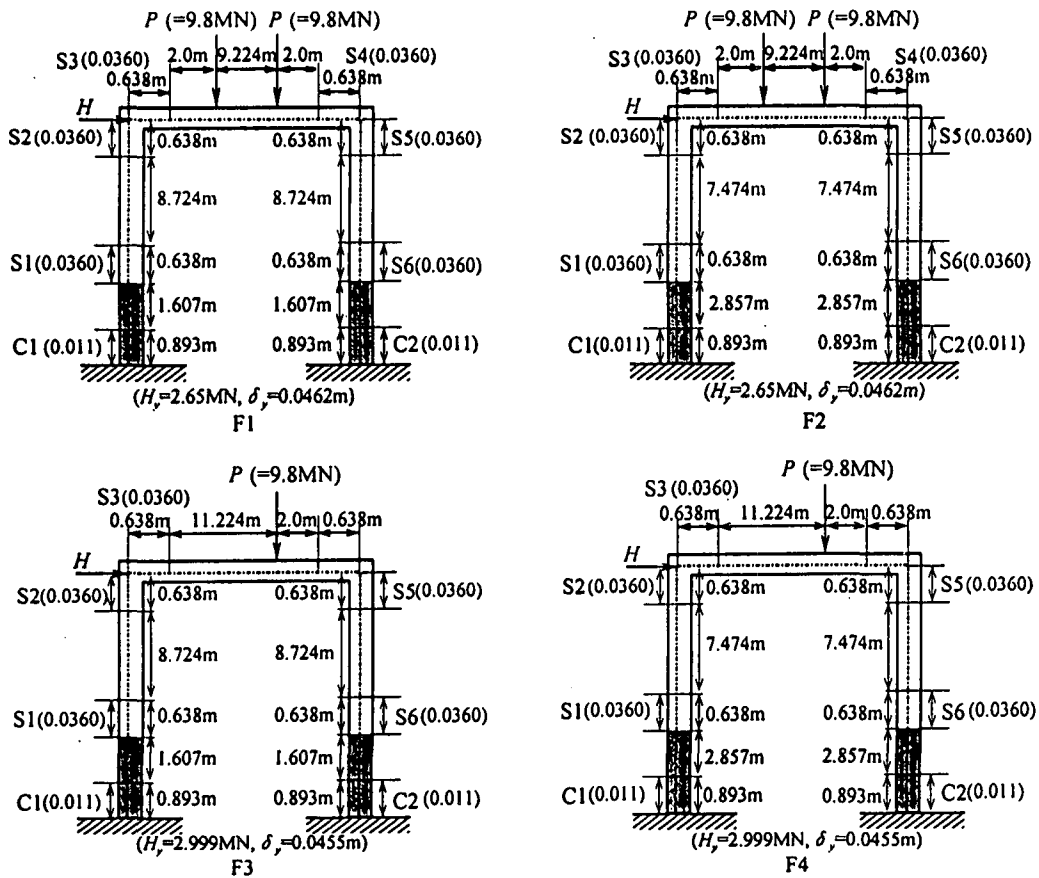
$$\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y} = \frac{0.8(1-N/N_y)^{0.94}}{(R_f \cdot \lambda_s^{0.18} - 0.168)^{1.25}} + 2.78(1-N/N_y)^{0.68} \leq 20.0 \quad (5.6.10)$$



(a) 単柱式橋脚



(b) 逆L字型橋脚



(c) 1層ラーメン橋脚

S1~S6, C1, C2は照査位置
()内の値は限界ひずみを表わす

図5.6.10 解析モデルの形状寸法、載荷荷重および精度検討に用いる物理量

ここで、軸力、全断面降伏軸力は N , N_y に変えてある。この式からわかる様に、限界ひずみは軸力 N の関数になっている。ベンチマークにおいてこの算定式をそのまま用いる事も考えられるが、今回は簡略化のため軸力の変動は考慮せず、初期状態すなわち上部構造重量が載荷された状態における各照査部の軸力 N_0 を用いて式(5.6.10)から算出される限界ひずみを用いる。 N_0 および限界ひずみの具体的な値を、ベンチマークに必要となるその他の物理量（初期降伏変位 δ_y 、初期降伏時のベースシア- v_y 、有効破壊長 l_e ）と合わせて表 5.6.6 および図 5.6.11 にまとめる。なお今回の 2 層ラーメンのベンチマークでは水平荷重の代わりにベースシア-（図 5.6.11 における基部水平反力 V_{H1} と V_{H2} の和）を用いて比較を行う。初期降伏時のベースシア- v_y とは 5.6.2(4) で定義された初期降伏状態におけるベースシア-を意味する。

表 5.6.6 有効破壊長および限界ひずみ

照査位置	有効破壊長 l_e (m)	限界ひずみ	N_0/N_y
C1	1.436	0.011	-
C2	1.436	0.011	-
S1	1.013	0.016	0.217
S2	1.013	0.018	0.097
S3	1.012	0.026	0.000
S4	1.008	0.011	0.131
S5	1.008	0.011	0.131
S6	1.008	0.011	0.121

初期降伏変位 $\delta_y = 0.059\text{m}$ 初期降伏時のベースシア- $v_y = 12.45\text{MN}$

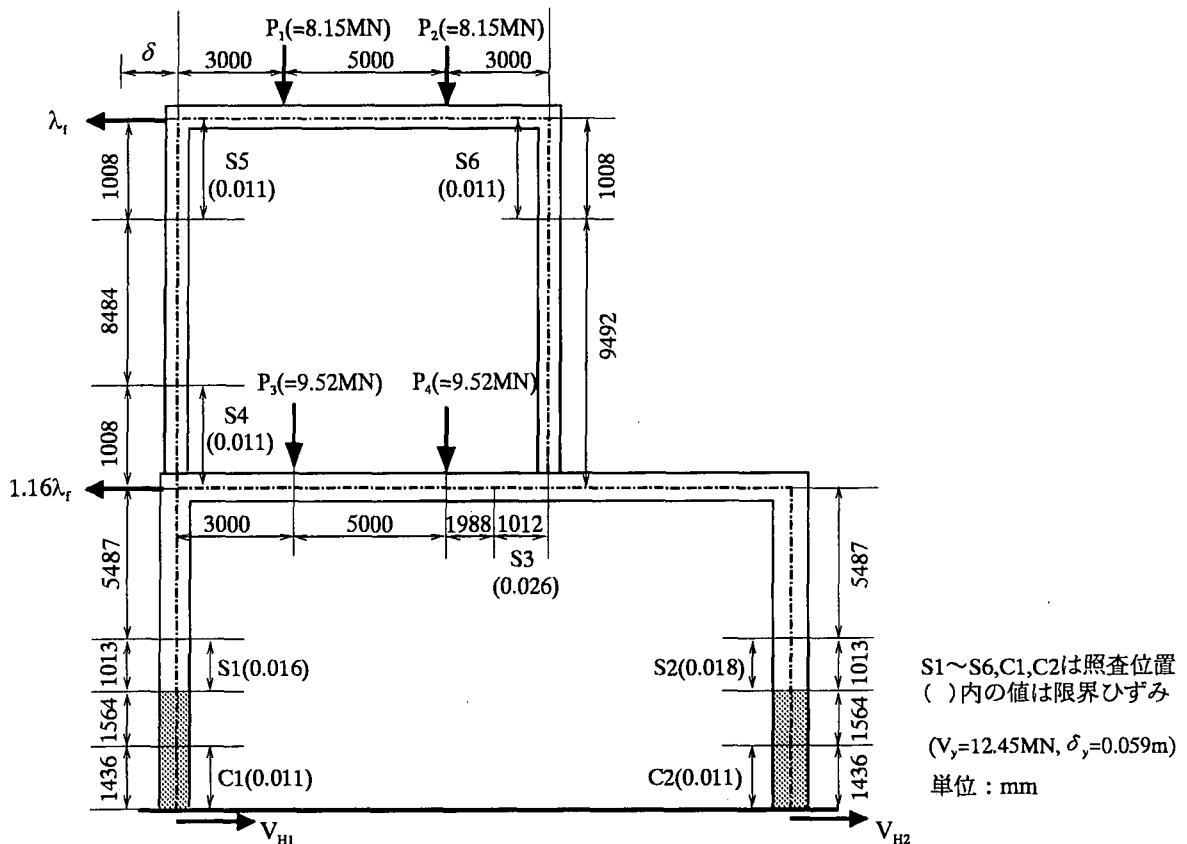


図 5.6.11 解析モデルの形状寸法・載荷荷重および精度検討に必要な物理量

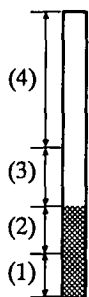
(5) 単柱式橋脚(N1~N5)の解析結果

a) 分割数の影響

有限要素法に基づく解析法では、解が収束したと考えられる要素分割数を用いる必要がある。この解析で重要な物理量は水平変位と損傷度を計算するためのひずみであり、これらの物理量が収束したと見なされる要素分割数を決定しなければならない。変位とひずみではひずみの収束解を得る方がより多くの要素分割を要するため、ひずみの収束解を得るに必要な分割数により、鋼製橋脚の要素分割数が支配される。図 5.6.12 には NIT の解析法における要素分割数が損傷度の値に与える影響を示している。また同図 (f) および表 5.6.7 には検討に用いた要素分割および断面分割の具体的な方法がしめされている。着目した損傷度判定位置は、分割数により最も差が顕著に表れた個所としたが、単柱式橋脚の場合は損傷度が最も大きくなる個所と一致した。NIT の結果として、図 5.6.12(f) に示される分割方法(B)と分割方法 (C) では、損傷度が 1.0 に到達した終局状態での柱頭部の水平変位に 0.4~1.1%程度の相対誤差が見られる。柱の分割数を 30 分割以上になると、得られる地震時保有水平耐力および終局変位は 30 分割 (分割方法 (C)) の結果に対し、いずれも誤差は 0.1%未満である。したがって損傷度に着目すると、NIT の解析法では柱の分割数は 30 で十分である。KU, UU についても分割数に対して同様の検討を行い 30 分割が十分な分割数であることを確認している。こうした検討結果を踏まえ、以下の比較ではこの分割数を用いる。

表 5.6.7 分割数が損傷度を与える影響を考察する際に用いた分割方法 (単柱式橋脚)

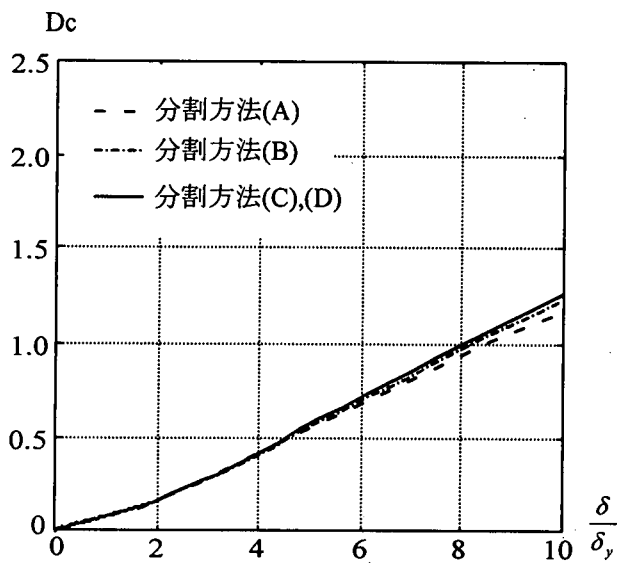
		分割方法(A)	分割方法(B)	分割方法(C)	分割方法(D)
断面分割	フランジ	1	2	3	4
	ウェブ	10	20	30	40
	コンクリート	10	20	30	40
要素分割	(1)	2	4	6	8
	(2)	2	4	6	8
	(3)	2	4	6	8
	(4)	4	8	12	16



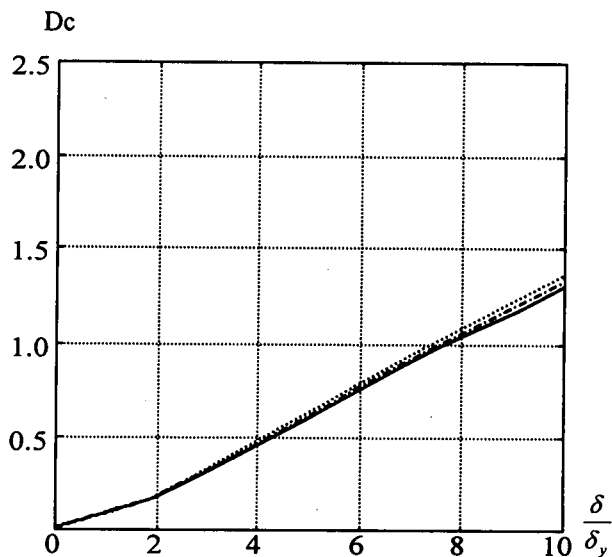
- (1) : コンクリート充填部において照査する部分
- (2) : コンクリート充填部において照査しない部分
- (3) : 中空断面部において照査する部分
- (4) : 中空断面部において照査しない部分

b) 解析結果

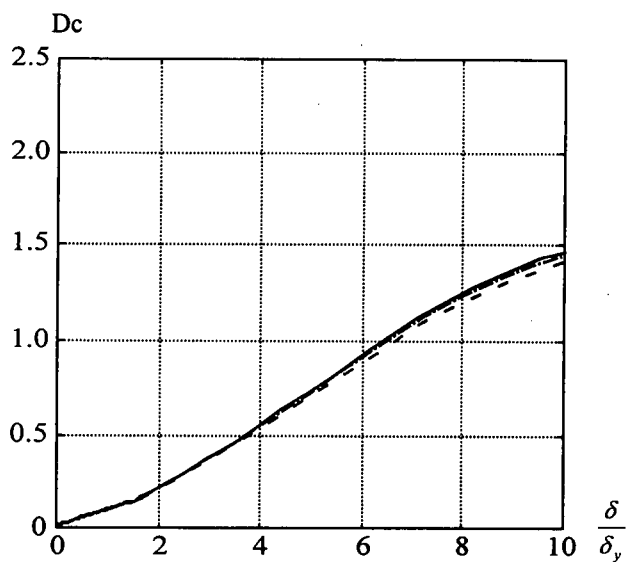
各機関での単柱式橋脚(N1~N5)に対する解析結果を水平荷重—水平変位、充填コンクリートの損傷度 D_c —水平変位、補剛板の損傷度 D_s —水平変位の関係について、図 5.6.13~5.6.17 に示す。これらの図より、水平荷重—水平変位関係については各解析結果はほとんど一致している。損傷度についても、 D_c , D_s いずれかが 1.0 (破壊点) に到達するまではいずれの解析結果もほぼ同様である。これより、設計に要求される範囲においてはどの解析法もほぼ同等の解を与えることがわかる。しかしながら、この範囲を超えると NU の解析により得られる D_c , D_s の値が他の機関により得られる結果と若干異なっている。



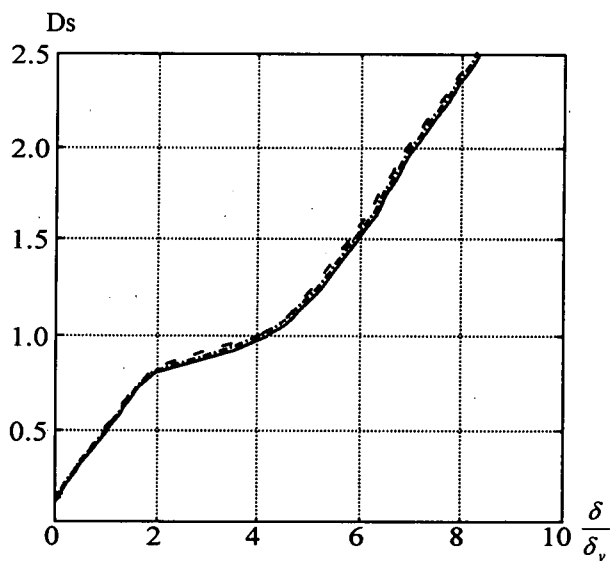
(a) 損傷度(Dc)－水平変位関係 (N1橋脚)



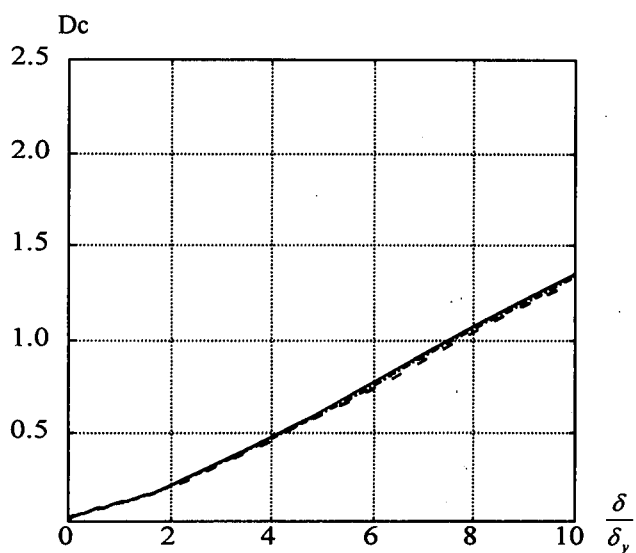
(b) 損傷度(Dc)－水平変位関係 (N2橋脚)



(c) 損傷度(Dc)－水平変位関係 (N3橋脚)



(d) 損傷度(Ds)－水平変位関係 (N4橋脚)



(e) 損傷度(Dc)－水平変位関係 (N5橋脚)

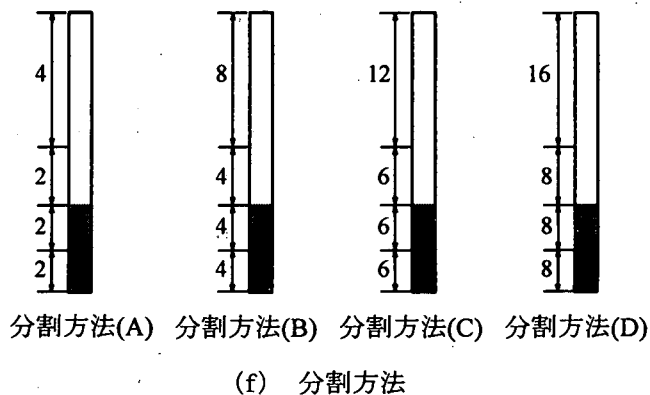


図 5.6.12 分割数が損傷度に与える影響 (単柱式橋脚 N1－N5)

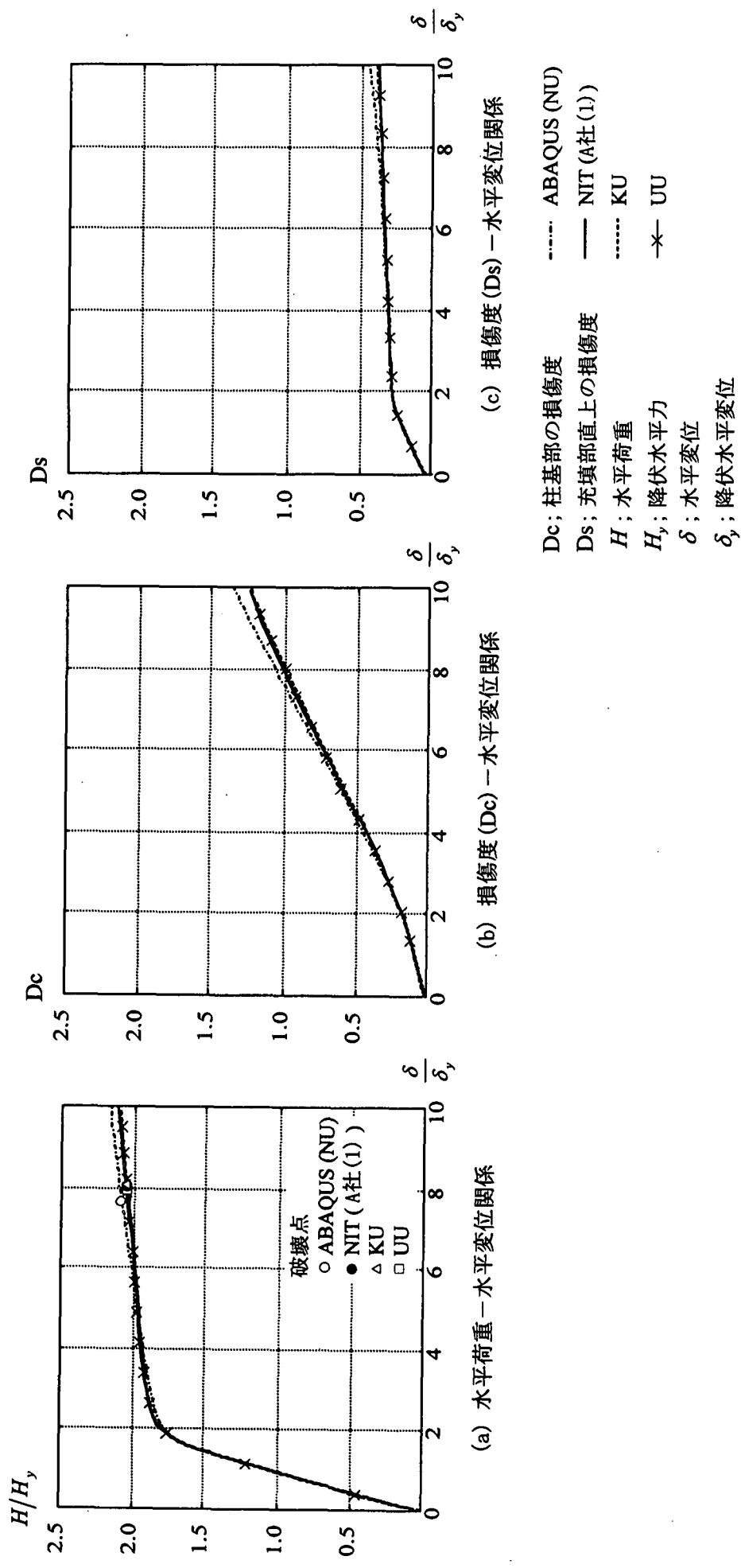
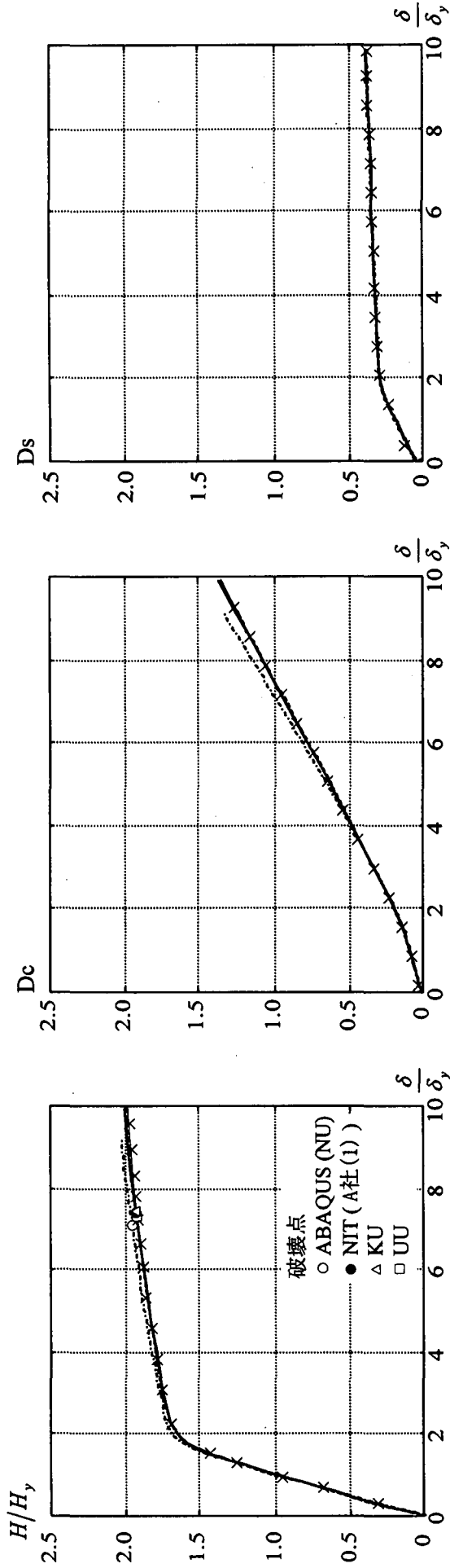


図 5.6.13 単柱式橋脚(NI) 解析結果



Dc; 柱基部の損傷度
 Ds; 充填部直上の損傷度
 H; 水平荷重
 H_y ; 降伏水平力
 δ ; 水平変位
 δ_y ; 降伏水平変位

--- ABAQUS (NU)
 — NIT (A社 (1))
 KU
 -x- UU

図 5.6.14 単柱式橋脚 (N2) 解析結果

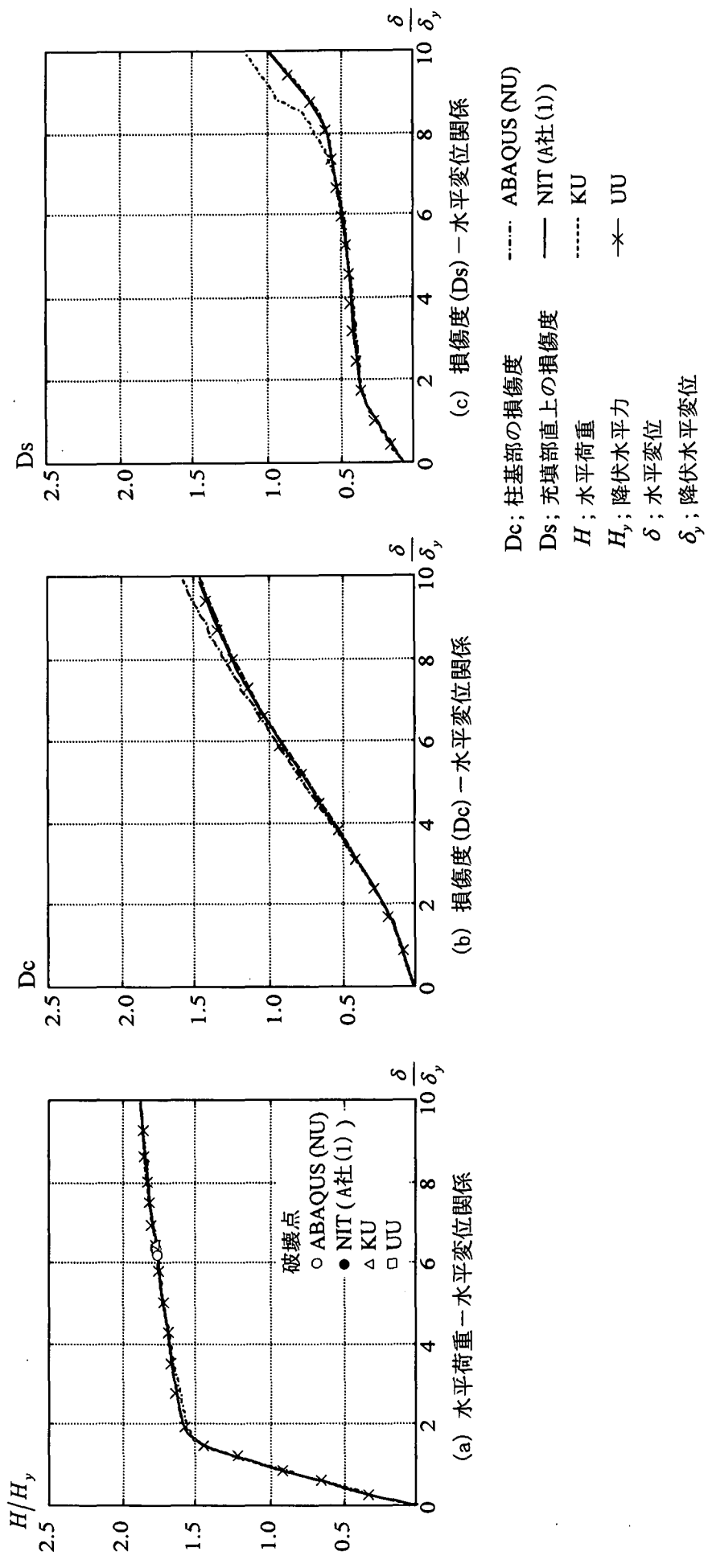
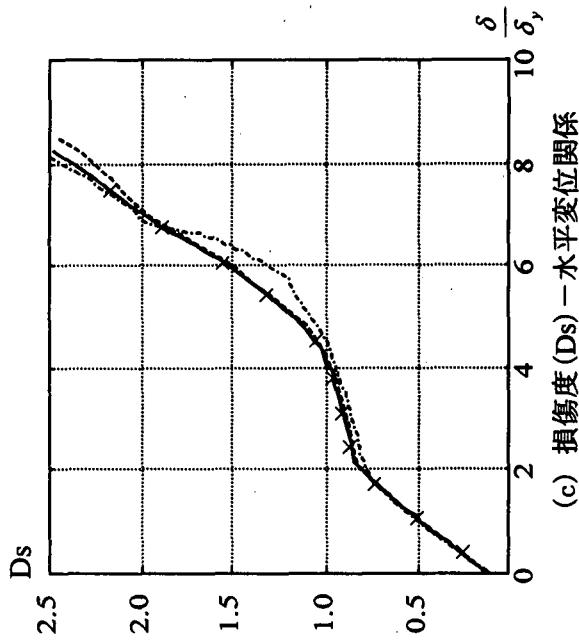
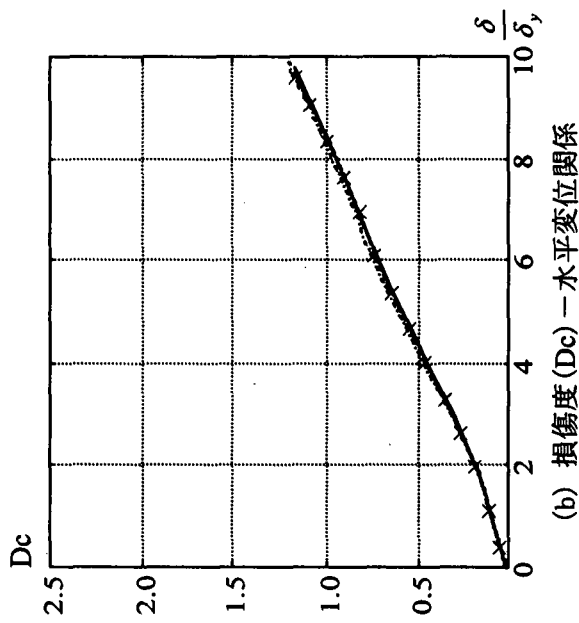
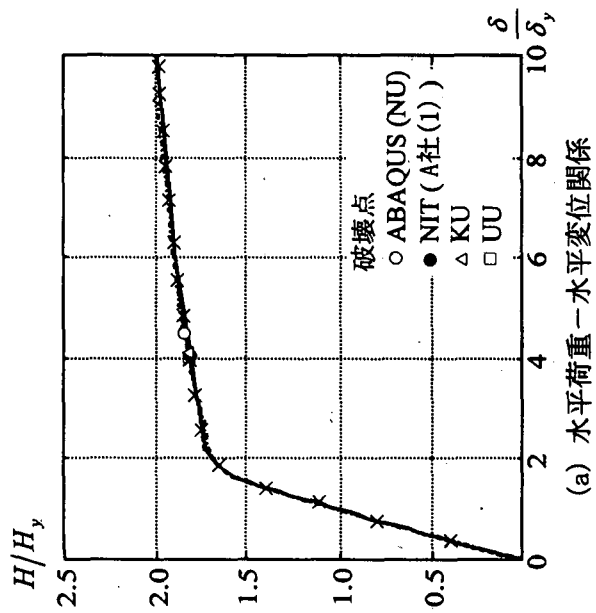


図 5.6.15 単柱式橋脚(N3) 解析結果



Dc; 柱基部の損傷度
 Ds; 充填部直上の損傷度
 H; 水平荷重
 H_y; 降伏水平力
 δ; 水平変位
 δ_y; 降伏水平変位

--- ABAQUS (NU)
 — NIT (A柱(1))
 - - - - KU
 -x- UU

図 5.6.16 単柱式橋脚 (N4) 解析結果

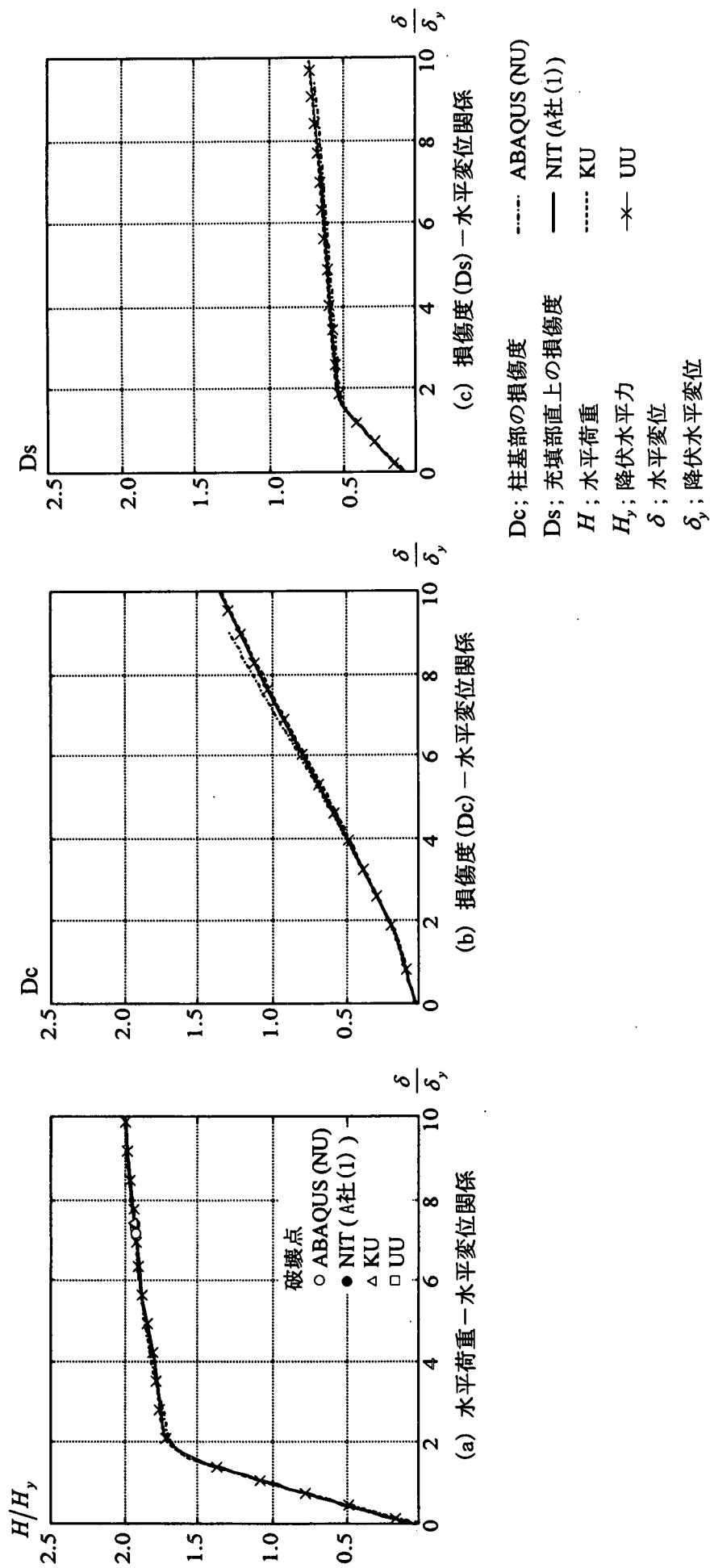


図 5. 6. 17 単柱式橋脚 (NS) 解析結果

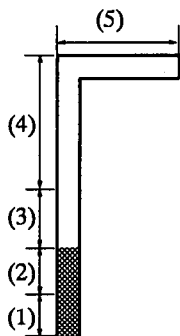
(6) 逆L字型橋脚(L1, L2)の解析結果

a) 分割数の影響

まず、有限要素分割に支配的な影響を与える損傷度を指標に、NITの手法での有限要素分割数による収束性を検討する。分割数による影響が最も顕著に表れた個所は、単柱式橋脚同様、逆L字型橋脚の場合も損傷度が最も大きくなる個所(Dsは充填部直上、Dcは基部)と一致した。図5.6.18にはNITの解析法における要素分割数が損傷度の値に与える影響を示している。同図(c)および表5.6.8には検討に用いた要素分割および断面分割の具体的な方法がしめされている。図5.6.18に示される分割方法(B)と分割方法(C)では、損傷度が1.0に到達した際の柱頭部の終局水平変位に0.8~1.0%程度の相対誤差が見られる。柱の分割数を30分割以上にする、終局変位は30分割(分割方法(C))の結果に対しすべてのケースで相対誤差0.1%未満であった。したがって、NITの手法の場合、柱の分割数は単柱式橋脚の場合と同様、30分割で十分であるといえる。KU, UUについても分割数に対して同様の検討を行い、30分割が十分な分割数であることが確認されたため、以下の検討ではこの分割を用いる。

表 5.6.8 分割数が損傷度を与える影響を考察する際に用いた分割方法(逆L字型橋脚)

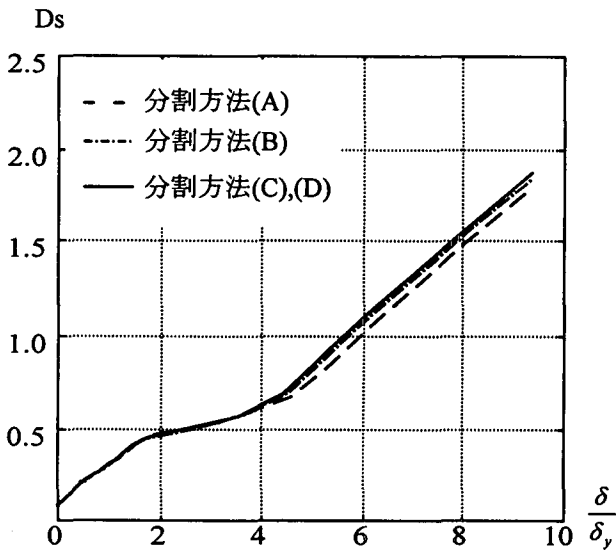
		分割方法(A)	分割方法(B)	分割方法(C)	分割方法(D)
断面分割	フランジ	1	2	3	4
	ウェブ	10	20	30	40
	コンクリート	10	20	30	40
要素分割	(1)	2	4	6	8
	(2)	2	4	6	8
	(3)	2	4	6	8
	(4)	4	8	12	16
	(5)	3	3	3	3



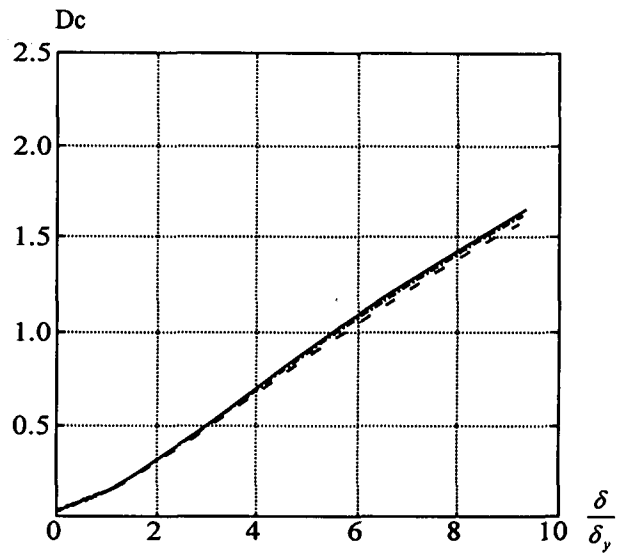
- (1) : コンクリート充填部において照査する部分
- (2) : コンクリート充填部において照査しない部分
- (3) : 中空断面部において照査する部分
- (4) : 中空断面部において照査しない部分
- (5) : はり部分

b) 解析結果

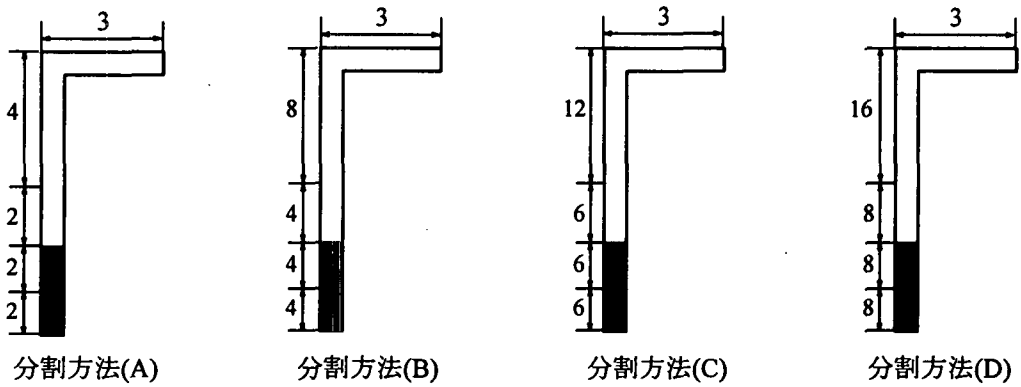
各機関での逆L字型橋脚(L1, L2)に対する解析結果を水平荷重—水平変位、充填コンクリートの損傷度 Dc—水平変位、補剛板の損傷度 Ds—水平変位の関係について、図5.6.19~5.6.20に示す。これらの図より、水平荷重—水平変位関係については各解析結果はほとんど一致している。損傷度についても、Dc, Ds いずれかが1.0(破壊点)に到達するまではどの解析結果もほぼ同様である。これより、設計に要求される範囲において、各解析法はほぼ同等の解を与えることがわかる。しかしながら、この範囲を超えるとNUにより算出されるDc, Dsの値が他機関の結果と若干異なってくる。これらの傾向は単柱式橋脚とほぼ同様である。



(a) 損傷度(Ds)－水平変位関係 (L1橋脚)

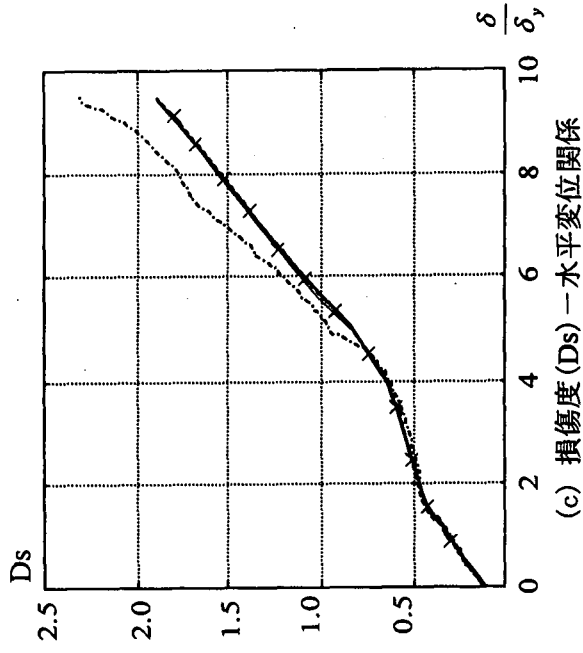
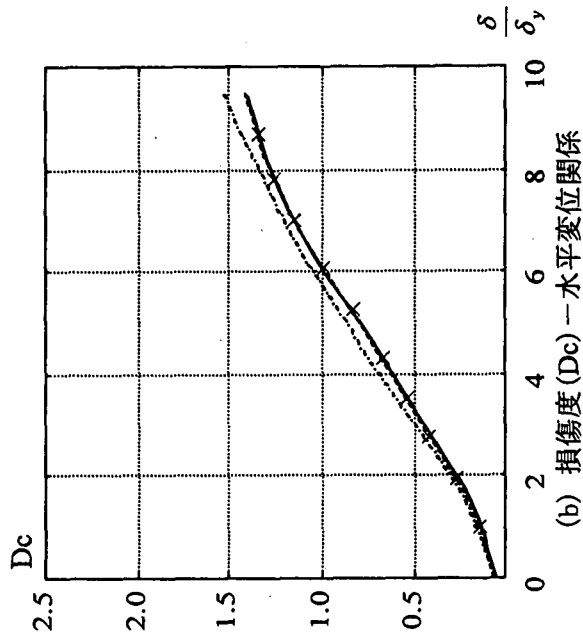
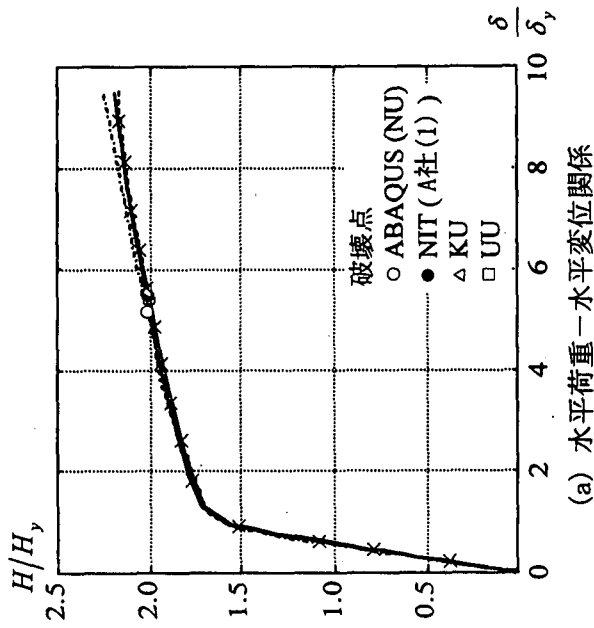


(b) 損傷度(Dc)－水平変位関係 (L2橋脚)



(c) 分割方法

図 5.6.18 分割数が損傷度に与える影響 (逆L字型橋脚 L1, L2)



Dc; 柱基部の損傷度
 Ds; 充填部直上の損傷度
 H; 水平荷重
 H_y ; 降伏水平力
 δ ; 水平変位
 δ_y ; 降伏水平変位

----- ABAQUS (NU)
 — NIT (A社(1))
 ----- KU
 *— UU

図 5.6.19 逆L字型橋脚(L1) 解析結果

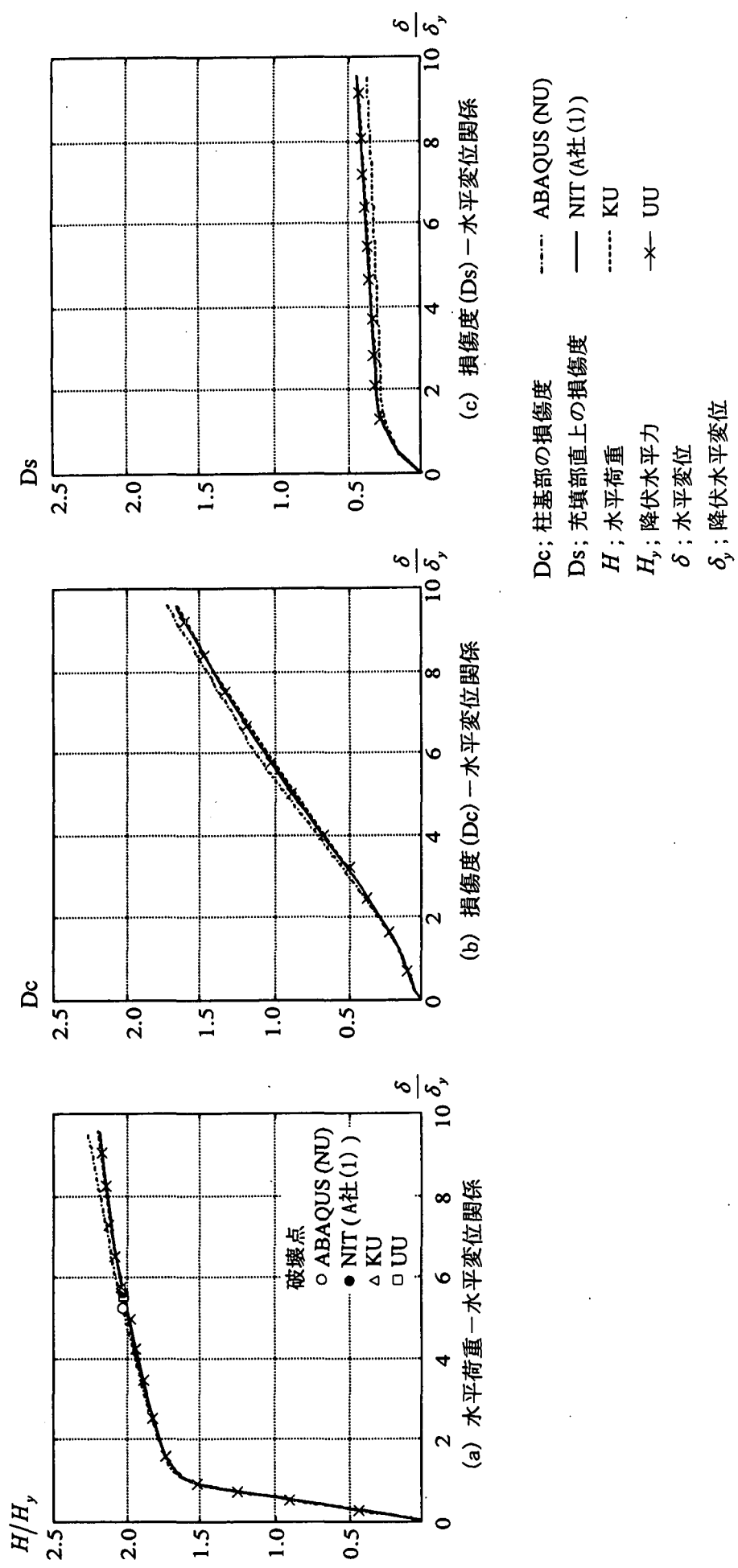


図 5.6.20 逆L字型橋脚(L2) 解析結果

(7) 1層ラーメン橋脚(F1~F4)の解析結果

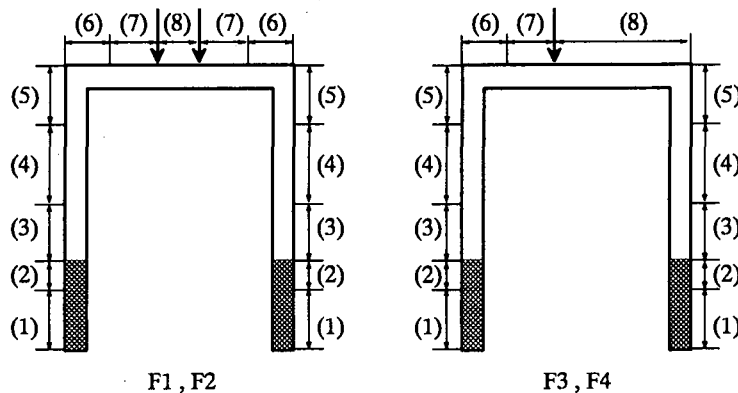
a) 分割数の影響

まず、損傷度を指標に、NIT の手法での有限要素分割数による収束性を検討する。1層ラーメン橋脚の場合、すべての場合で損傷度がもっとも大きくなる部位はC2であったが、分割数の影響が顕著に現れた個所はS5であったため、ここではS5に着目する。はりの分割数は一定とし柱の分割数を変化させた場合のNITの解析法における要素分割数が損傷度の値に与える影響を図5.6.21、図5.6.22に示している。同図(c)および表5.6.9には検討に用いた要素分割および断面分割の具体的な方法がしめされている。図より、分割方法(B)と分割方法(C)ではC2の損傷度が1.0に至った時のS6の損傷度の値に0.9%~3.0%程度の差がでるが、柱の分割数を24分割(分割方法(C))以上に増やしてもS5の損傷度の相対誤差は0.1%未満である。したがって、今回の解析例においては、NITの手法による場合、柱は24分割で十分であると言える。KU, UUについても同様の検討を行い柱の分割数が24で十分な事を確認している。

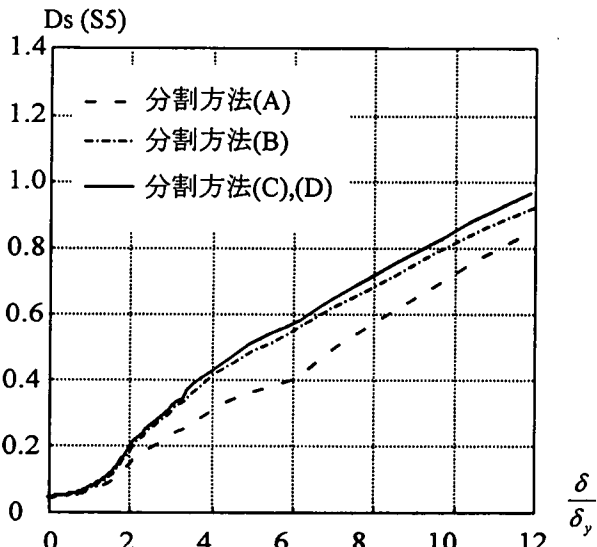
表 5.6.9 分割数が損傷度に与える影響を考察する際に用いた分割方法(1層ラーメン橋脚)

		分割方法(A)	分割方法(B)	分割方法(C)	分割方法(D)	
断面分割	フランジ	1	2	3	4	
	ウェブ	10	20	30	40	
	コンクリート	10	20	30	40	
要素分割	(1)	2	3	5	6	
	(2)	1	2	3	4	
	(3)	2	4	5	7	
	(4)	3	4	6	7	
	(5)	2	3	5	7	
	(6)	2	2	4	4	
	(7)	1	1	2	2	
	(8)*	4	7	8	14	8

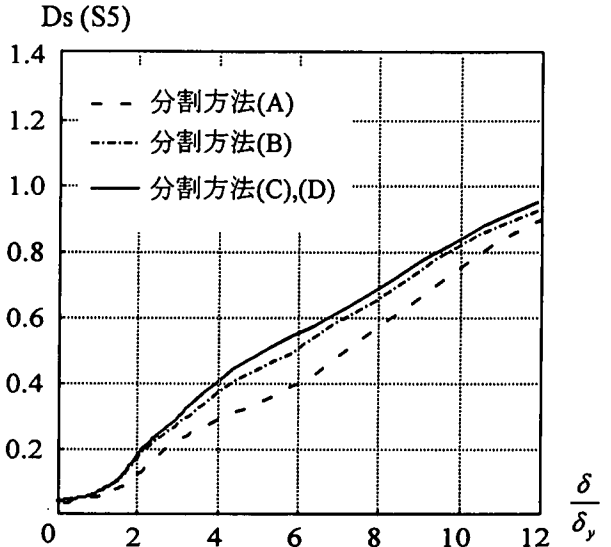
* (8)については左側がF1,F2の場合、右側がF3,F4の場合の分割数



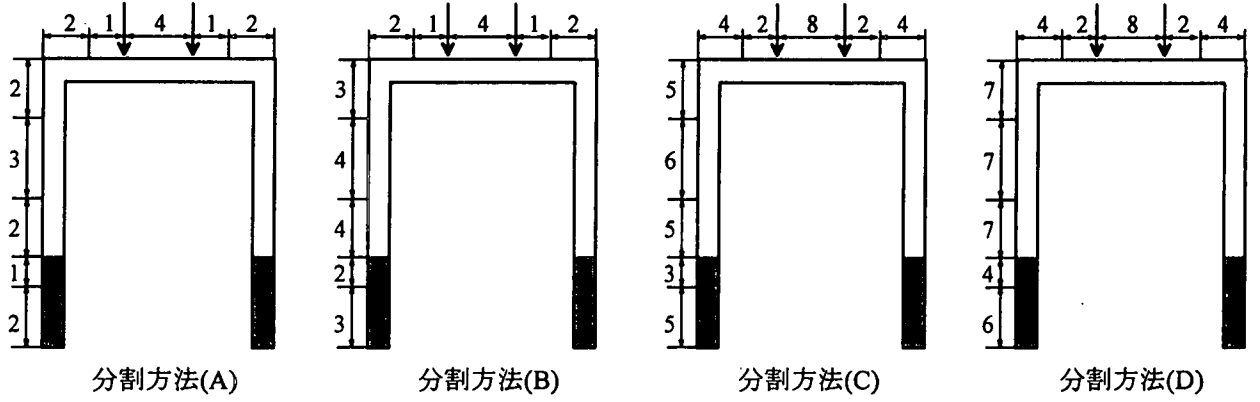
- (1): コンクリート充填部において照査する部分
- (2): コンクリート充填部において照査しない部分
- (3): 柱中空断面部において照査する部分(充填部直上)
- (4): 柱中空断面部において照査しない部分
- (5): 柱中空断面部において照査する部分(柱隅角部)
- (6): はり隅角部において照査する部分
- (7): はり隅角部において照査する部分から集中荷重までの部分
- (8): F1,F2の場合両鉛直荷重の間の部分. F3,F4の場合鉛直荷重から右端までの部分



(a) 損傷度 (S5) - 水平変位関係 (F1橋脚)

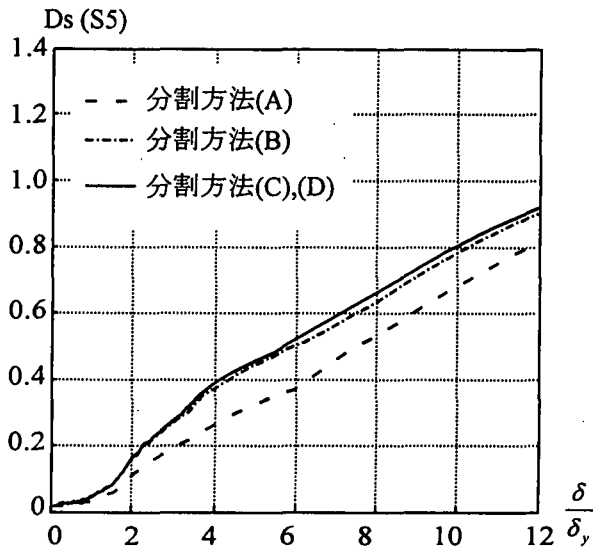


(b) 損傷度 (S5) - 水平変位関係 (F2橋脚)

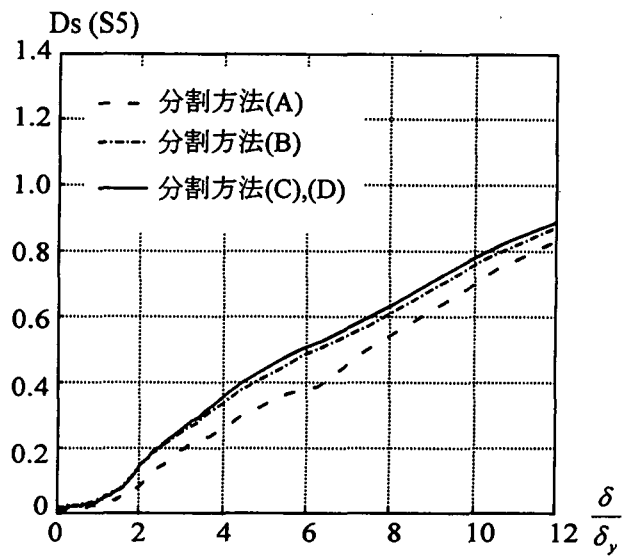


(C) 分割方法

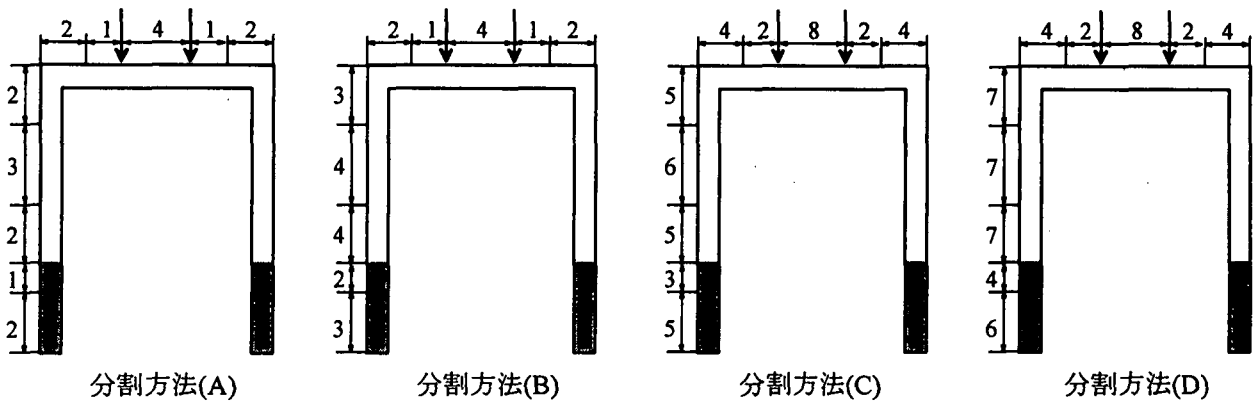
図 5.5.2.21 分割数が損傷度に与える影響 (1層ラーメン橋脚 F1, F2)



(a) 損傷度(S5) - 水平変位関係 (F3橋脚)



(b) 損傷度(S5) - 水平変位関係 (F4橋脚)

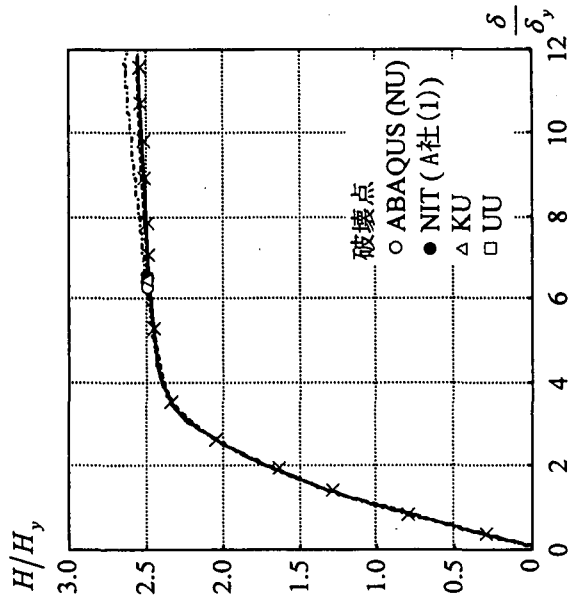


(c) 分割方法

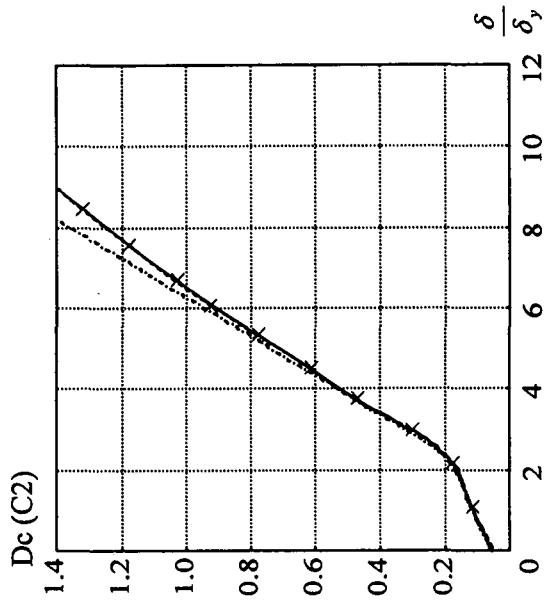
図 5.5.2.22 分割数が損傷度に与える影響 (1層ラーメン橋脚 F3, F4)

b) 解析結果

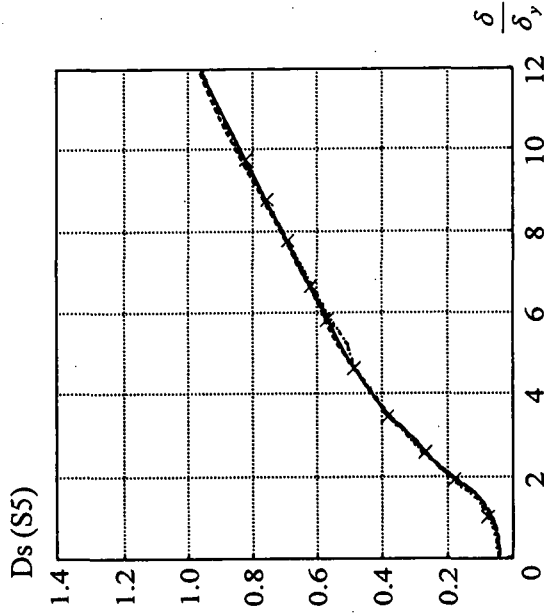
各機関での1層ラーメン橋脚(F1~F4)に対する解析結果を水平荷重—水平変位、充填コンクリートの損傷度 D_c (C2)—水平変位、補剛板の損傷度 D_s (S5)—水平変位の関係について、**図 5.6.23~5.6.26** に示す。これらの図より、水平荷重—水平変位関係については各解析結果はほとんど一致している。また、損傷度 D_c D_s についても1.0(破壊点)に到達するまではいずれの解析結果もほぼ同様である。しかしながら単柱式橋脚、逆L字型橋脚の場合と同様に、損傷度が1.0を超える辺りからNUの結果が他の機関の結果と若干異なってくる。



(a) 水平荷重一水平変位関係



(b) 損傷度(Dc)一水平変位関係



(c) 損傷度(Ds)一水平変位関係

D_c ; 柱基部の損傷度
 D_s ; 充填部直上の損傷度
 H ; 水平荷重
 H_y ; 降伏水平力
 δ ; 水平変位
 δ_y ; 降伏水平変位

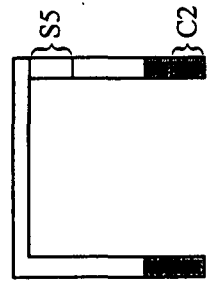
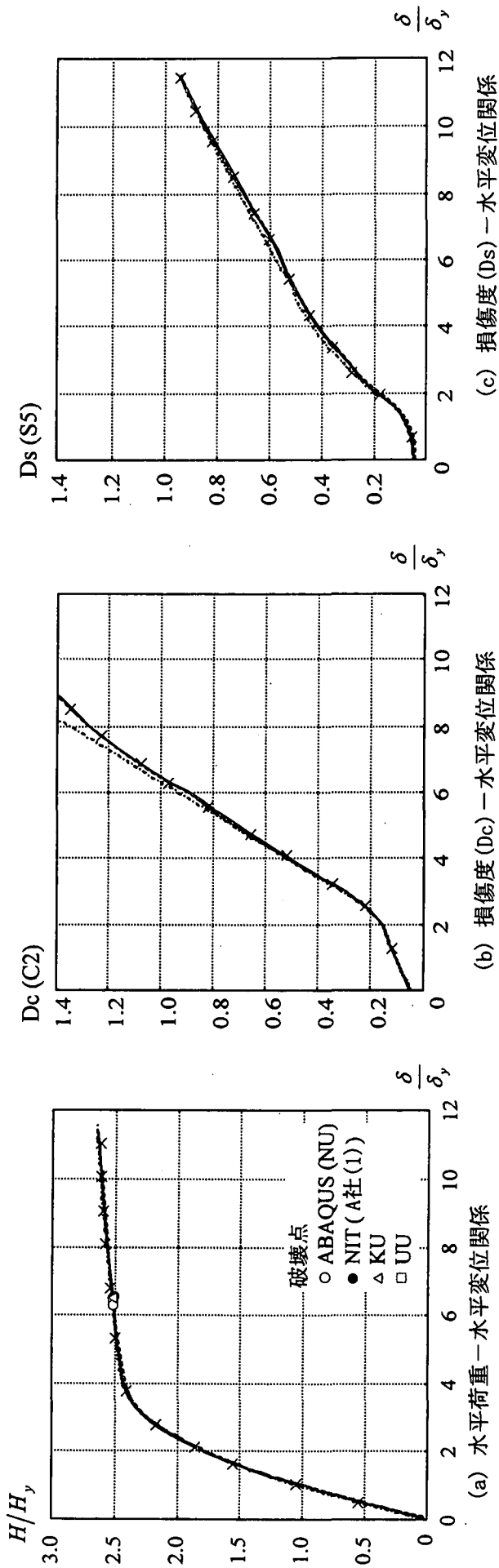


図 5.6.23 1層ラーメン橋脚(F1) 解析結果



Dc; 柱基部の損傷度
 Ds; 充填部直上の損傷度
 H; 水平荷重
 H_y; 降伏水平力
 δ; 水平変位
 δ_y; 降伏水平変位

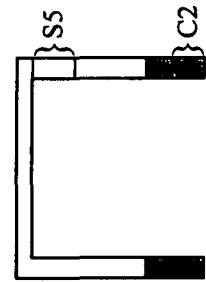
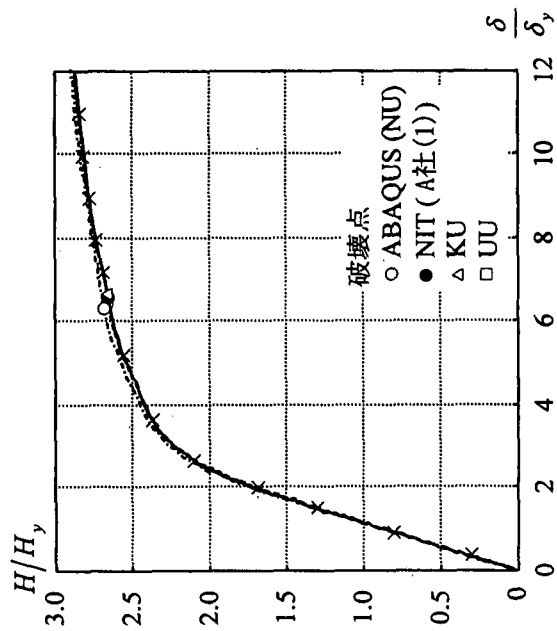
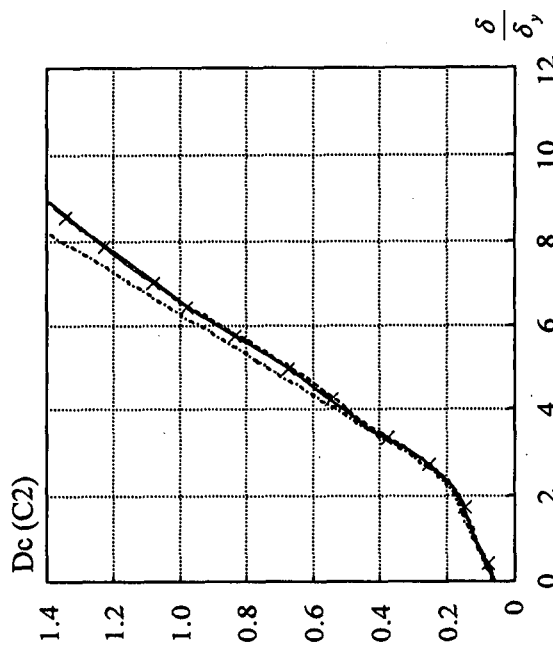


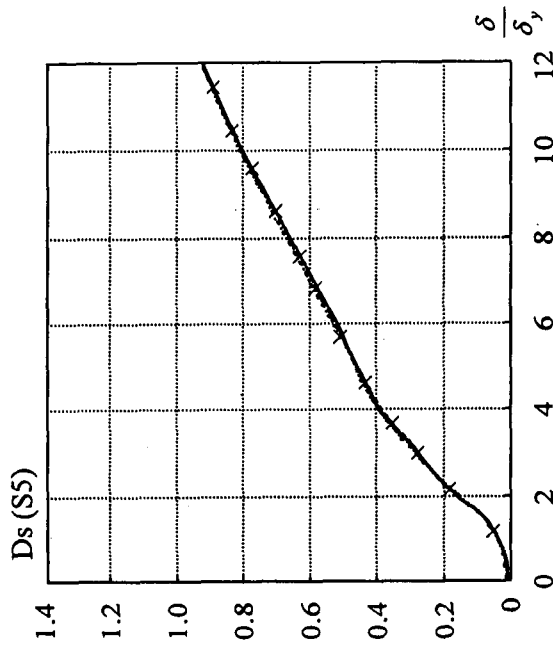
図 5.6.24 1 層ラーメン橋脚(F2) 解析結果



(a) 水平荷重 - 水平変位関係



(b) 損傷度 (Dc) - 水平変位関係



(c) 損傷度 (Ds) - 水平変位関係

- Dc; 柱基部の損傷度
 Ds; 充填部直上の損傷度
 H; 水平荷重
 H_y; 降伏水平力
 δ; 水平変位
 δ_y; 降伏水平変位
- ABAQUS (NU)
 — NIT (A社(1))
 - - - KU
 - * - UU

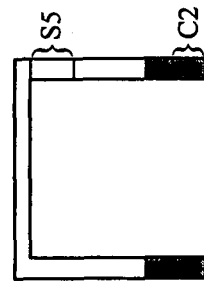
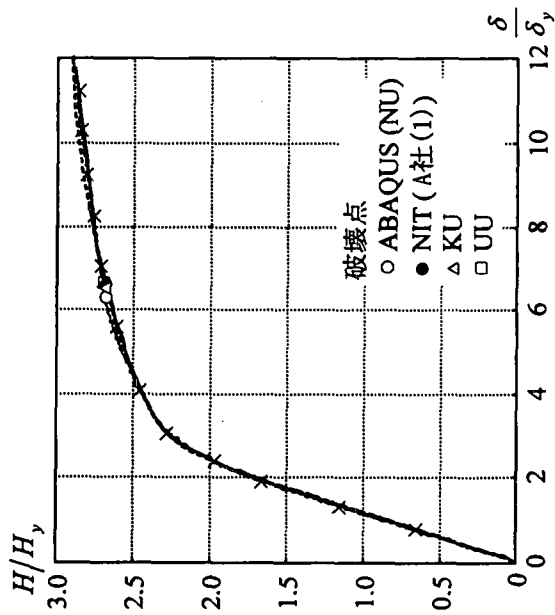
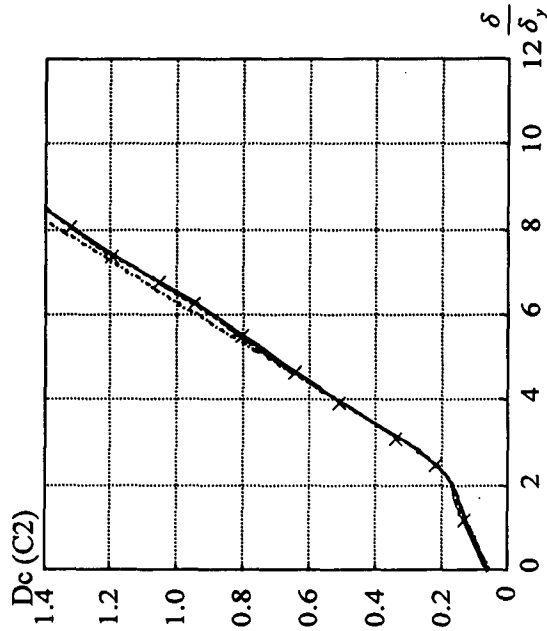


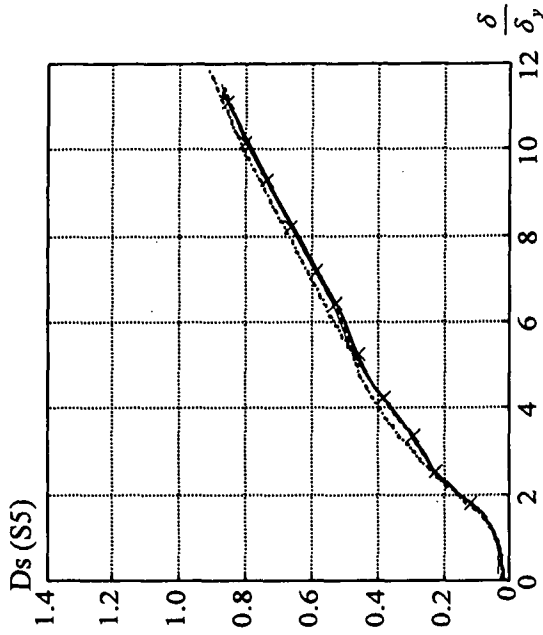
図 5.6.25 1層ラーメン橋脚(F3) 解析結果



(a) 水平荷重 - 水平変位関係



(b) 損傷度 (Dc) - 水平変位関係



(c) 損傷度 (Ds) - 水平変位関係

- Dc; 柱基部の損傷度
 Ds; 充填部直上の損傷度
 H; 水平荷重
 H_y; 降伏水平力
 δ; 水平変位
 δ_y; 降伏水平変位
- ABAQUS (NU)
 — NIT (A社(1))
 KU
 -x- UU

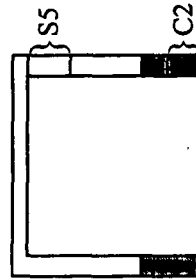


図 5.6.26 1層ラメラメン橋脚(F4) 解析結果

(8) 2層ラーメンの解析結果

a) 分割数の影響

2層ラーメンを用いたベンチマークにおいて重要となる物理量は、ベースシア（基部水平反力）と損傷度を計算するためのひずみであり、これらの物理量が収束したとみなせる分割数を決定する必要がある。そこで、要素分割および断面分割の方法として図 5.6.27 にしめす3通りを考え、これらを組み合わせることにより9種類の分割方法を設定し、水平反力およびひずみに関する精度検討をおこなった。数値解析にはNITの手法を用いた。

要素分割(c) 断面分割(C)（以後、分割方法(c,C)とする。）により得られる解は分割に関して十分収束していると考えられるため、この分割により得られる解を収束解とする。各分割方法において水平変位が $10\delta_y$ に到達した時のベースシアならびに損傷度をもとめ、それらの収束解に対する相対誤差を式(5.6.11)により算定した。結果を表 5.6.10 に示す。

$$\text{相対誤差} = \frac{|D - D_i|}{D_i} \times 100(\%) \quad (5.6.11)$$

ここで D_i : 分割方法(c,C)により得られた値, D : 各分割方法により得られた値である。

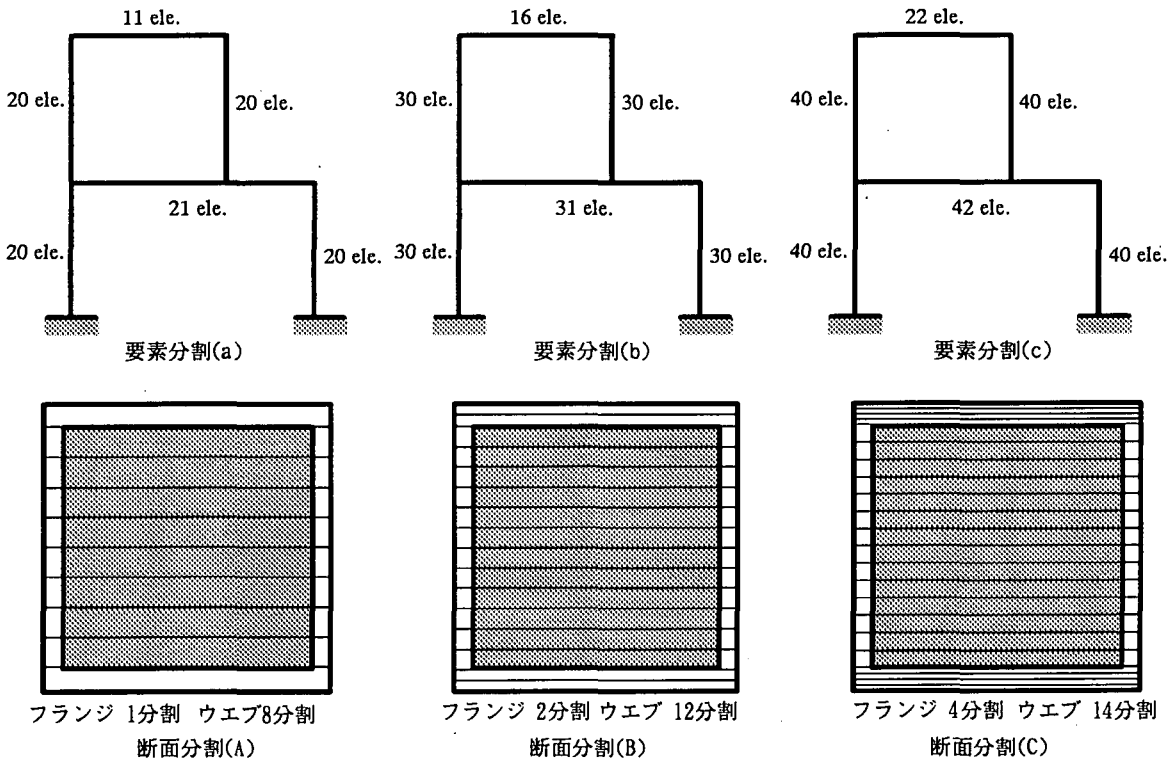


図 5.6.27 要素分割と断面分割

表 5.6.10 収束解に対する相対誤差 (続く)

(a) ベースシア（基部水平反力）

	要素分割 (a)	要素分割 (b)	要素分割 (c)
断面分割 (A)	3.01	2.22	1.89
断面分割 (B)	1.43	0.04	0.01
断面分割 (C)	1.01	0.03	0.00

(%)

表 5.6.10 収束解に対する相対誤差 (続き)

(b) Dc1

	要素分割 (a)	要素分割 (b)	要素分割 (c)
断面分割 (A)	2.01	1.98	1.45
断面分割 (B)	0.99	0.07	0.03
断面分割 (C)	0.88	0.01	0.00

(%)

(c) Dc2

	要素分割 (a)	要素分割 (b)	要素分割 (c)
断面分割 (A)	1.04	1.02	1.03
断面分割 (B)	0.07	0.03	0.02
断面分割 (C)	0.06	0.01	0.00

(%)

(d) Ds1

	要素分割 (a)	要素分割 (b)	要素分割 (c)
断面分割 (A)	1.11	1.08	1.00
断面分割 (B)	0.72	0.01	0.00
断面分割 (C)	0.69	0.00	0.00

(%)

(e) Ds2

	要素分割 (a)	要素分割 (b)	要素分割 (c)
断面分割 (A)	0.98	0.93	0.90
断面分割 (B)	0.10	0.02	0.01
断面分割 (C)	0.09	0.00	0.00

(%)

(f) Ds3

	要素分割 (a)	要素分割 (b)	要素分割 (c)
断面分割 (A)	1.01	1.00	0.99
断面分割 (B)	0.11	0.04	0.01
断面分割 (C)	0.09	0.01	0.00

(%)

(g) Ds4

	要素分割 (a)	要素分割 (b)	要素分割 (c)
断面分割 (A)	2.20	2.01	1.99
断面分割 (B)	0.11	0.08	0.03
断面分割 (C)	0.09	0.00	0.00

(%)

(h) Ds5

	要素分割 (a)	要素分割 (b)	要素分割 (c)
断面分割 (A)	1.89	1.77	1.70
断面分割 (B)	0.12	0.05	0.02
断面分割 (C)	0.10	0.03	0.00

(%)

(i) Ds6

	要素分割 (a)	要素分割 (b)	要素分割 (c)
断面分割 (A)	1.99	1.87	1.82
断面分割 (B)	0.10	0.05	0.02
断面分割 (C)	0.09	0.03	0.00

(%)

注) 表中, 斜体で表わされた部分は相対誤差 0.1%以下を示す。

ベースシアーと損傷度の収束に必要となる分割数を比較した場合, 損傷度がひずみから決定されることから, 損傷度の収束解を得るために必要とされる分割数のほうがより多く

なると考えられる。よって鋼製橋脚の要素分割数は損傷度から決定される要素分割数に支配される。表 5.6.10 から要素分割(b),断面分割(B)の組み合わせを用いれば,すべての照査位置における損傷度の判定は相対誤差 0.1%以下で行う事ができることがわかる。このことから NIT の解析方法によれば要素分割,断面分割は表 5.6.11 のとおりおこなえば十分と言える。なお表 5.6.11 には次節 b)で示される各機関の解析結果を得た際の分割数もあわせて示してある。このうち NIT, NU, A 社(2)については表に示された分割数において解が十分収束している事が確認されているが, UU については表に示された値よりも分割数を細かくした場合,繰り返し計算における収束性が低下し所要の解が得られなくなる。したがって UU に関しては分割数に関する収束性は十分に確認されていない。

表 5.6.11 2層ラーメンの解析に用いた要素分割数および断面分割数

	要素分割				断面分割		
	下柱	上柱	下はり	上はり	フランジ	ウェブ	充填コンクリート
NIT	30	30	31	16	2	12	12
NU	10	10	15	10		11	11
UU	10	10	15	10	4	40	40
A 社(2)	50	50	53	28	8	40	40

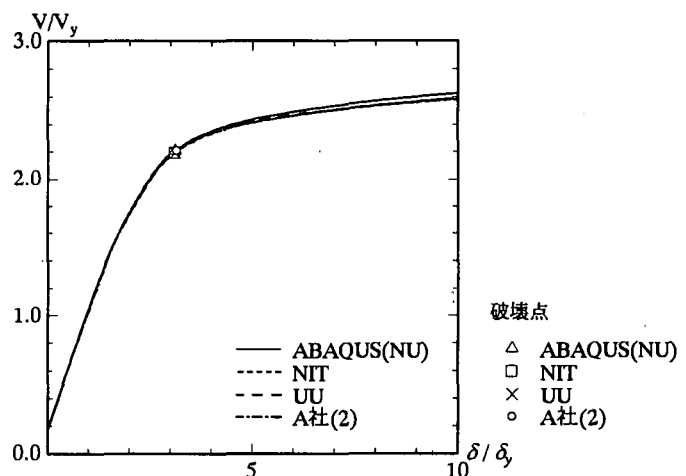
*断面分割に付いては全ての断面に対応

b) 解析結果

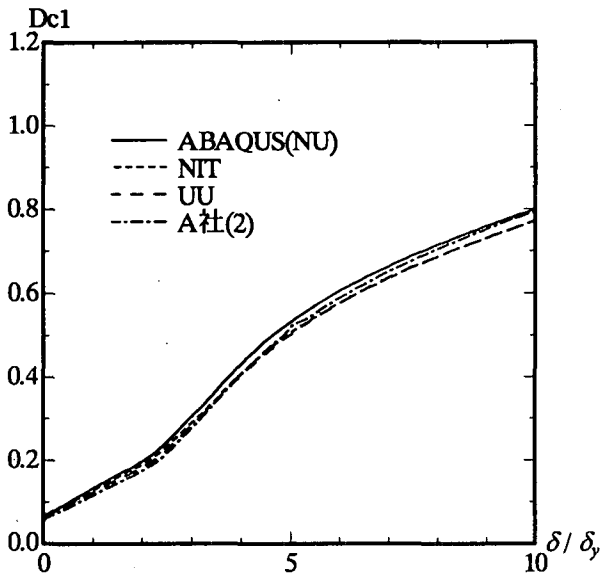
各機関により行われた2層ラーメンに対する解析結果としてベースシア-水平変位関係,コンクリート充填部の損傷度-水平変位関係,中空断面部の損傷度-水平変位関係を図 5.6.28 に示す。図 5.6.28(a)のベースシア-水平変位関係には破壊点も併せて示してある。

ベースシア-水平変位関係においては $5\delta_y$ 付近までは各機関の結果はよく一致している。それ以降も NIT, UU, A 社(2)の結果はよく一致しているが, NU の結果が若干高めとなっている。

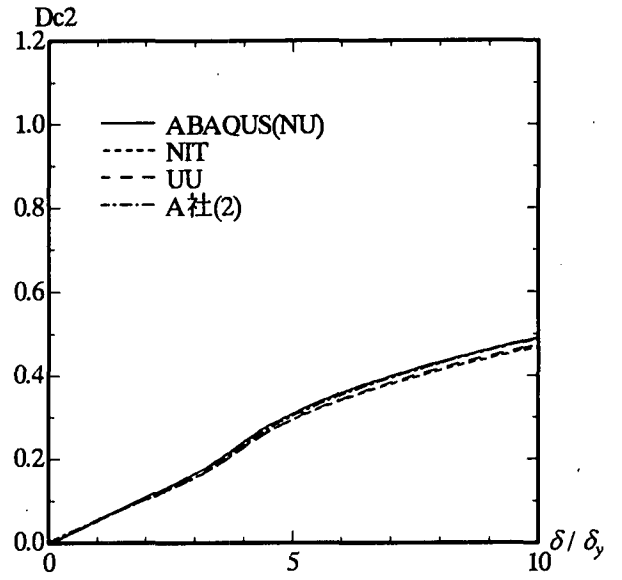
コンクリート充填部の損傷度 C1, C2 に関しては NIT と UU の結果は全領域においてよく一致しているが, NU と A 社(2)の結果は NIT, UU よりも高めに算定されている。中空断面部の損傷度 S1, S2, S3 に関しては全ての機関の結果が全領域においてよく一致している。S4 と S5 においても各機関の結果はよく一致しているが UU の結果が若干低めに算定されている。S6 においては $5\delta_y$ 付近までは各機関の結果は一致しているがそれ以降は UU の結果が若干低めに算定されている。



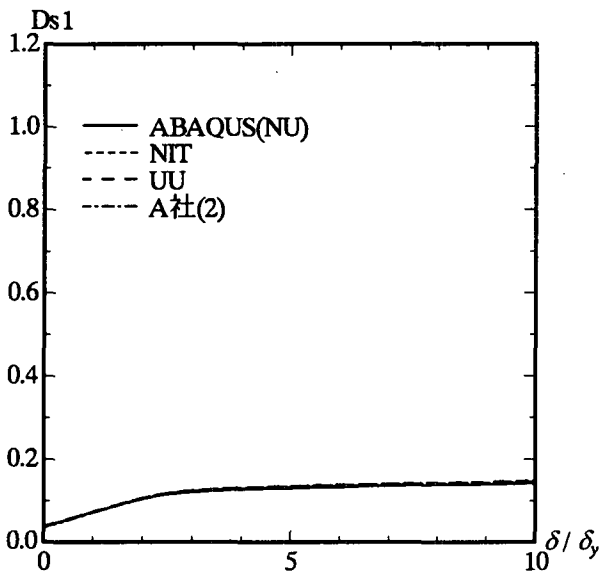
(a) ベースシア-水平変位関係
図 5.6.28 2層ラーメン解析結果(続く)



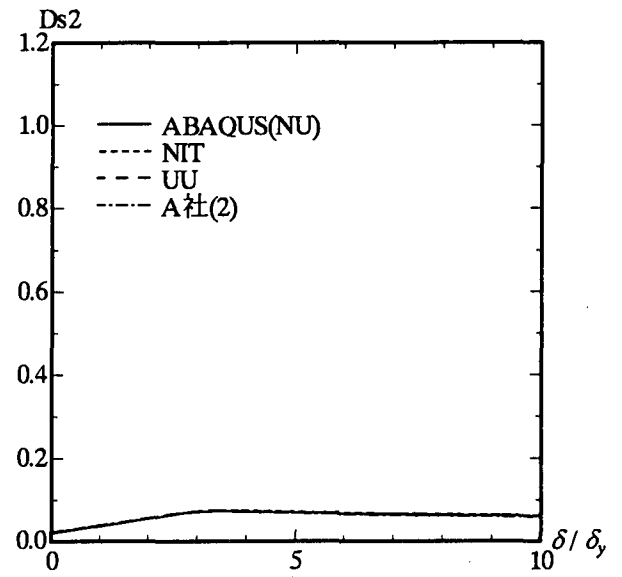
(b) 損傷度 Dc1-水平変位関係



(c) 損傷度 Dc2-水平変位関係

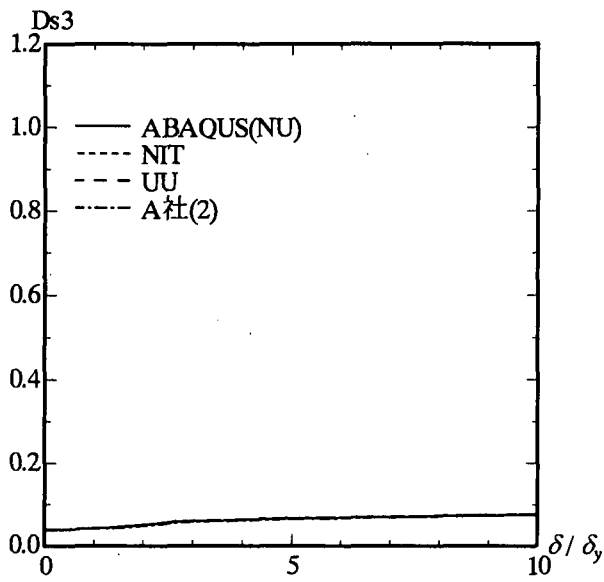


(d) 損傷度 Ds1-水平変位関係

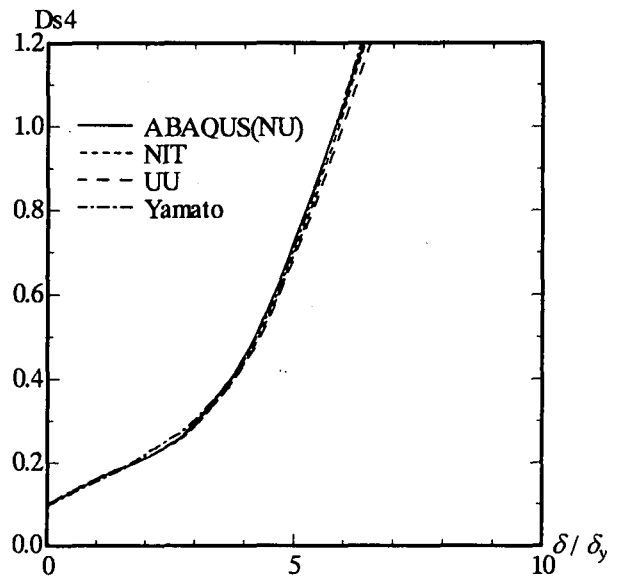


(e) 損傷度 Ds2-水平変位関係

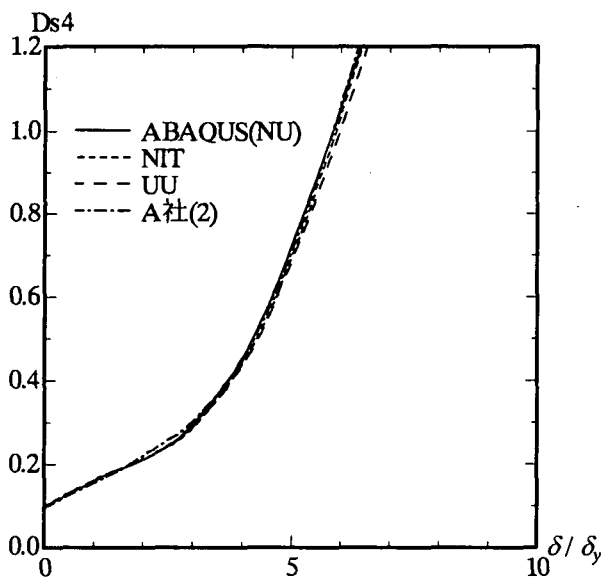
図 5.628 2層ラーメン解析結果 (続く)



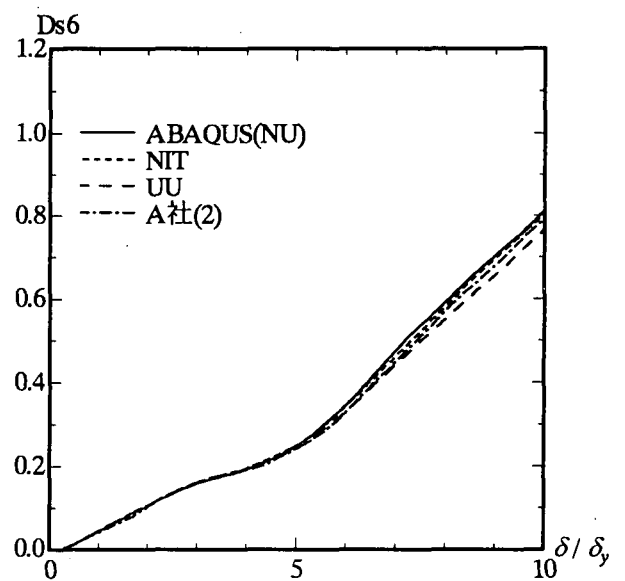
(f) 損傷度 Ds3-水平変位関係



(g) 損傷度 Ds4-水平変位関係



(h) 損傷度 Ds5-水平変位関係



(i) 損傷度 Ds6-水平変位関係

図 5.628 2層ラーメン解析結果 (続き)

(9) 終局水平変位および終局水平耐力にもとづく精度検討

a) 単柱式橋脚, 逆L字型橋脚, 1層ラーメン橋脚

各機関により得られた終局変位および終局水平耐力のばらつきを検討する。具体的には次式(5.6.12)で定義される相対誤差 e を用いて検討する。

$$e = \sqrt{\frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{\delta_u - \bar{\delta}_u}{\bar{\delta}_u} \right)^2 + \left(\frac{H_u - \bar{H}_u}{\bar{H}_u} \right)^2 \right\}} \times 100 \quad (\%) \quad (5.6.12)$$

ここで δ_u : 終局水平変位, H_u : 終局水平耐力, $\bar{\delta}_u$: 終局水平変位の平均値, \bar{H}_u : 終局水平耐力の平均値である。この式で定義される相対誤差 e を用いる事により, 終局変位および終局水平耐力の両方のばらつきを考慮する事ができる。

表 5.6.12 には各機関により得られた終局水平変位と終局水平耐力をそれぞれ表 5.6.4 に示した降伏水平変位と降伏水平力で無次元化した値および式(5.6.12)により定義された相対誤差 e が記されている。また, 相対誤差 e の頻度分布をすべての構造形式をまとめた形で表 5.6.13 に示している。なお前節までで述べられた様に, ABAQUS(NU)による解析結果は他の機関の結果と若干異なっている。ABAQUS についてはプログラムソースについて不明な点があり, 詳細な検討が行われていない。そのため今回の精度検討は ABAQUS(NU)の結果を除いた NIT, KU, UU の3つで行う事とする。

表 5.6.12 および表 5.6.13 から, 相対誤差 e は構造形式にかかわらずすべてのケースで 0.8% 以下になっていることがわかる。さらに結果の 60% が相対誤差 0.5% 以下となっていることもわかる。このことから今回取り上げた単柱式橋脚, 逆L字型橋脚および1層ラーメン橋脚については, 解析方法や解析ソフトによらずほぼ同一の解が得られ, 信頼度の高いベンチマークが設定できたと言える。

具体的に本ベンチマークを用いて解析ソフトの信頼性を検討する場合, 表 5.6.12 に示された平均値に対し相対誤差 e が 3~5% 以内であればよいであろう。

表 5.6.12 終局水平変位および終局水平耐力にもとづく精度検討

(a) 単柱式橋脚

	N-1		N-2		N-3		N-4		N-5	
	δ_u/δ_y	H_u/H_y	δ_u/δ_y	H_u/H_y	δ_u/δ_y	H_u/H_y	δ_u/δ_y	H_u/H_y	δ_u/δ_y	H_u/H_y
NIT	8.046	2.050	7.411	1.936	6.351	1.780	4.060	1.807	7.389	1.932
	0.14%		0.26%		0.32%		0.16%		0.18%	
KU	8.092	2.050	7.442	1.932	6.422	1.775	4.092	1.815	7.420	1.945
	0.54%		0.45%		0.57%		0.60%		0.41%	
UU	7.954	2.053	7.333	1.923	6.340	1.767	4.025	1.811	7.365	1.934
	0.68%		0.65%		0.45%		0.58%		0.27%	
平均	8.031	2.051	7.395	1.930	6.371	1.774	4.059	1.811	7.391	1.937

(b) 逆L字型橋脚

	L-1		L-2	
	δ_u/δ_y	H_u/H_y	δ_u/δ_y	H_u/H_y
NIT	5.489	2.017	5.639	2.025
	0.14%		0.05%	
KU	5.509	2.019	5.683	2.037
	0.40%		0.68%	
UU	5.444	2.008	5.594	2.017
	0.52%		0.66%	
平均	5.480	2.014	5.639	2.026

(c) 1層ラーメン橋脚

	F-1		F-2		F-3		F-4	
	δ_u/δ_y	H_u/H_y	δ_u/δ_y	H_u/H_y	δ_u/δ_y	H_u/H_y	δ_u/δ_y	H_u/H_y
NIT	6.509	2.490	6.537	2.510	6.556	2.663	6.611	2.691
	0.30%		0.57%		0.11%		0.23%	
KU	6.427	2.485	6.500	2.514	6.598	2.666	6.599	2.676
	0.62%		0.15%		0.57%		0.49%	
UU	6.509	2.495	6.426	2.524	6.482	2.662	6.667	2.701
	0.33%		0.71%		0.69%		0.47%	
平均	6.482	2.490	6.488	2.516	6.545	2.664	6.632	2.689

表 5.6.13 相対誤差 e の頻度分布

相対誤差 e (%)	頻度	累積頻度
0.0~0.1	1	1 (3.0)
~0.2	6	7 (21.2)
~0.3	4	11 (33.3)
~0.4	3	14 (42.4)
~0.5	5	19 (57.6)
~0.6	7	26 (78.8)
~0.7	6	32 (97.0)
~0.8	1	33(100.0)
~0.9	0	33(100.0)
~1.0	0	33(100.0)

*累積頻度の () 内は母数に対する割合 (%)

b) 2層ラーメン橋脚

終局状態における水平変位とベースシアアを用いて精度検討を行う。具体的には次式(5.6.13)により定義される相対誤差 e を用いて検討する。

$$e = \sqrt{\frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{\delta_u - \bar{\delta}_u}{\bar{\delta}_u} \right)^2 + \left(\frac{V_u - \bar{V}_u}{\bar{V}_u} \right)^2 \right\}} \times 100 \quad (\%) \quad (5.6.13)$$

ここで δ_u : 終局水平変位, V_u : 終局時のベースシアア, $\bar{\delta}_u$: 終局水平変位の平均値, \bar{V}_u :

終局時のベースシアアの平均値である。この式で定義される相対誤差 e を用いる事により終局変位および終局時ベースシアアの両方のばらつきを考慮する事ができる。

表 5.6.14 には ABAQUS(NU), NIT, UU, A 社(2)により得られた終局水平変位と終局時ベースシアアを表 5.6.6 に示された降伏水平変位と降伏時ベースシアアで無次元化した値および式(5.6.13)により定義された相対誤差 e が記されている。この表から相対誤差 e は比較した全ての結果において 0.5%以下になっていることがわかる。このことから、今回用いた 2 層ラーメンについても解析方法および解析ソフトの差によらずほぼ同一の解が得られたといえ、信頼性の高いベンチマークが設定できたと言える。

具体的に本ベンチマークを用いて解析ソフトの信頼性を検討する場合、表 5.6.14 に示された平均値に対し相対誤差 e が 3~5%以内であればよいであろう。

表 5.6.14 終局水平変位および終局時ベースシアアにもとづく相対誤差 e

	δ_u/δ_y	V_u/V_y
ABAQUS (NU)	3.116	2.208
	0.37%	
NIT	3.104	2.193
	0.37%	
UU	3.107	2.197
	0.40%	
A社(2)	3.129	2.206
	0.45%	
平均	3.114	2.200

(10) まとめ

非線形解析は収束計算を含む逐次解析によるため、有限要素法における要素分割数のみならず、収束判定の指標となる許容誤差や増分量などが結果に大きな影響を与える。これらの緒量が適切な値に設定されていないと、妥当な解析ソフトを用いた場合でも適切な解が得られない。現行の解析ソフトでは、こうした諸量のすべてが自動的に適切な値に設定されることはなく、使用する技術者には非線形解析に対する十分な経験と理解が要求される。非線形解析に対する経験が浅い技術者でも、非線形解析の妥当性が確認できる様にするためには信頼性の高いベンチマークが設定される必要がある。

こうした観点から 5.6.2 では鋼製橋脚の代表的な構造形式と考えられる単柱式橋脚、逆 L 字型橋脚、1 層ラーメン橋脚および複雑な形状の一例として 2 層ラーメン橋脚を設定し、これらに対し複数の複合非線形静的解析方法による解析ソフトを用いて終局挙動の解析を行った。その結果、いずれの構造形式に対しても解析方法や解析ソフトによらずほぼ同一の解を得ることができ、信頼度の高いベンチマークを設定する事ができた。ここで設定されたベンチマークを用いて、解析ソフトの信頼性を検討する場合、前述された相対誤差が 3~5%以内であればよいであろう。

5.6.3 鋼製橋脚の静的繰り返し解析

鋼製橋脚の耐震設計を行う上で、保有水平耐力の算定や非線形動的解析が要求される。動的解析手法の1つとして1自由度系モデルを用いる方法があるが、その際、鋼製橋脚の復元力モデルの選択が重要である。そのために、繰り返し載荷条件で得られた荷重-変位特性が必要となる。荷重-変位特性は、静的繰り返し載荷実験より得られるが、鋼材の繰り返し特性を精度良く予測できる構成則として修正2曲面モデル [Shen et al., 1993, 1995] や3曲面モデル [後藤ら, 1998a] を用いた数値解析からも十分可能になってきている。この節では、種々の構成則による鋼製橋脚の静的繰り返し解析について説明する。

(1) T型鋼製橋脚

T型鋼製橋脚とは、鉛直荷重が橋脚の中心軸に作用する単柱式鋼製橋脚のことである。ここでは、補剛箱形断面とパイプ断面を対象とした解析の結果を簡単に述べる。

a) 補剛箱形断面橋脚

イ) 比較的薄肉な断面

解析モデルとして建設省土木研究所で実施された No.2 供試体 [西川ら, 1996] を用いる。解析は図 5.6.29 に示すように一定軸圧縮力のもとで、柱上端部に水平繰り返し荷重が作用する条件で行われる。この供試体の断面は、図 5.6.29(c) に示すように、フランジ、ウェブとも3本の縦補剛材を有するものである。供試体の諸元を表 5.6.15 に示す。

解析に使用したソフトは汎用プログラム ABAQUS (修正2曲面モデル, 3曲面モデル, 移動硬化則, 等方硬化則) である [葛ら, 1998] [後藤ら, 1998a]。解析モデルとしては、構造と荷重の対称性から、1/2 モデルを用いる。また、計算の効率化のために、局部変形が発生する柱基部のみを4節点シェル要素 (S4R) で離散化し、その上の部分を空間開断

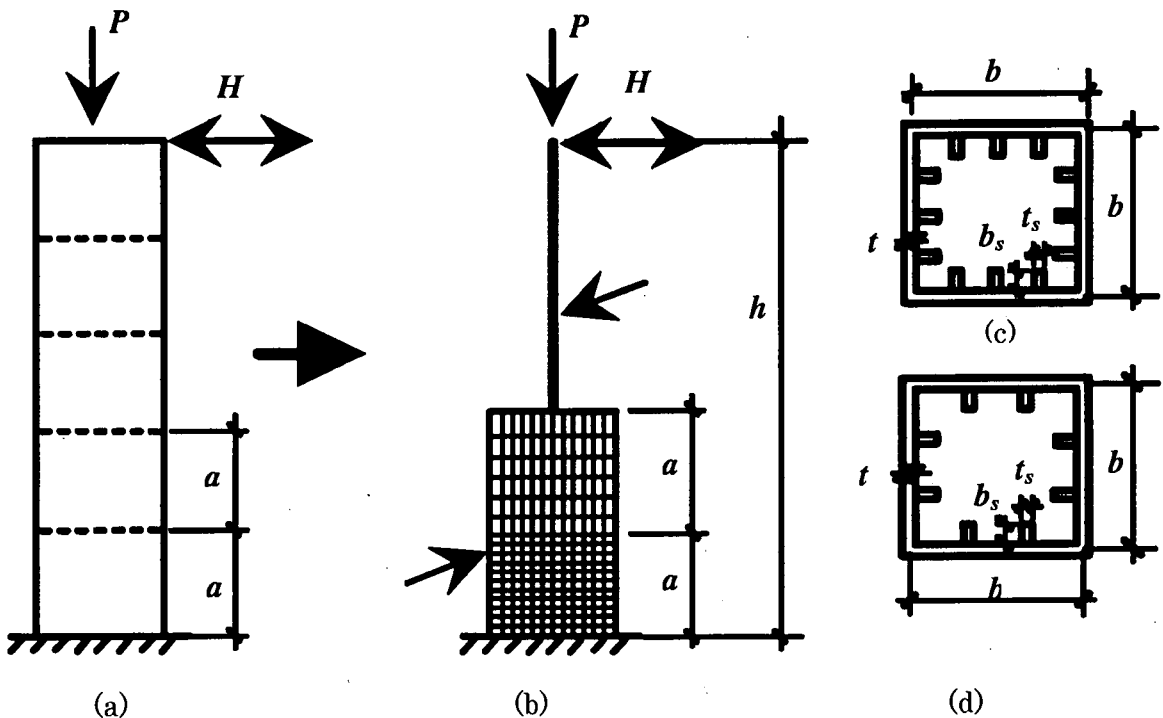


図 5.6.29 箱形断面鋼製橋脚の解析モデル

表 5.6.15 解析モデル（供試体 No.2）の諸元

鋼種	h (m)	b (m)	t (m)	b_s (m)	t_s (m)	a (m)	$\frac{P}{P_y}$	$\frac{\gamma}{\gamma^*}$	R_R	R_F	$\bar{\lambda}$
SM490	3.403	0.882	0.009	0.080	0.006	0.90	0.122	0.89	0.56	0.59	0.26

注) : h = 橋脚高さ, b = 板幅, t = 構成板要素の厚さ, b_s = 補剛材幅, t_s = 補剛材厚さ,
 a = ダイヤフラム間隔, P/P_y = 軸圧縮力比 (P = 軸力, P_y = 全断面降伏軸力), γ/γ^* = 補剛材の剛比 (線形座屈理論から求められる最適剛比), R_R = 補剛材間の板パネルの幅厚比パラメータ (式 (3.3.2)), R_F = 補剛板全体の幅厚比パラメータ (式 (3.3.3)), および $\bar{\lambda}$ = 細長比パラメータ (式 (3.3.1)).

面はり要素 (B31OSH) を用いる. なお, 残留応力と幾何学的初期不整については, 本解析では考慮しなかった.

解析に用いた材料定数は, 弾性係数 $E = 2.06 \times 10^{11}$ N/m², 降伏応力 $\sigma_y = 3.787 \times 10^8$ N/m², およびポアソン比 $\nu = 0.3$ である. また, 修正 2 曲面モデルおよび 3 曲面モデルのモデルパラメータの詳細は参考文献 [Shen et al., 1995] [後藤ら, 1998a] を参考されたい. なお, 等方硬化則と移動硬化則の場合, マルチリニア型の応力-ひずみ関係を用いる. ABAQUS, MARC などの汎用ソフトを用いた有限変位解析では, 工学応力-工学ひずみではなく, 真応力-真ひずみ関係を入力するようになっている. 従って, 材料試験から得られた工学応力-工学ひずみを真応力-真ひずみへ換算する必要がある. 工学応力 (σ_E) - 工学ひずみ (ε_E) と真応力 (σ) - 真ひずみ (ε) との関係は次式のようなものである.

$$\sigma = \sigma_E (1 + \varepsilon_E) \quad (5.6.14)$$

$$\varepsilon = \ln(1 + \varepsilon_E) \quad (5.6.15)$$

図 5.6.30 には, 供試体 No.2 の板パネルに用いた鋼材の一軸状態における真応力-真ひずみ関係の多直線 (ひずみが 20% を超えてからひずみ硬化係数をゼロとした) を材料試験結果とともに示している. また, 修正 2 曲面モデルによる一軸状態での真応力-真ひずみ曲線もプロットされている. 同図からわかるように, 修正 2 曲面モデルによる応力-ひずみ曲線と仮定した多直線は, 10% のひずみまではほぼ一致している. その後は, 前者が後者より多少大きくなっている.

図 5.6.31 に実験と解析から得られた水平荷重-水平変位履歴曲線を示す. 横軸に δ_y で無次元化した柱上端部の水平変位, 縦軸に H_y で無次元化した水平荷重とした. 降伏荷重 H_y と降伏変位 δ_y は, 軸力の影響を考慮したものである [鋼構造新技術小委員会, 1996]. 同図よりわかるように, 最大荷重および最大荷重までの包絡線に関しては, 等方硬化則, 移動硬化則, 修正 2 曲面モデルおよび 3 曲面モデルのいずれも実験結果と良く一致している. この点においては, 一般的に使用されている等方硬化則または移動硬化則は, 修正 2

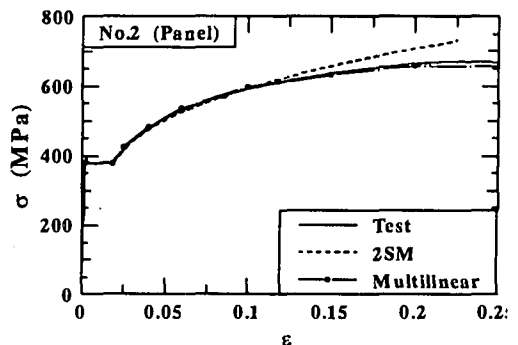


図 5.6.30 真応力-真ひずみ関係

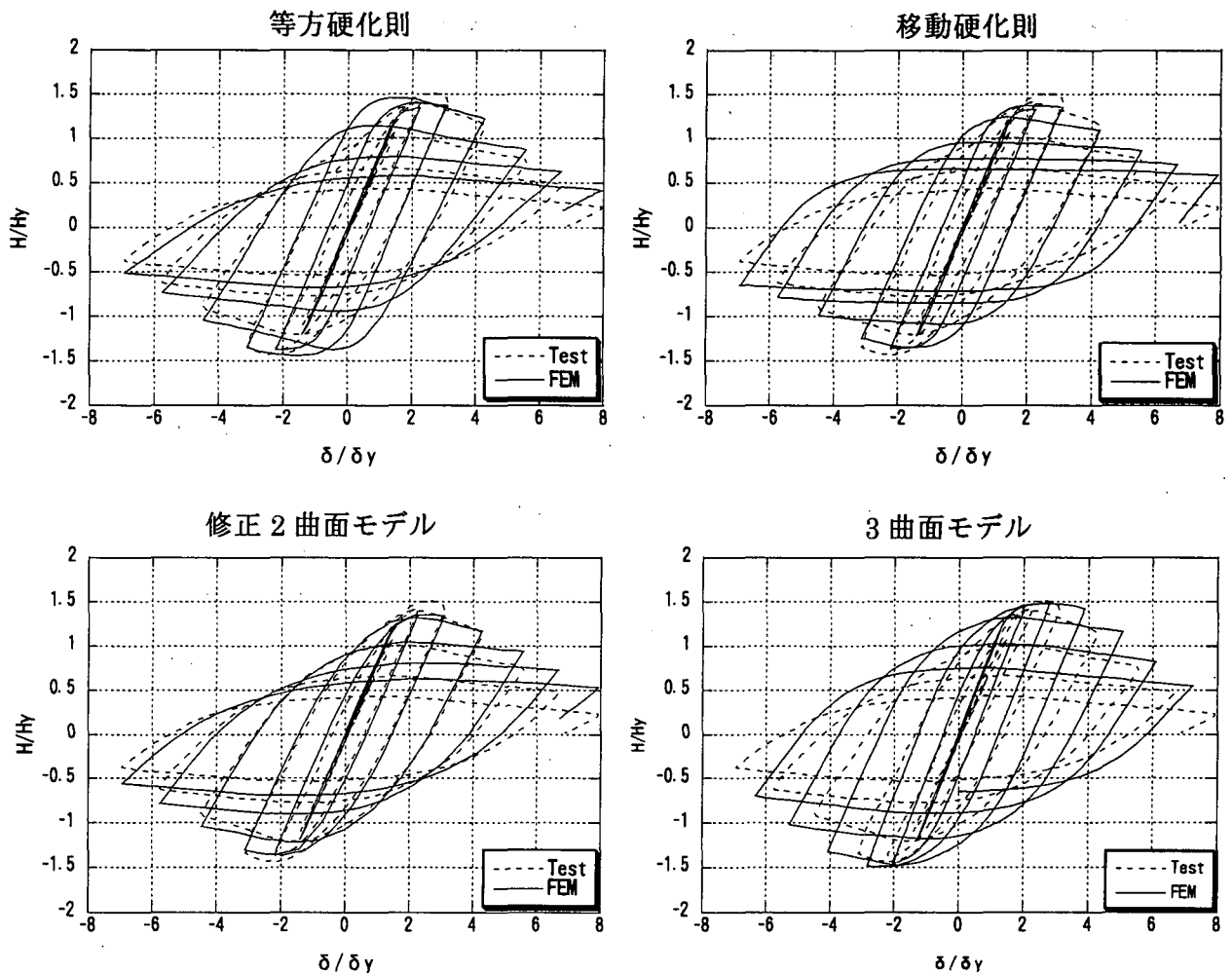


図 5.6.31 水平変位-水平荷重の履歴曲線の比較 (No.2)

表 5.6.16 解析モデル (供試体 KD-3) の諸元

鋼種	h (m)	b (m)	t (m)	b_s (m)	t_s (m)	a (m)	P/P_y	γ/γ^*	R_R	$\bar{\lambda}$
SM490	3.303	0.738	0.012	0.090	0.009	0.500	0.136	3.05	0.458	0.30

面モデルや 3 曲面モデルに比べればそれほど遜色がないと考えられる。しかし、履歴ループの形を見てみると、等方硬化則を用いた場合、ピーク付近では解析結果が実験結果に比べ大きくなっており、移動硬化則を用いた解析結果は、ピーク後の領域においては、弾性域の縮小を考慮していないため除荷剛性の劣化が小さく荷重が実験値より高めにしている。これに対し、修正 2 曲面モデル、3 曲面モデルとも全領域にわたって実験結果とよく一致している。

ロ) 比較的厚肉な断面

厚肉断面橋脚の解析モデルに、鋼材倶楽部で実施された KD-3 [中村ら, 1997] を用いる。KD-3 は、 $R_R = 0.458$ であり、No.2 供試体に比べ比較的厚肉な断面からなっている。

表 5.6.16 に供試体の諸元を示す。なお、断面は図 5.6.29(d)に示すような、2本の縦補剛材をフランジとウェブに設けられた正方形断面である。

解析に用いた材料定数は、弾性係数 $E=2.06 \times 10^{11} \text{ N/m}^2$ 、降伏応力 $\sigma_y=3.639 \times 10^8 \text{ N/m}^2$ 、およびポアソン比 $\nu=0.3$ である。また、等方硬化則と移動硬化則の場合は、供試体 No.2 の解析と同様に、マルチリニア型の応力-ひずみ関係を用いる。

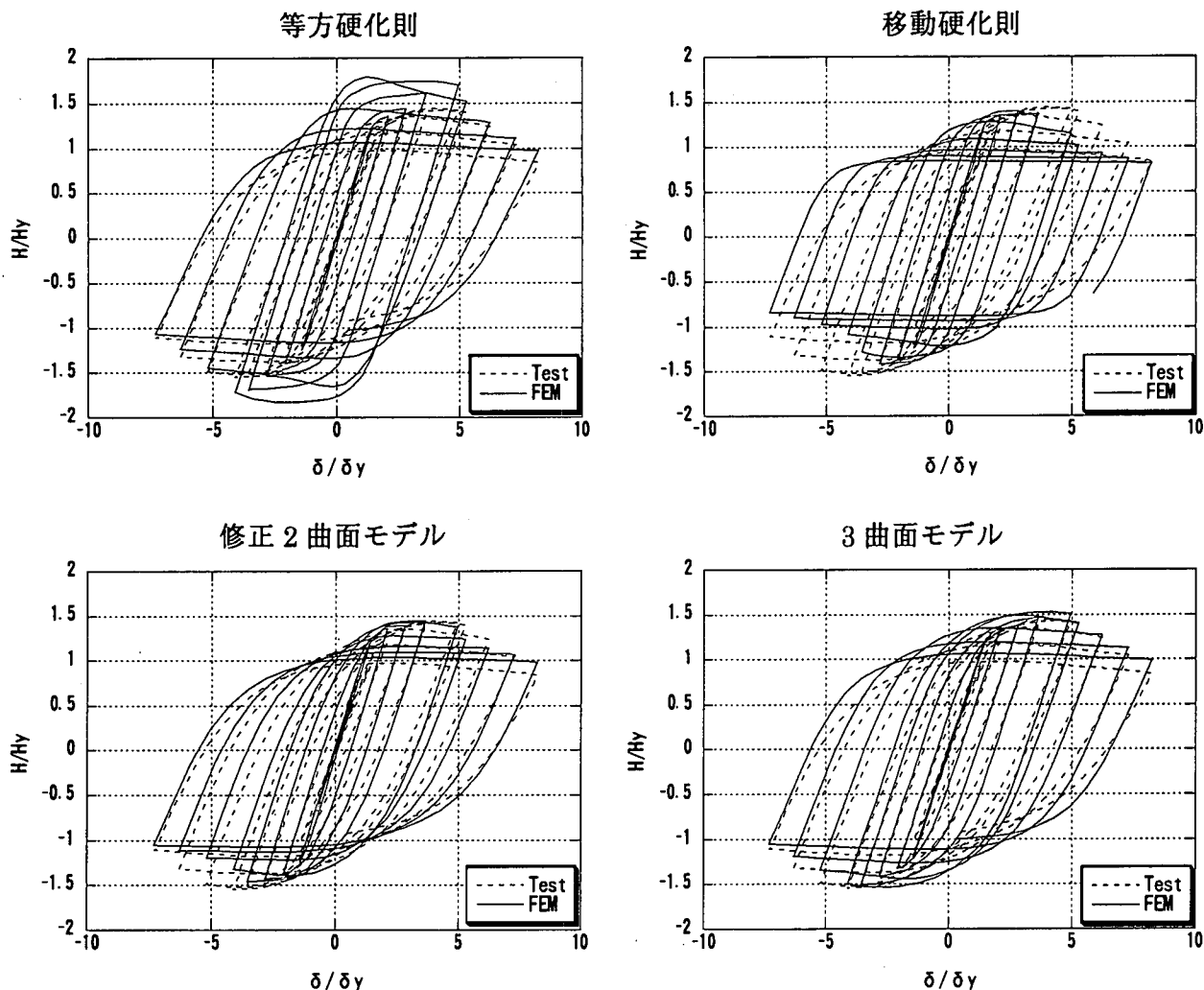


図 5.6.32 水平変位-水平荷重の履歴曲線の比較 (KD-3)

解析結果と実験結果との比較が図 5.6.32 に示されている。このケースの場合、等方硬化則を用いた解析結果は、実験結果に比較して荷重が非常に大きくなっている。これは、等方硬化則では、降伏曲面が拡大するだけで弾性域が大きくなるのでひずみ硬化現象が顕著に現れるためである。一方、移動硬化則を用いた場合は、等方硬化則の場合と反対に、実験結果をかなり小さく予測している。これは、移動硬化則は、降伏曲面の中心が移動しているだけで繰り返しひずみ硬化現象を評価できないため荷重を過小に評価することとなる。これらに対して、修正 2 曲面モデルと 3 曲面モデルを用いた解析では、弾性域の減小や繰り返しひずみ硬化現象が反映されているため解析による履歴曲線は、実験結果に比較して形状がほぼ同様で、荷重も非常に良く一致している。

b) パイプ断面橋脚

イ) 比較的薄肉な断面

解析モデルに建設省土木研究所で実施された No.8 供試体 [西川ら, 1996] を用いる. 表 5.6.17 に供試体の諸元を示す. この供試体の径厚比パラメータ R_t (式 3.3.8) は 0.115 でかなり薄い断面である. また, 図 5.6.33 に解析モデルを示す.

解析に用いた材料定数は, 弾性係数 $E=2.06 \times 10^{11} \text{ N/m}^2$, 降伏応力 $\sigma_y=2.896 \times 10^8 \text{ N/m}^2$, およびポアソン比 $\nu=0.3$ である. なお, 等方硬化則と移動硬化則の場合は, 図 5.6.34 に示すバイリニア型の相当応力-相当ひずみ関係を用いている [葛ら, 1997a][後藤ら, 1998a].

表 5.6.17 解析モデル (供試体 No.8) の諸元

鋼種	h (m)	D (m)	t (m)	P/P_y	R_t	$\frac{1}{\lambda}$
SS400	3.403	0.891	0.009	0.124	0.115	0.26

R_t : 径厚比パラメータ (式(3.3.8))

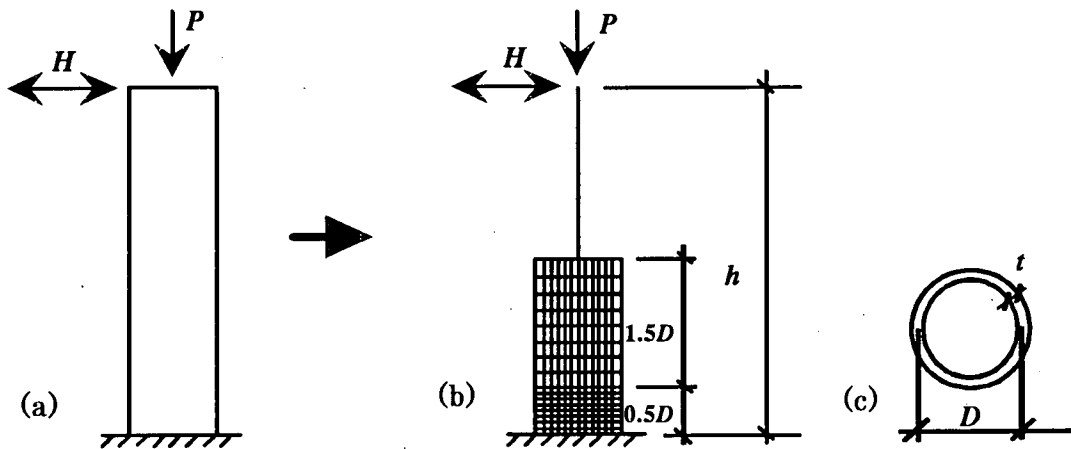


図 5.6.33 パイプ断面鋼製橋脚の解析モデル

図 5.6.35 に実験と解析から得られた荷重-変位履歴曲線を示す. 等方硬化則を用いた場合, ほぼ全領域において, 耐荷力が実験結果に比べかなり大きくなっている. また, 移動硬化則を用いた場合は, 最大荷重までは実験結果と良く一致しているが, 劣化域においては, 実験値より多少高めに出ている. これに対して, 修正 2 曲面モデル, 3 曲面モデルは, とともに全領域にわたって実験結果と良く一致している.

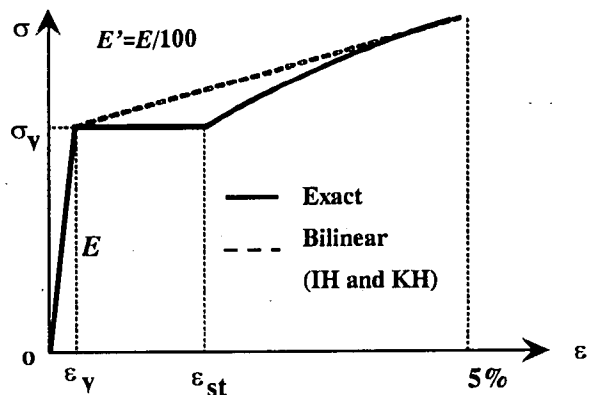


図 5.6.34 相当応力-相当ひずみ関係

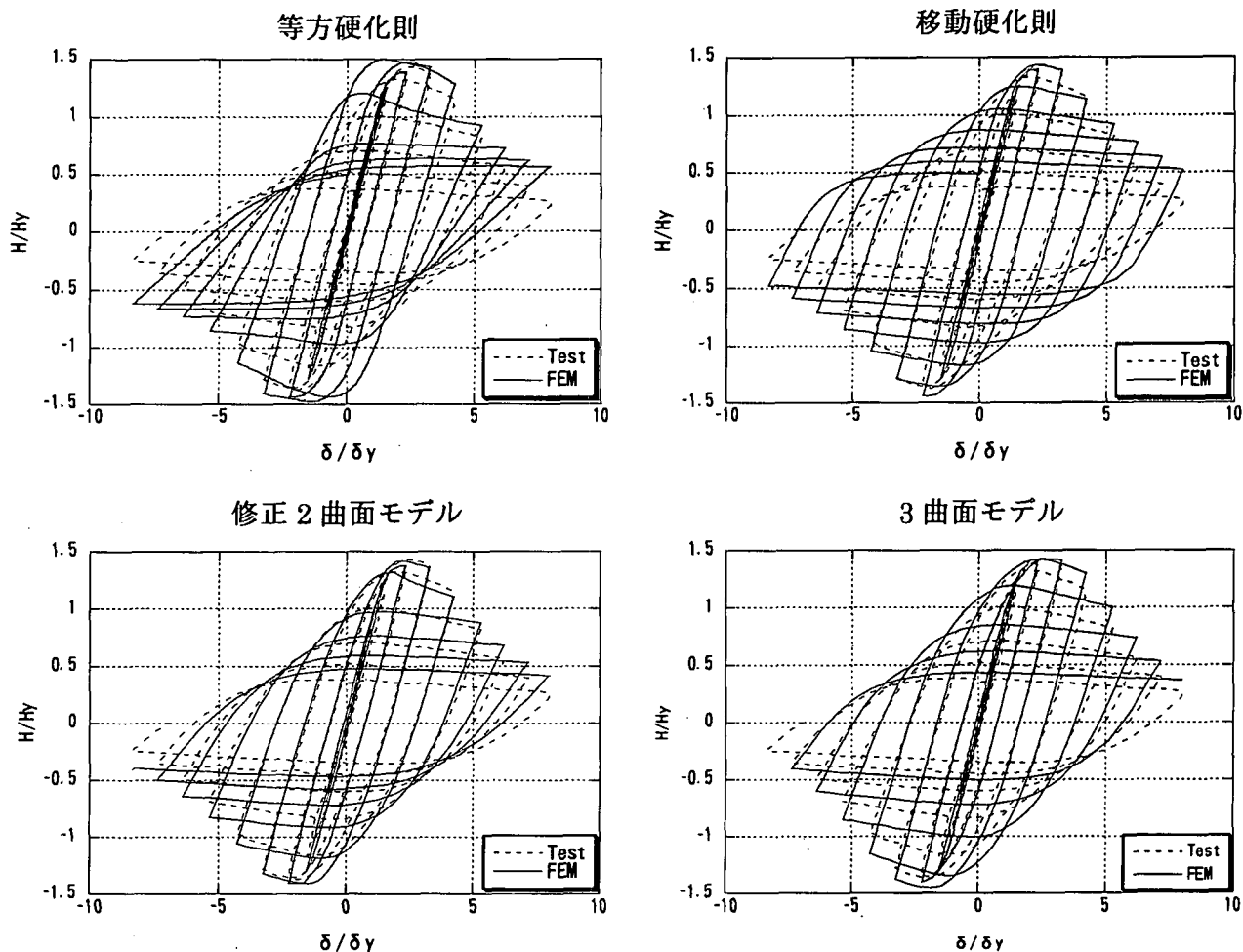


図 5.6.35 水平変位-水平荷重の履歴曲線の比較 (No.8)

ロ) 比較的厚肉な断面

厚肉円形断面橋脚の解析モデルに鋼材倶楽部で実施された KC-1 を用いる。このモデルは、径厚比パラメータ R_t が 0.031 とかなり小さく、厚肉断面に属するものである。表 5.6.18 に供試体の諸元を示す。

解析に用いた材料定数は、弾性係数 $E=2.06 \times 10^{11} \text{ N/m}^2$ 、降伏応力 $\sigma_y=2.691 \times 10^8 \text{ N/m}^2$ 、およびポアソン比 $\nu=0.3$ である。なお、等方硬化則と移動硬化則の場合は、供試体 No.8 の解析と同様に、図 5.6.34 に示すバイリニア型の相当応力-相当ひずみ関係を用いている [葛ら, 1997a] [後藤ら, 1998a]。

図 5.6.36 に実験と解析から得られた水平荷重-水平変位履歴曲線を示す。等方硬化則の場合は、ひずみ硬化現象を過大に評価してしまい、解析値が実験値を大幅に上回っている。移動硬化則においては荷重がかなり低めに出ている。これらに対して、修正 2 曲面モデルの場合は全域にわたって精度良く一致している。また、3 曲面モデルにおいては最大荷重後の劣化が多少大きくなっている。

表 5.6.18 解析モデル (供試体 KC-1) の諸元

鋼種	h (m)	D (m)	t (m)	P/P_y	R_t	$\bar{\lambda}$
SS400	3.303	0.580	0.020	0.09	0.031	0.37

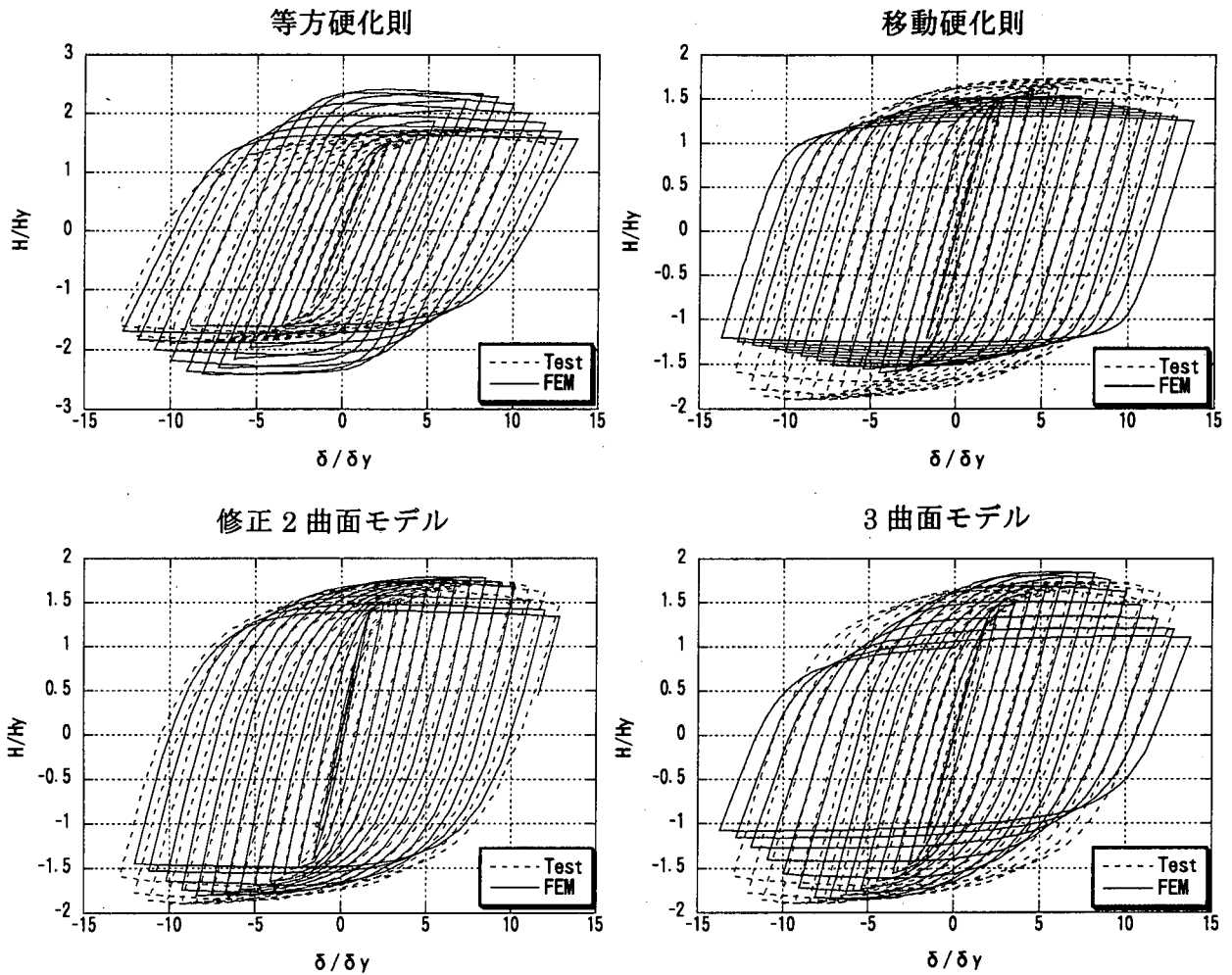


図 5.6.36 水平変位－水平荷重の履歴曲線の比較 (KC-1)

(2) 逆 L 字型鋼製橋脚

前節では、上部構造重量が中心軸に作用する単柱式鋼製橋脚 (T 形橋脚) が対象とされていたが、この節では、上部構造重量が偏心して作用する単柱式鋼製橋

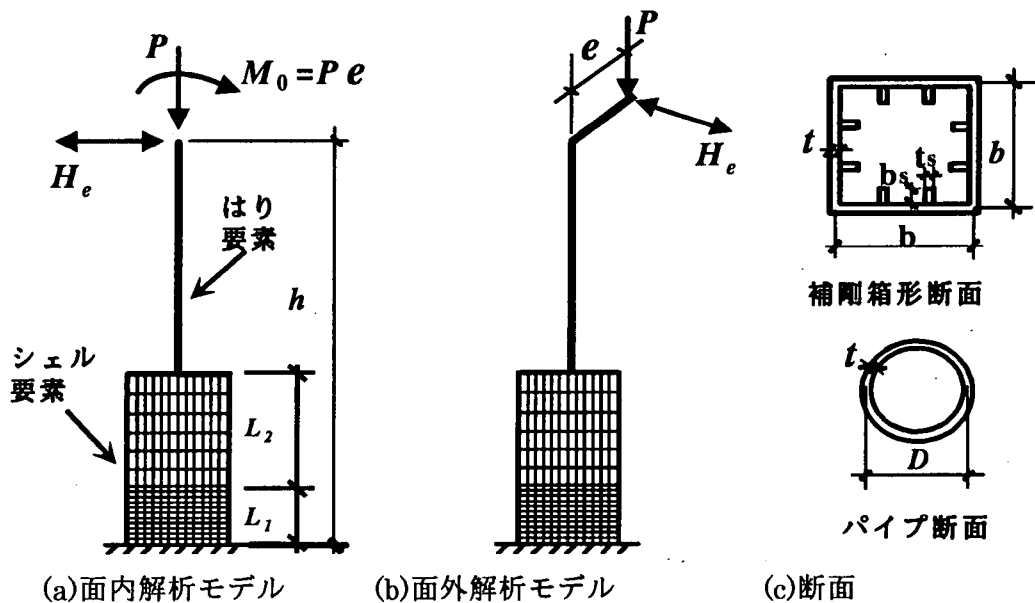


図 5.6.37 逆 L 形鋼製橋脚の解析モデル

脚（逆L形橋脚）について説明する。対象となる橋脚の断面は、補剛箱形断面とパイプ断面である。また、載荷条件は（1）面内繰返し載荷と（2）面外繰返し載荷とする。ただし、補剛箱形断面橋脚については面内繰返し荷重の場合のみを考える。

a) 解析モデル

解析の対象は、柱軸から偏心量が e の所に一定鉛直力と変動変位振幅の繰返し水平力を受ける、等断面の逆L形鋼製橋脚である。解析は、繰返し水平力が逆L形橋脚の平面内（面内）とそれに垂直な面（面外）にそれぞれ作用する場合を考えた。面内載荷の場合、張出し部の変形は小さいので偏心軸力を図 5.6.37(a)に示すように中心軸圧縮力とモーメントに置き換えることができる。断面は、図 5.6.37(c)に示すような各構成板要素に2本の補剛材を有する等厚な正方形箱形断面と無補剛パイプ断面である。

面内繰返し荷重の場合、構造と荷重の対称性から1/2モデルとした。メッシュ分割は、T形鋼製橋脚の場合と同様に、局部座屈は柱基部近辺に発生することから、柱基部はフランジ幅 b の1.5倍（すなわち $3a$ 、ここで a =ダイアフラム間隔）または直径 D の2倍の高さまでシェル要素を用い、残りの部分は、はり要素を用いてモデル化した（図 5.6.37 参照）。シェル要素で分割した部分のメッシュについては、箱形断面橋脚の場合、柱軸方向に基部から最初のダイアフラム間（長さ = a ）を12分割、その上の2ダイアフラム区間（長さ = $2a$ ）を6分割、柱軸に垂直する方向に縦補剛材間のパネルを6分割、縦補剛材を3分割した。パイプ断面橋脚の場合、柱軸方向にベースから $0.5D$ の長さ内15分割、その上の $1.5D$ の長さ内10分割、円周方向に16分割とした。また、はり要素の分割数は、箱形断面橋脚とパイプ断面橋脚のいずれも20とした。一方、面外繰返し荷重の場合は対称性が利用できないため全モデルとした。なお、図 5.6.37(b)に示すように、張り出し部は、はり要素でモデル化し、柱と同一の断面を仮定した。

表 5.6.19 逆L形補剛箱形断面橋脚モデルの諸元

R_x	λ	γ/γ^*	α	$b(\text{m})$	$t(\text{m})$	$b_p(\text{m})$	$t_p(\text{m})$	$h(\text{m})$	e/h	P/P_y
0.46	0.35	3.0	0.5	1.344	0.020	0.113	0.020	7.559	0.2	0.15

注) : α = 構成板要素の縦横比 = a/b (a = ダイアフラム間隔, b = 板幅), e/h = 偏心率

表 5.6.20 逆L形補剛箱形断面橋脚モデルの材料定数

$\sigma_y (\text{N/m}^2)$	$E (\text{N/m}^2)$	ν	$\sigma_u (\text{N/m}^2)$	E/E_{st}	ϵ_{st}/ϵ_y	材質
3.14×10^8	2.06×10^{11}	0.3	5.93×10^8	30	7.0	SM490

解析に使用したソフトは、汎用構造解析プログラム ABAQUS [1997] で、それに構成則としての修正2曲面モデルが組み込まれている。また、要素としては、同ソフトに提供されている Timoshenko のはり理論に基づくはり要素 B310SH と4節点の低減積分有限膜ひずみシェル要素 S4R を用いた。

b) 解析結果

イ) 補剛箱形断面橋脚

解析の対象となった橋脚モデル B3-e2 の諸元は、表 5.6.19 にまとめてある。また、材料

定数は表 5.6.20 に示されている。幅厚比パラメータ R_f などの定義式は、第 3 章で述べられているのでここでは省略する。

図 5.6.38 に、解析より得られた B3-e2 モデルの履歴曲線（実線）を示す。比較のため、このモデルに対応する T 形橋脚の解析結果（破線）もプロットされている。ここで、横軸は降伏変位 δ_y で無次元化した橋脚上端部の水平変位（T 形橋脚の場合は δ_c/δ_y 、逆 L 形橋脚の場合は δ_e/δ_y ）、縦軸は降伏荷重 H_y で無次元化した水平荷重（T 形橋脚の場合は H_c/H_y 、逆 L 形橋脚の場合は H_e/H_y ）とした。 H_y と δ_y は、T 形橋脚に対するものであり、その求め方は文献 [葛ら, 1997a] を参照されたい。なお、荷重と変位は偏心側を正、それと反対側を負としている。

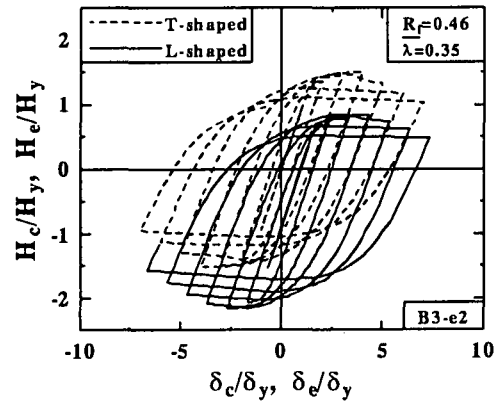


図 5.6.38 逆 L 形鋼製箱形断面橋脚の履歴特性（面内）

図 5.6.38 において、逆 L 形橋脚の偏心側の最高荷重は T 形橋脚のそれに比べ低下し、最大荷重に達したときの変位は大きくなっている。一方、反対方向で荷重は上昇したが、変位は小さくなった。特に、荷重の差に注目すると偏心側の低下と反対側の上昇は同程度であることがわかる。

ロ) パイプ断面橋脚

パイプ断面橋脚については、面内繰返し荷重と面外繰返し荷重をそれぞれ受けた場合の結果を述べる。解析モデル P8-e2（面内）と P8-e2-o（面外）の諸元は、表 5.6.21 にまとめてある。また、材料定数は表 5.6.22 に示されている。

図 5.6.39 に、解析より得られた面内繰返し载荷モデル P8-e2 の履歴曲線（実線）を示す。箱形断面橋脚の場合と同様に、比較のためこのモデルに対応する T 形橋脚の解析結果（破線）もプロットされている。同図から分かるように、逆 L 形橋脚は、偏心側の荷重が T 形橋脚と比較して小さくなっている。この傾向は、箱形断面橋脚の場合と同様である。

一方、面外繰返し载荷モデル P8-e2-o の履歴曲線（実線）を図 5.6.40 に示す。T 形橋脚の履歴曲線に比べ、逆 L 形橋脚の強度と変形能はかなり低下している。これは、面内の場合（曲げの影響のみ）と違って、面外に作用する水平荷重 H_e によるねじりの影響が働いているからである。

表 5.6.21 逆 L 形パイプ断面橋脚モデルの諸元

R_f	λ	$D(m)$	$t(m)$	$h(m)$	e/h	P/P_y
0.075	0.35	0.891	0.0112	4.391	0.2	0.15

表 5.6.22 逆 L 形パイプ断面橋脚モデルの材料定数

$\sigma_y(N/m^2)$	$E(N/m^2)$	ν	$\sigma_u(N/m^2)$	E/E_{st}	$\varepsilon_{st}/\varepsilon_y$	材質
235×10^6	206×10^{11}	0.3	426×10^6	40	10.0	SS400

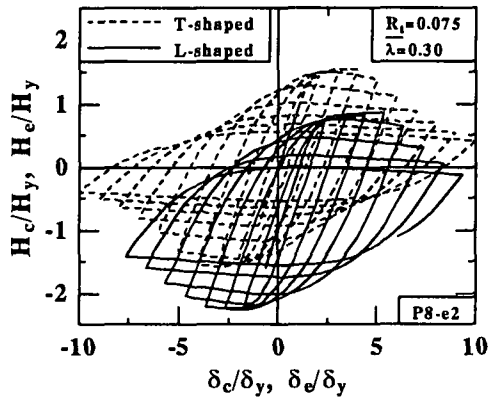


図 5.6.39 逆L形鋼製パイプ断面
橋脚の履歴特性（面内）

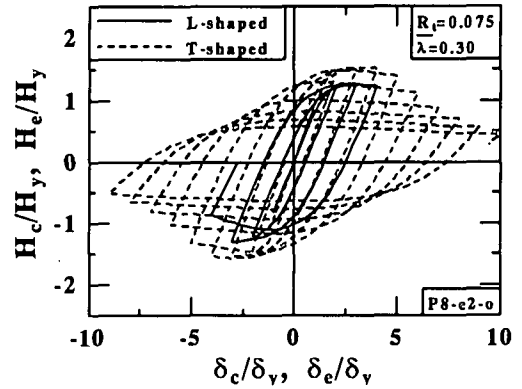


図 5.6.40 逆L形鋼製パイプ断面
橋脚の履歴特性（面外）

(3)まとめ

幅厚比パラメータや径厚比パラメータが大きい薄肉断面鋼製橋脚の場合、4つの構成則モデルは、水平荷重－水平変位履歴曲線の包絡線を十分な精度で予測できる。ただし、吸収エネルギー等を評価しようとするときに、等方硬化則や移動硬化則を用いた繰り返し解析による履歴曲線の形状が実験と比較して異なり、実挙動を高く評価するので、注意を払う必要がある。厚肉断面鋼製橋脚に従来の構成則モデルを適用するとき、履歴曲線はもとより、その包絡線にもかなり違ったものが予測される。一般に、等方硬化則モデルは、実挙動を大幅に大きく予測し、移動硬化則は、実挙動を大幅に小さく予測する。これに対し、修正2曲面モデルと3曲面モデルは、薄肉断面だけでなく厚肉断面にも非常に良い精度で荷重－変位履歴特性を表せる。したがって、薄肉断面から厚肉断面までの鋼構造物の繰り返し弾塑性解析を精度良く実施するためには、材料レベルで十分に検討をなされた構成則を用いることが肝要である。その意味で、現在の所、修正2曲面モデルと3曲面モデルを用いることは適切であると考えられる。

5.6.4 鋼製橋脚の時刻歴応答解析

(1) T形橋脚

a) 解析モデル

T形橋脚の解析モデルは、日本橋梁建設協会が実施した実験供試体[建設省土木研究所、1997b][日本橋梁建設協会、1998]を8倍にスケールアップしたもので、その諸元は、表5.6.23に示すとおりである。

表 5.6.23 T形橋脚の解析モデル

供試体名	パイプ断面橋脚			箱形断面橋脚		
	No.12	No.13	No.19	No.13	No.S2	
フランジ幅 B (m)	-	-	-	3.496	2.672	
ウェブ幅 D_w (m)	-	-	-	2.248	1.696	
直径 D (m)	3.162	3.162	3.151	-	-	
厚さ t (m)	0.0377	0.0380	0.0488	0.0480	0.0480	
補剛材幅 b_s (m)	-	-	-	0.272	0.272	
補剛材板厚 t_s (m)	-	-	-	0.0480	0.0480	
フランジウェブ補剛材数 n_f	-	-	-	3	3	
ウェブウェブ補剛材数 n_w	-	-	-	2	2	
等価断面のフランジ板厚 t_f (m)	-	-	-	0.0510	0.0520	
等価断面のフランジ板厚 \bar{t}_w (m)	-	-	-	0.0610	0.0650	
供試体高さ h (m)	14.400	14.400	14.400	14.776	11.104	
ダイヤフラム間隔 l_d (m)	-	-	-	3.448	1.312	
フランジウェブ補剛材の径厚比 α	-	-	-	1.0	0.5	
フランジ幅厚比パラメータ R_R	-	-	-	0.491	0.355	
径厚比パラメータ R_t	0.117	0.116	0.081	-	-	
柱細長比パラメータ $\bar{\lambda}$	0.338	0.336	0.318	0.376	0.362	
軸圧縮力 P ($\times 10^7$, N)	1.45	1.45	2.70	2.20	2.28	
軸圧縮力比 P/P_y	0.111	0.111	0.181	0.113	0.153	
材質	SS400	SS400	SS400	SS400	SS400	
降伏応力 σ_y ($\times 10^8$, N/m ²)	3.48	3.46	3.09	3.09	3.00	
ヤング係数 E ($\times 10^{11}$, N/m ²)			2.06	2.06	2.18	
ポアソン比 ν			0.3	0.3	0.281	
質量 M ($\times 10^6$, kg)	1.48	1.49	2.75	2.28	2.34	
降伏水平荷重 H_y ($\times 10^6$, N)	6.27	6.31	6.60	9.35	6.60	
降伏水平変位 δ_y (m)	0.0711	0.0717	0.0580	0.0888	0.0603	
固有周期 T (s)	0.81	0.81	0.98	0.93	0.914	
減衰定数 (h)			0.05 (質量比例型の粘性減衰)			
入力地震動	HKB (T-R)	1.5×HKB (T-R)	JMA (N-S)	1.5× HKB (T-R)	JR- Takatori (N-S)	
実験結果	最大応答変位 $ \delta_{max} / \delta_y$	2.47	4.69	3.39	4.93	9.02
	残留変位 δ_R / δ_y	-0.824	-3.10	-0.851	-2.80	3.11

注) : 1)パイプ断面の直径 D の値は、厚みの中心から中心までの寸法である。

2) No. S2 は S2-35-35-H[0.5]JRT-2 の略称である。

b) 解析方法

解析に用いた手法として、①復元力モデルを用いる1自由度系モデル(SDOF)、②ファイバーモデル(Fiber model)、③M- Φ 関係を用いるモデル(M- Φ model)、および④板・シェルモデル(Plate・Shell model)、の4種類がある。ただし、手法①～③は設計用、手法④は研究用のものである。これらの解析手法の詳細は、付録4をまとめてある。解析に参加した各機関をモデルごとにまとめると、表5.6.24に示すとおりである。

表 5.6.24 解析に参加した各機関

解析モデルの略称	パイプ断面橋脚			箱形断面橋脚	
	No.12	No.13	No.19	No.13	No.S2
SDOF	NU,UU,B社, D社,E社	NU,UU,B社	NU,UU,B社, D社,E社	NU,UU,B社	NU,UU,B社
Fiber model	NU,NIT,UU, A社	NIT,UU,A社	NU,NIT,UU, A社	NIT,UU,A社	NIT,UU,A社
M- Φ model	KU,C社	KU,C社	KU,C社	KU,C社	KU,C社
Plate・Shell model	B社	B社	B社	OCU,B社	OCU,B社

イ) SDOFモデルによる解析

SDOFモデルとは、マス・ばねでモデル化した1自由度系モデルのことである。このような解析では、復元力モデルが必要となる。復元力特性は、橋脚頂部の水平力(H)－水平変位(δ)の履歴曲線として表される。現在のところ、静的実験および静的繰り返し実験の結果に基づいて開発された高度な復元力モデルとして2パラメータモデル(ここで、2para modelと称する)とダメージインデクスモデル(ここで、D modelと称する)がある[鈴木ら, 1996][金田一ら, 1998][Liu et al., 1999]。その詳細は、付録4を参照されたい。一方、 H － δ 曲線にバイリニア型の関係、履歴法則に移動硬化則を用いた簡単な復元力モデルもよく用いられている。

SDOFモデルによる解析の諸条件を表5.6.25に示す。NUの解析は、2para model またはD modelの復元力モデルを用いている。UUなどの機関で行った解析は、移動硬化バイリニア型の復元力特性を使用している。これらの解析では、6者共同研究報告書[建設省土木研究所, 1997b]の方法に従って、計算上の降伏点を($1.1H_y$, $1.1\delta_y$)とし、2次勾配は降伏点と最大荷重点を直線で結ぶことによって算定している。最大荷重点については、B社の1ケースを除いて実験値の最大荷重 H_{max} とその時の変位 δ_m を用いている。例えば、パイプ断面橋脚No.12の場合、 $H_{max}=1.45H_y$, $\delta_m=2.2\delta_y$ としている。B社の解析では H_{max} と δ_m に第4章、表4.5.3の推定式から求められた最大荷重とその時の変位を用いた解析も行われている。

ロ) Fiberモデルによる解析

このモデルによる解析は、応力－ひずみ関係(SSカーブ)を用いるはり要素モデルによって行われている。質量は、はりの頂部に集中させている。応力－ひずみ関係は、NUの1ケースを除いてバイリニア型としている。硬化則は移動硬化である。NU(2SM)というケースは、構成則に修正2曲面モデル[Shen et al., 1995]を適用したものである。各解析手法は付録4を参照されたいが、主な解析条件を表5.6.26に示す。ただし、断面分割は箱形断面に対するものである。

ハ) M- Φ モデルによる解析

M- Φ モデルでは、断面力特性としての曲げモーメント－曲率関係を適用したはり要素を用いてモデル化されている。従って、M- Φ 関係の設定が重要となってくる。KUとC社の解析手法の詳細は付録4に記されているが、ここで、その概要を表5.6.27に示す。基本的には、M- Φ 関係は「鋼製橋脚の耐震設計マニュアル」[日本橋梁建設協会, 1998]に

従って $H-\delta$ 関係から換算し、図 5.6.41 に示すような硬化型バイリニアモデルを採用している。1次剛性は、弾性域を $(1.1M_y, 1.1\phi_y)$ までとしている。終局水平耐力 H_{max} とその時の変位 δ_m は、パイプ断面橋脚では実験値[建設省土木研究所, 1997b]、箱形断面橋脚では提案式[鋼構造新技術小委員会, 1996]から算定している。終局点の曲げモーメント M_m は $H_{max} \cdot h$ として算出した。そのときの曲率 ϕ_m は「鋼製橋脚の耐震設計マニュアル」[日

表 5.6.25 SDOF モデルによる解析の条件

	使用ソフト	復元力モデル	硬化則	時間増分	その他
NU (D model)	オリジナル	D model*	-	0.01	有限変位の影響, 弾性域でのせん断変形の影響は復元力特性に含まれている。
NU (2para model)	オリジナル	2para model*	-	0.01	
UU (KH-B)	オリジナル	バイリニア	移動硬化	0.01	最大荷重点での荷重と変位は 6 者共同研究の結果を使用。 微小変位理論を適用。
B 社 (KH-B) (6 者共同研究)	自社作成(鉄鋼5社で使用している1自由度系モデルを一部変更したもの)	バイリニア	移動硬化	0.01	最大荷重点での荷重と変位は 6 者共同研究の結果を使用。 微小変位理論を適用。
B 社 (KH-B) (名大提案式)		バイリニア	移動硬化	0.01	最大荷重点での荷重と変位は名大提案式を使用。 微小変位理論を適用。
D 社 (KH-B)	自社開発ソフト (DYNAS)	バイリニア	移動硬化	0.001	最大荷重点での荷重と変位は 6 者共同研究の結果を使用。 微小変位理論を適用。
E 社 (KH-B)	DYNA2E	バイリニア	移動硬化	0.002	最大荷重点での荷重と変位は 6 者共同研究の結果を使用。 微小変位理論を適用。

*骨格曲線はトリリニアである。しかし、橋脚の損傷による劣化の影響が考慮できる。

表 5.6.26 ファイバーモデルによる解析の条件

	使用ソフト	SS カーブ	硬化則	要素分割 積分点数	断面 分割	せん断変形	有限 変位	時間 増分
NU (2SM)	ABAQUS	2 SM		10 1	17	あり (弾性のみ)	あり	0.001s
NU (KH-B)	ABAQUS	バイリニア (硬化係数: Ep=1/100)	移動 硬化	10 1	17	あり (弾性のみ)	あり	0.001s
NIT (KH-B) せん断なし	オリジナル			20 1	7ラング:1 ウイ7:10	なし	あり	0.01s
NIT (KH-B) せん断あり	オリジナル			20 1	7ラング:1 ウイ7:10	あり	あり	0.01s
UU (KH-B)	オリジナル			12 1	7ラング:1 ウイ7:10	なし	あり	0.01s
A 社 (KH-B)	オリジナル			マルチリニア (新技術報告書のSSカーブ提案式から推定)	14 1	7ラング:2 ウイ7:10	あり (弾性のみ)	あり

表 5.6.27 M-φモデルによる解析の条件

	KU	C社
使用ソフト	TDAPIII	TDAPIII
復元力特性	H-δ関係から求めたバイリニア型 M-φ関係 (ただし, 二次剛性はC社の2/3程度としている)	H-δ関係から求めたバイリニア型 M-φ関係
硬化則	移動硬化	移動硬化
分割数	8 (柱), 1 (はり)	11 (柱), 2 (はり)
微小変位・有限変位理論	微小変位理論	微小変位理論
せん断変形の有無	考慮 (箱形断面ウェブ部の断面を有効断面とした)	考慮 (箱形断面ウェブ部の断面を有効断面とした)
時間増分	0.002	0.002
数値積分法	ニューマークβ法 (β=0.25)	ニューマークβ法 (β=0.25)
減衰	質量減衰	Rayleigh 減衰

本橋梁建設協会, 1998]に従って以下の式より求めた。

$$\Phi_m = \left[(1+\alpha) + \frac{\mu - (1+\alpha)}{\left(\frac{3}{2} - \frac{1}{21+\alpha}\right) \frac{\alpha}{1+\alpha}} \right] \Phi_y \quad (5.6.16)$$

ここで,

$$\alpha = \frac{H_{max} - 1.1H_y}{1.1H_y} \quad (5.6.17)$$

$$\mu = \frac{\delta_m}{\delta_y} \quad (5.6.18)$$

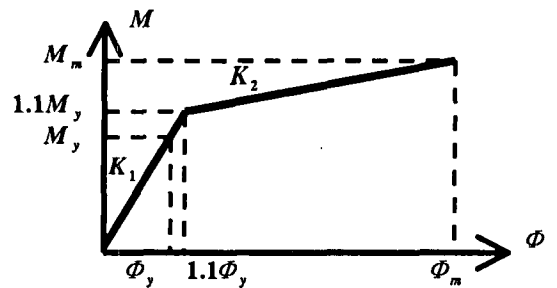


図 5.6.41 バイリニア型の M-φ関係

パイプ断面橋脚 No.12 と No.19 を例に, 上述した方法で計算した 2次剛性 K_2 と 1次剛性 K_1 との比を表 5.6.28 に示す。ただし, C社の解析では α を求めるとき, $1.1H_y$ の項に H_y を代入している。この違いによって, Φ_m の結果が異なってくる。この表から分かるように, 2次剛性は KU の値が C社の 2/3 程度となっている。

表 5.6.28 KU と C社の解析に用いた M-φ関係

	パイプ断面 No.12		パイプ断面 No.19	
	KU	C社	KU	C社
$1.1M_y (\times 10^8, N \cdot m)$	0.993	0.993	1.05	1.05
$1.1\phi_y (\times 10^{-3}, 1/m)$	1.03	1.03	0.847	0.847
$M_m (\times 10^8, N \cdot m)$	1.31	1.31	1.52	1.52
$\phi_m (\times 10^{-3}, 1/m)$	3.72	3.04	5.78	4.98
K_2/K_1	0.107	0.163	0.070	0.093

2) Plate・Shell モデルによる解析

これまでのモデルでは, 高度な復元力モデル (即ち, 2para model) を除いて局部座屈を考慮することができない。より高度な解析手法として板・シェル要素を用いた解析が挙げられる。しかし, このよう解析において, 膨大な計算時間はともかく, 構成則やメッシュ分割などの影響も大きいと思われる。この手法による時刻歴応答解析がまだ研究の段階にあることは言うまでもない。ここでは, 2,3 例の解析結果について述べる。

解析は、バイリニアまたはマルチリニア型の応力-ひずみ関係を用い、移動硬化則を適用したものである。詳細な解析条件は表 5.6.29 にまとめてある。バイリニア型の応力-ひずみ関係で 2 次勾配 E_p を弾性係数 E の 1/100 とし、マルチリニア型の応力-ひずみ関係では鋼構造新技術小委員会報告書[1996]の提案式 (図 5.6.2 および式 (5.6.1)) を参照、ただし、SS400 の場合、 $\xi=0.06$, $E/E_{st}=40$, $\varepsilon_{st}/\varepsilon_y=10$) をもとに、算出した工学応力と工学ひずみを表 5.6.30 に示す。なお、20%を超えてからの勾配は 0 とした。

表 5.6.29 Plate・Shell モデルによる解析の条件

	OCU (KH-B)	B 社 (KH-B)	(KH-M)
使用ソフト	USSP・D	ABAQUS	ABAQUS
応力-ひずみ関係	バイリニア	バイリニア	マルチリニア
硬化則	移動硬化則	移動硬化則	移動硬化則 (自作)
分割数		付録 4 を参照	付録 4 を参照
有限変位	考慮	考慮	考慮
せん断変形		考慮 (弾性のみ)	考慮 (弾性のみ)

表 5.6.30 解析に用いたマルチリニア型の工学応力値 (N/m^2)

	パイプ断面 No.12	パイプ断面 No.13	パイプ断面 No.19	箱形断面 No.13	箱形断面 No.S2
ひずみ硬化開始点	$\varepsilon_{st}=10\varepsilon_y$, σ_y ($\varepsilon_y=\sigma_y/E$, σ_y と E は表 5.6.23 を参照)				
3%	4.01×10^8	4.00×10^8	3.66×10^8	3.66×10^8	3.64×10^8
5%	4.49×10^8	4.48×10^8	4.05×10^8	4.05×10^8	3.99×10^8
7%	4.71×10^8	4.70×10^8	4.23×10^8	4.23×10^8	4.14×10^8
10%	4.85×10^8	4.83×10^8	4.33×10^8	4.33×10^8	4.22×10^8
20%	4.92×10^8	4.90×10^8	4.37×10^8	4.37×10^8	4.25×10^8

c) 入力地震動

各橋脚モデルの入力地震動は表 5.6.23 に示すように、パイプ断面橋脚 No. 12, No. 13 および No. 19 でそれぞれ HKB (T-R) 地震動, HKB (T-R) 地震動の 1.5 倍拡大した地震動と JMA (N-S) 地震動で、箱形断面橋脚 No. 13 と No. S2 でそれぞれ HKB (T-R) 地震動の 1.5 倍拡大した地震動と JR-Takatori (N-S) 地震動であり、図 5.6.42 に示している。いずれの地震動は、30s までとしている。

解析に用いた地震波は 30s までとしているため、30s までの結果を出したものが多い。しかし、場合によっては 30s の時点で振動が収まっていない。即ち、30s のときの変位は必ずしも残留変位とは言えない。水平荷重が零となった点を見つけだす方法もあるが、ここでは図 5.6.43 に示すように、30s 直前の最大変位と最小変位の平均を取り、その値を残留変位とした。

d) 解析結果

図 5.6.44~図 5.6.68, 表 5.6.30 と表 5.6.31 に実験結果と解析結果を示す。表中で括弧内の数字は、解析値の実験値に対する相対誤差 ($= (\text{解析値} - \text{実験値}) / \text{実験値}$) を表している。これらの図と表から、次のことが言える。

まず、パイプ断面橋脚の実験結果をみると、KHB (T-R) 地震動を入力した薄肉断面橋脚 No.12 の場合は、軽微な強度劣化が起こっている (図 5.6.44 を参照)。ほぼ同様な断面寸法を有する薄肉断面橋脚 No.13 に HKB (T-R) 地震動を 1.5 倍に拡大した地震動を入力

すると、図 5.6.49 に示されているように、大きな強度劣化が生じている。一方、厚肉断面橋脚 No.19 に対して JMA (N-S) 地震動を入力した場合の結果を図 5.6.54 に示しているが、小さな劣化が見られた。

各種モデルによる解析結果では、劣化の小さい薄肉断面橋脚 No.12 と厚肉断面橋脚 No.19 場合に対して、数例を除いて殆どのモデルが最大荷重と最大応答変位を 10% 以内の誤差で予測している。これに対して、劣化の大きい薄肉断面橋脚 No.13 の場合は、いずれの解析モデルで最大荷重の推定精度がよいものの、最大応答変位の予測は D model と 2para model を用いた SDOF モデル以外の解析手が大きく評価する傾向にある。このような場合、SDOF モデルでは、劣化域を考慮できるかどうかで、予測精度が決まる。従って、劣化域剛性を持たないバイリニア型復元力を使用した SDOF モデルによる解析では、最大応答変位を過小に評価することがある。

一方、Fiber モデルの結果をみると、劣化域剛性を持たないバイリニア型復元力を使用した SDOF モデルより若干実験結果に近い応答を与えている。

M- Φ モデルの場合も Fiber モデルに匹敵する結果となっている。ただし、H- δ 関係から M- Φ 関係を換算する過程において、 α の算定方法の違いにより2次剛性が異なっているため、その影響が荷重-変位履歴特性に現れている。

さらに、Plate・Shell モデルは、局部座屈を考慮できない SDOF モデルと Fiber モデルとほぼ同程度の結果を予測している。これは、構成則および要素分割の影響で局部座屈を

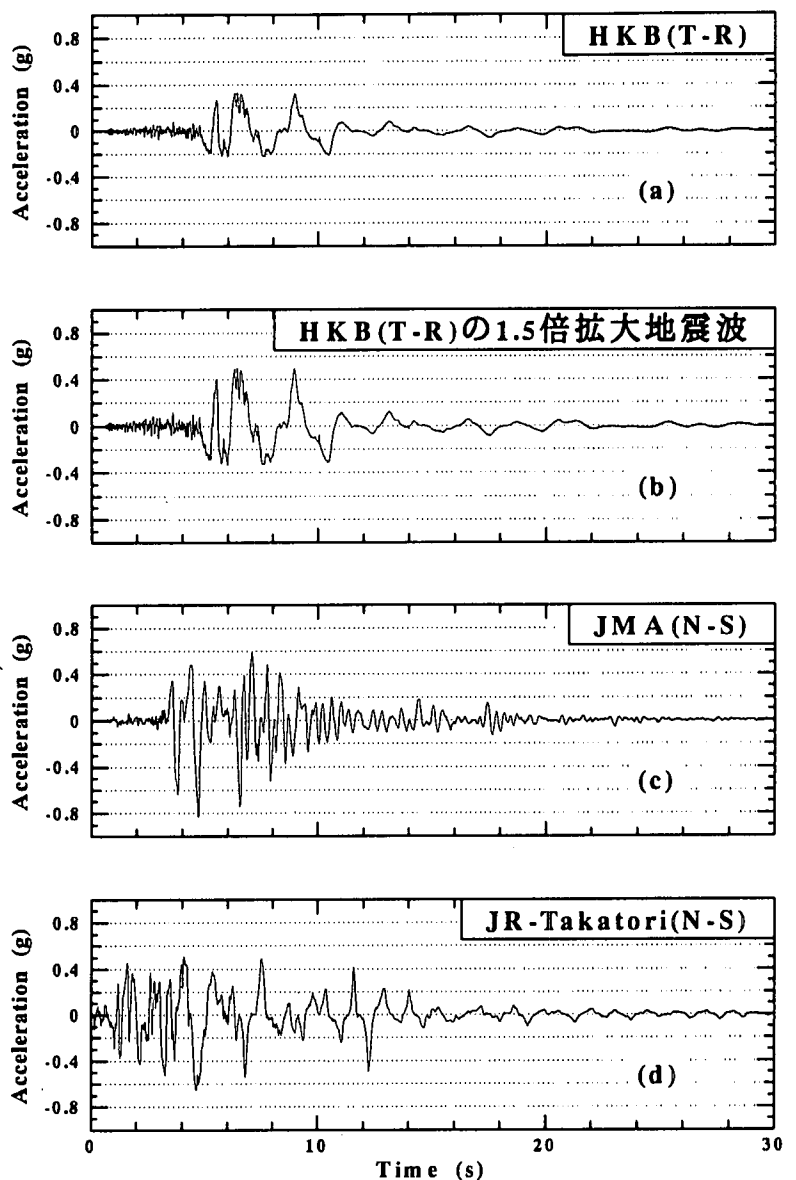


図 5.6.42 入力地震動

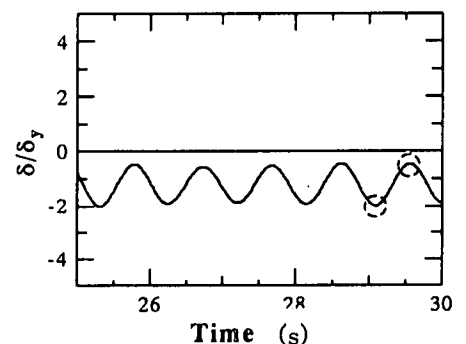


図 5.6.43 残留変位の取り方

表 5.6.31 パイプ断面橋脚の最大荷重, 最大応答変位および残留変位の比較

	No.12			No.13			No.19		
	$\frac{H_m}{H_y}$	$\frac{\delta_{max}}{\delta_y}$	$\frac{\delta_R}{\delta_y}$	$\frac{H_m}{H_y}$	$\frac{\delta_{max}}{\delta_y}$	$\frac{\delta_R}{\delta_y}$	$\frac{H_m}{H_y}$	$\frac{\delta_{max}}{\delta_y}$	$\frac{\delta_R}{\delta_y}$
実験結果									
	1.37	2.47	-0.824	1.46	4.69	-3.10	1.56	3.39	-0.838
SDOFモデルによる解析結果									
NU (D model)	1.37 (0%)	2.65 (7%)	-1.18 (39%)	1.37 (-6%)	4.31 (-8%)	-2.67 (-14%)	1.46 (-6%)	3.36 (-1%)	-1.21 (44%)
NU(2para model)	1.37 (0%)	2.43 (-2%)	-0.812 (-4%)	1.37 (-6%)	4.95 (6%)	-2.96 (-5%)	1.45 (-7%)	3.05 (-10%)	-0.597 (-29%)
UU (KH-B)	1.32 (-4%)	2.28 (-8%)	-0.684 (-19%)	1.93 (32%)	3.72 (-21%)	0.043 (-101%)	1.46 (-6%)	3.22 (-5%)	-0.325 (61%)
B社 (KH-B) (6者共同研究)	1.51 (10%)	2.37 (-4%)	-0.263 (-69%)	1.95 (34%)	3.79 (-19%)	-0.045 (-99%)	1.49 (-4%)	3.34 (-1%)	-0.287 (-66%)
B社 (KH-B) (名大提案式)	1.26 (-8%)	2.33 (-6%)	-0.986 (16%)	1.47 (1%)	3.47 (-26%)	-1.18 (-62%)	1.35 (-13%)	3.19 (-6%)	-0.567 (-32%)
E社 (KH-B)	1.50 (9%)	2.37 (-4%)	-0.261 (-69%)	/	/	/	1.48 (-5%)	3.33 (-2%)	-0.286 (-66%)
D社 (KH-B)	1.58 (15%)	2.39 (-3%)	-0.173 (-80%)	/	/	/	1.57 (1%)	3.46 (2%)	-0.247 (-71%)
Fiberモデルによる解析結果									
NU (2SM)	1.47 (7%)	2.19 (-11%)	-0.453 (-47%)	/	/	/	1.59 (2%)	3.76 (11%)	-1.32 (58%)
NU (KH-B)	1.52 (11%)	2.12 (-14%)	-0.402 (-53%)	/	/	/	1.70 (9%)	3.73 (10%)	-1.29 (54%)
NIT (KH-B) せん断なし	/	/	/	1.55 (6%)	3.99 (-15%)	-2.25 (-27%)	/	/	/
NIT (KH-B) せん断あり	1.48 (8%)	2.42 (-2%)	-0.872 (6%)	1.54 (5%)	4.22 (-10%)	-2.22 (-28%)	1.61 (3%)	3.49 (3%)	-0.971 (16%)
UU (KH-B)	1.48 (8%)	2.15 (-13%)	-0.750 (-9%)	1.54 (5%)	3.97 (-15%)	-2.25 (-27%)	1.62 (4%)	3.20 (-6%)	-0.838 (0%)
A社 (KH-B)	1.42 (4%)	2.25 (-9%)	-0.758 (-11%)	1.50 (3%)	3.75 (-20%)	-1.91 (-38%)	1.66 (6%)	3.32 (-2%)	-0.761 (-9%)
M-Φモデルによる解析結果									
KU	1.36 (-1%)	2.32 (-6%)	-0.566 (-33%)	1.59 (9%)	4.03 (-14%)	-0.90 (-71%)	1.51 (-3%)	3.21 (-5%)	-0.536 (-36%)
C社	1.54 (12%)	2.34 (-5%)	-0.476 (-44%)	1.86 (27%)	3.66 (-22%)	-0.554 (-82%)	1.60 (3%)	3.47 (2%)	-0.398 (-53%)
Plate・Shellモデルによる解析結果									
B社 (KH-B)	1.43 (4%)	2.12 (-14%)	-0.348 (-55%)	1.45 (-1%)	3.43 (-27%)	-0.923 (-70%)	1.78 (14%)	4.10 (21%)	-1.16 (38%)
B社 (KH-M)	1.42 (4%)	2.08 (-16%)	-0.304 (-64%)	1.39 (-5%)	3.38 (-28%)	-0.943 (-70%)	1.58 (1%)	3.55 (5%)	-0.838 (0%)

うまく考慮できていないと思われる。

このことから、高度な復元力モデルを使用した SDOF モデル解析の代わりに、Fiber 解析は有力な手段として考えることができる。また、せん断変形を考慮した NIT の解析が 10% の誤差で予測できていることから、せん断考慮を考慮した Fiber 解析が望ましい。

残留変位に関しては、各種モデルに大きなばらつきが出ている。また、実験結果との差がかなり大きい。従って、残留変位は、第 4 章で述べられているように、時刻歴応答解析から求めるよりも実験結果を基に提案されている経験式(式(4.6.1)～(4.6.5))より推

定する方法が考えられる。

箱形断面橋脚の場合は、パイプ断面橋脚と同様な傾向である。No.13については、最大応答変位はどの解析モデルによっても、小さく評価されている。これは実験では劣化域に達しているが、解析では劣化を考慮していない、あるいは考慮できるが解析結果として劣化域に達していないのが原因であると考えられる。No.S2については、最大荷重と最大応答変位とも一部のモデルを除いて精度のよい予測をしている。また、箱形断面橋脚に対しても、Plate・Shellモデルはパイプ断面橋脚の場合と同様に、高度な解析手法に相応しい効力が発揮できていなかった。今後課題を残す結果と言えよう。

表 5.6.32 箱形断面橋脚の最大荷重、最大応答変位および残留変位の比較

	No.13			No.S2		
	$\frac{H_m}{H_y}$	$\frac{\delta_{max}}{\delta_y}$	$\frac{\delta_R}{\delta_y}$	$\frac{H_m}{H_y}$	$\frac{\delta_{max}}{\delta_y}$	$\frac{\delta_R}{\delta_y}$
実験結果						
	1.39	4.93	-2.80	1.76	9.02	3.11
SDOFモデルによる解析結果						
NU (D model)	1.43 (3%)	3.94 (-20%)	-2.28 (-19%)	1.66 (-6%)	8.90 (-1%)	2.73 (-12%)
NU(2para model)	1.43 (3%)	3.96 (-20%)	-2.06 (-26%)	1.66 (-6%)	8.93 (-1%)	2.24 (-28%)
UU (KH-B)	1.52 (9%)	3.75 (-24%)	-0.626 (-78%)	2.11 (20%)	7.52 (-17%)	-0.294 (109%)
B社 (KH-B) (6者共同研究)	1.55 (12%)	3.68 (-25%)	-0.603 (-78%)	/	/	/
B社 (KH-B) (名大提案式)	1.43 (3%)	3.90 (-21%)	-1.03 (-63%)	1.90 (8%)	8.51 (-6%)	-0.450 (-114%)
Fiberモデルによる解析結果						
NIT (KH-B) せん断なし	1.34 (-4%)	3.92 (-20%)	-2.13 (-24%)	1.49 (-15%)	9.92 (10%)	5.09 (64%)
NIT (KH-B) せん断あり	1.34 (-4%)	4.08 (-17%)	-2.29 (-18%)	1.48 (-16%)	9.91 (10%)	4.59 (48%)
UU (KH-B)	1.42 (2%)	3.63 (-26%)	-1.30 (-54%)	1.63 (-7%)	9.41 (4%)	5.04 (62%)
A社 (KH-B)	1.31 (-6%)	3.41 (-31%)	-1.82 (-35%)	1.56 (-11%)	8.87 (-2%)	3.24 (4%)
M-φモデルによる解析結果						
KU	1.37 (-1%)	4.00 (-19%)	-1.39 (-50%)	1.60 (-9%)	8.78 (-3%)	-0.30 (110%)
C社	1.56 (12%)	4.05 (-18%)	-1.14 (-59%)	1.85 (5%)	8.62 (-4%)	0.218 (-93%)
Plate・Shellモデルによる解析結果						
OCU (KH-B)	1.30 (-6%)	4.24 (-14%)	-2.56 (-9%)	1.42 (-19%)	10.5 (16%)	4.64 (49%)
B社 (KH-B)	1.34 (-4%)	3.53 (-28%)	-1.40 (-50%)	1.62 (-8%)	10.1 (12%)	4.43 (42%)
B社 (KH-M)	1.32 (-5%)	3.26 (-34%)	-1.32 (-53%)	/	/	/

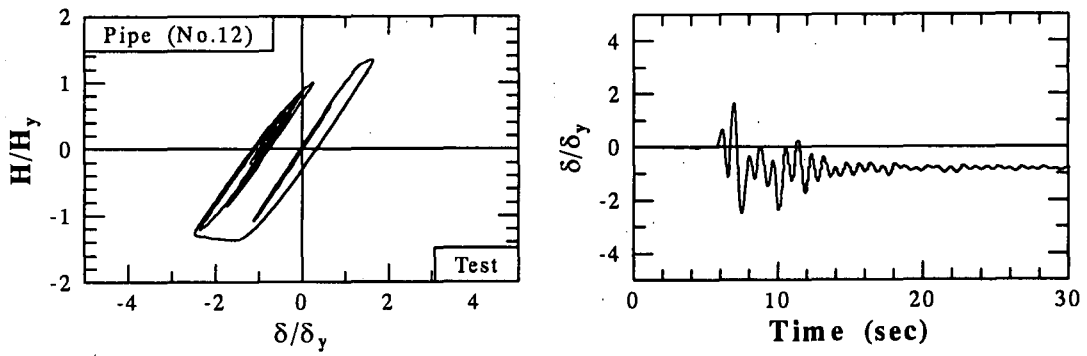


図 5.6.44 ハイブリッド実験の結果 (パイプ断面橋脚モデル No.12)

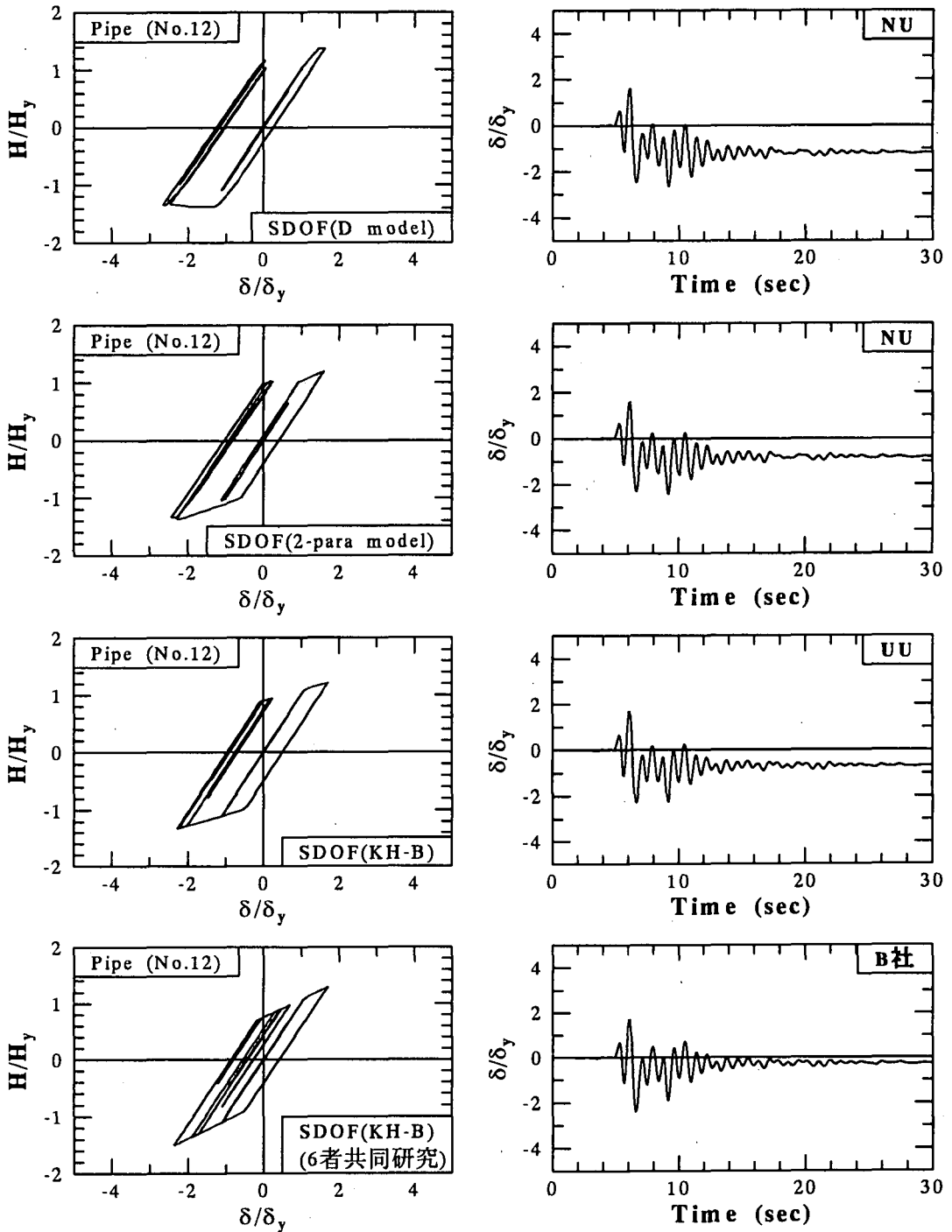


図 5.6.45 SDOF モデルによる時刻歴応答解析の結果 (パイプ断面橋脚モデル No.12)

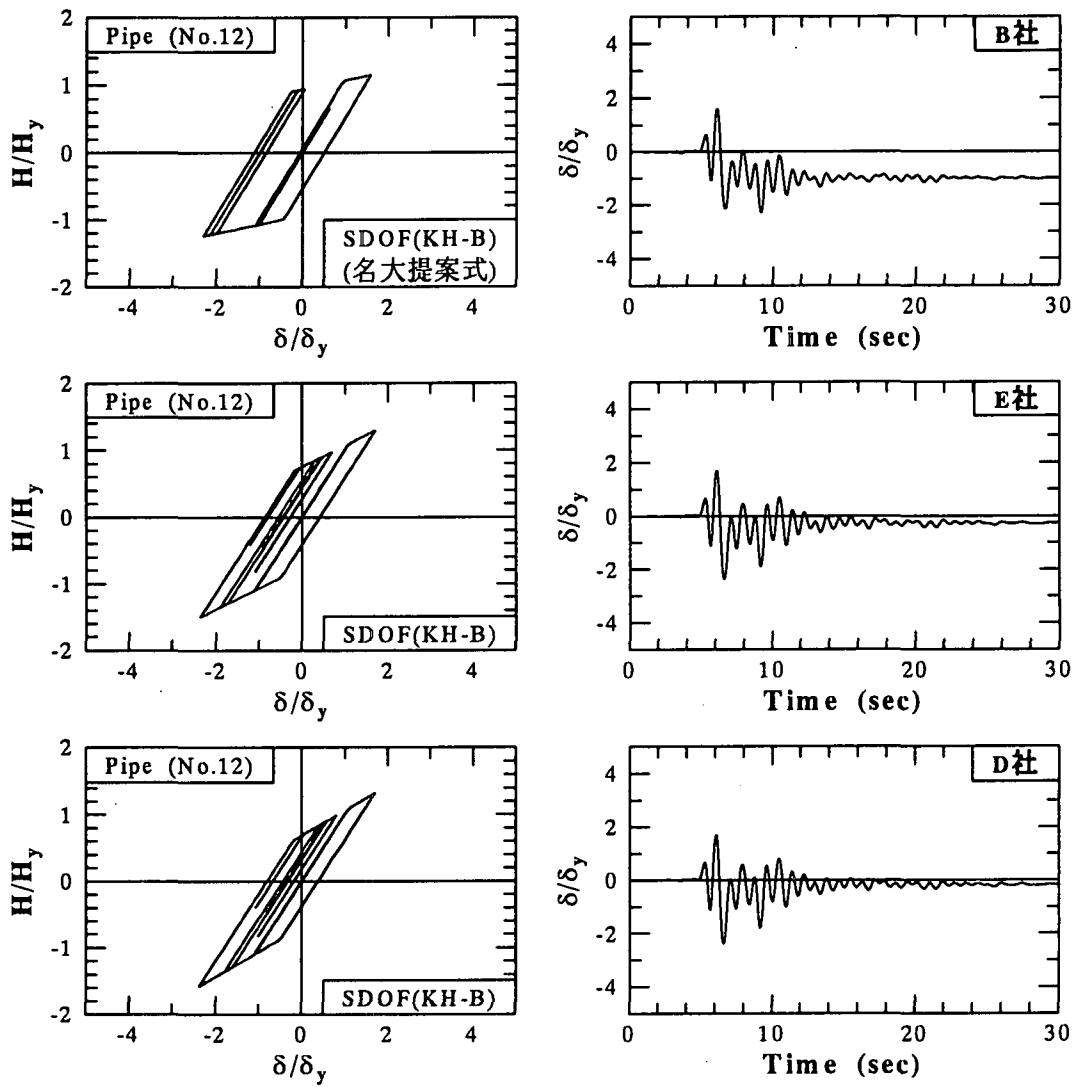


図 5.6.45 SDOF モデルによる時刻歴応答解析の結果 (パイプ断面橋脚モデル No.12) [続き]

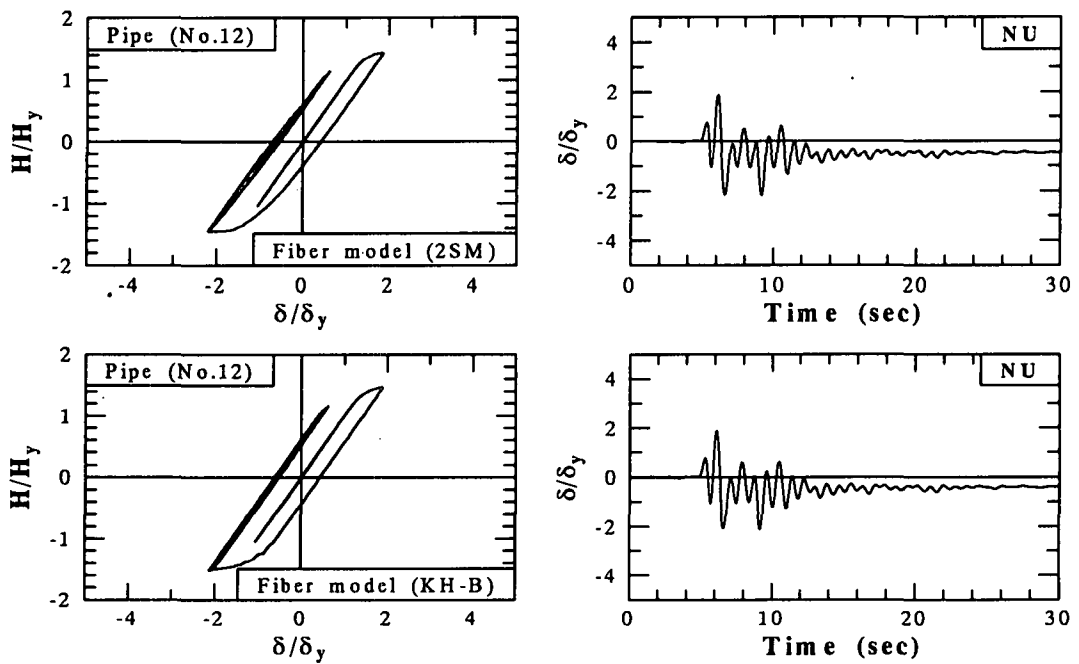


図 5.6.46 Fiber モデルによる時刻歴応答解析の結果 (パイプ断面橋脚モデル No.12)

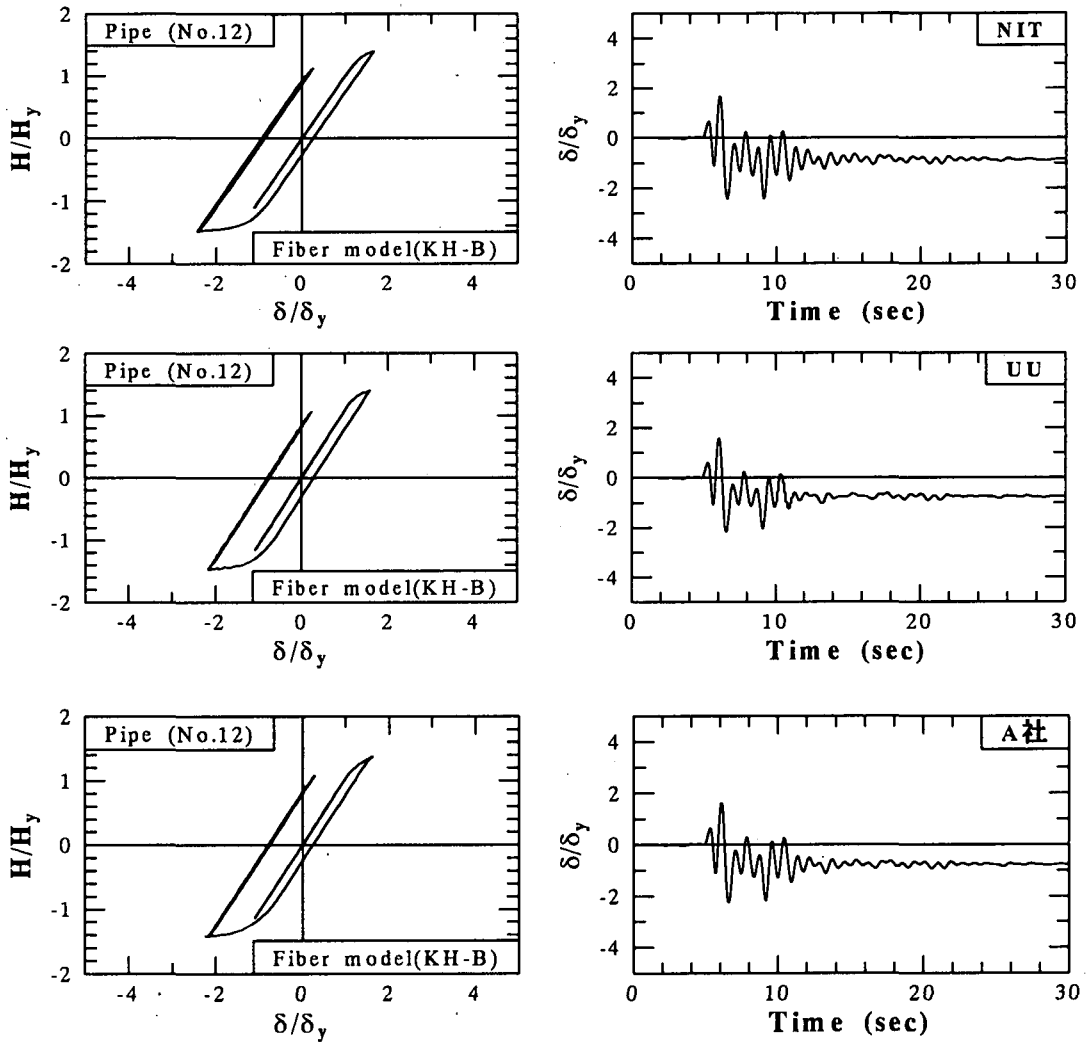


図 5.6.46 Fiber モデルによる時刻歴応答解析の結果 (パイプ断面橋脚モデル No.12) [続き]

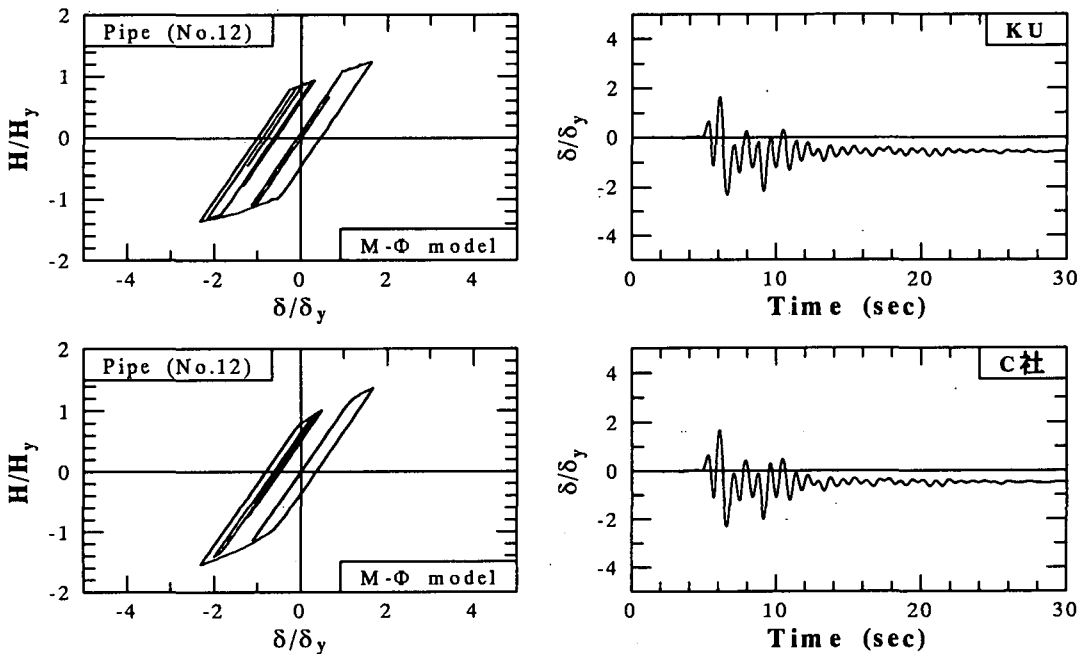


図 5.6.47 M-Phiモデルによる時刻歴応答解析の結果 (パイプ断面橋脚モデル No.12)

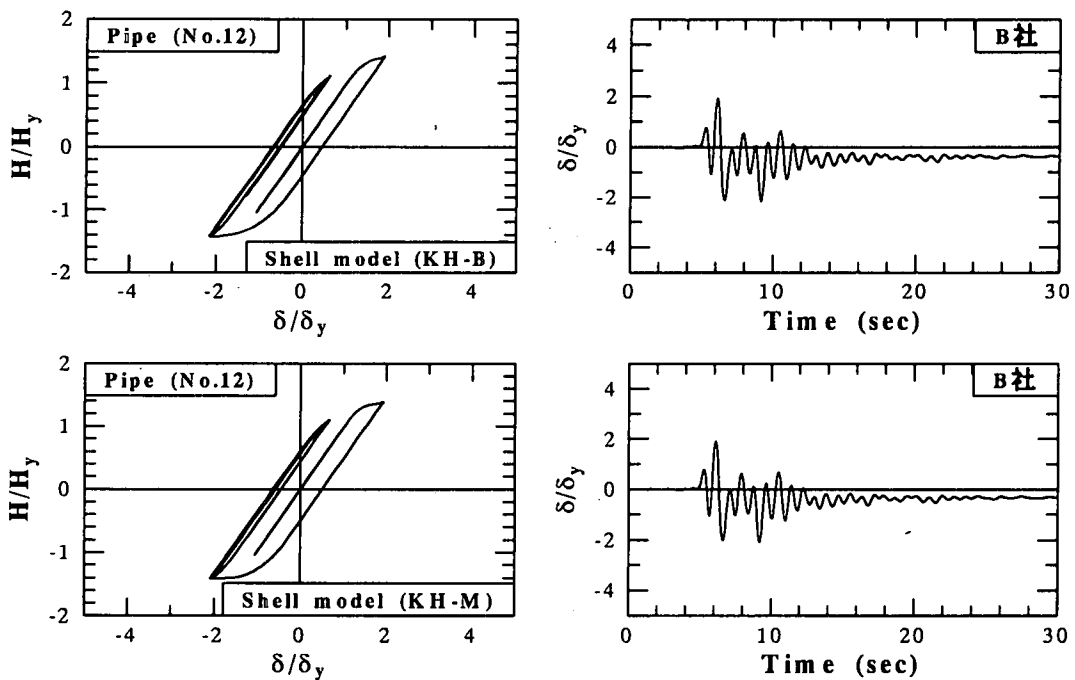


図 5.6.48 Shell モデルによる時刻歴応答解析の結果 (パイプ断面橋脚モデル No.12)

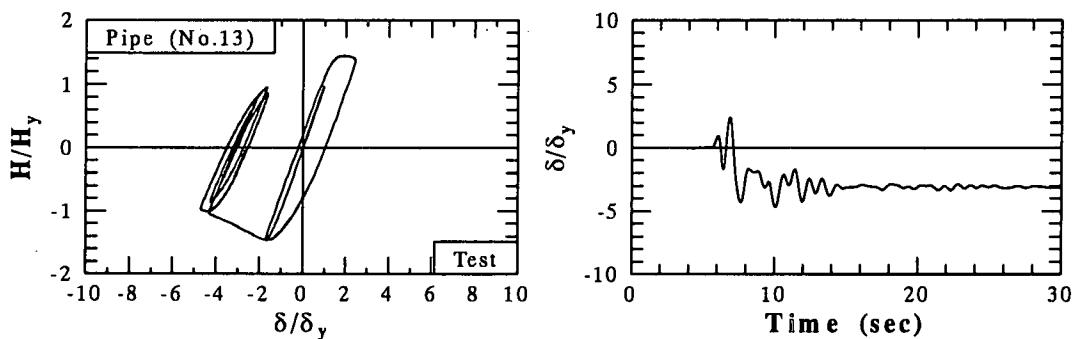


図 5.6.49 ハイブリッド実験の結果 (パイプ断面橋脚モデル No.13)

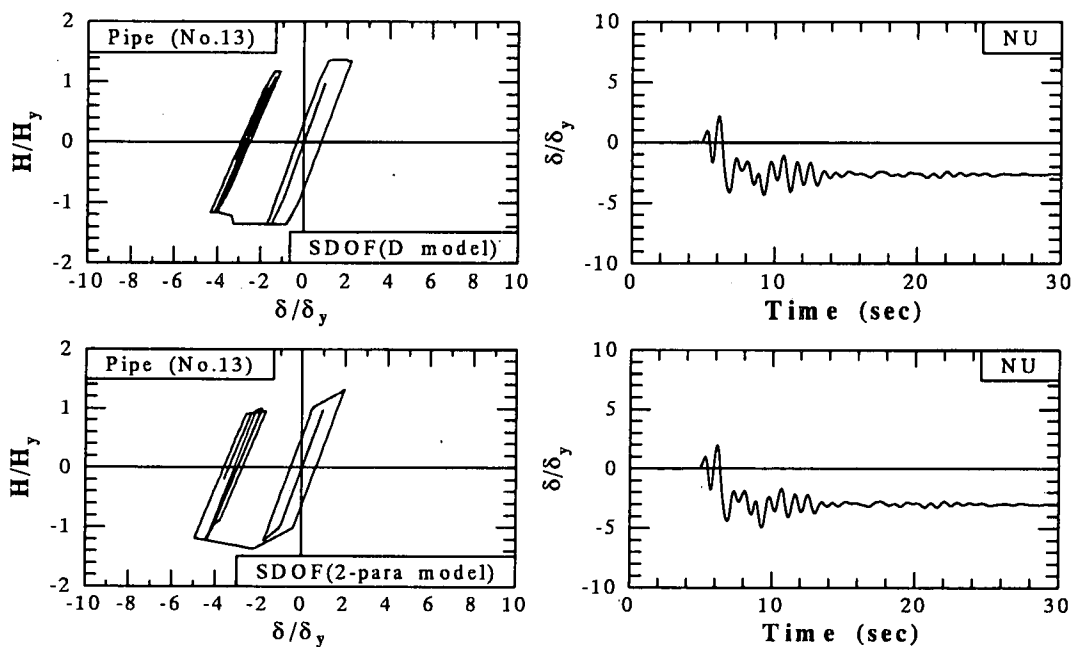


図 5.6.50 SDOF モデルによる時刻歴応答解析の結果 (パイプ断面橋脚モデル No.13)

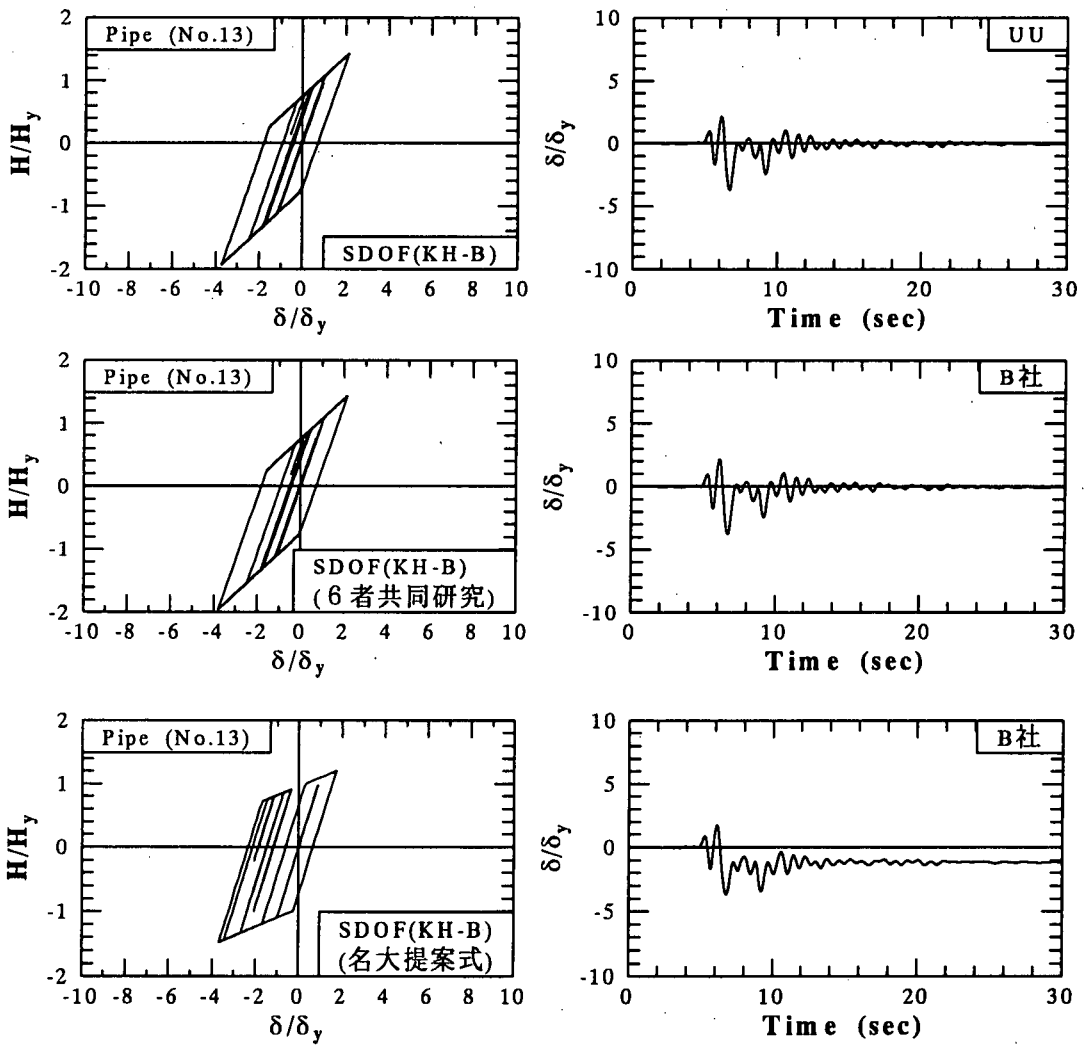


図 5.6.50 SDOF モデルによる時刻歴応答解析の結果 (パイプ断面橋脚モデル No.13) [続き]

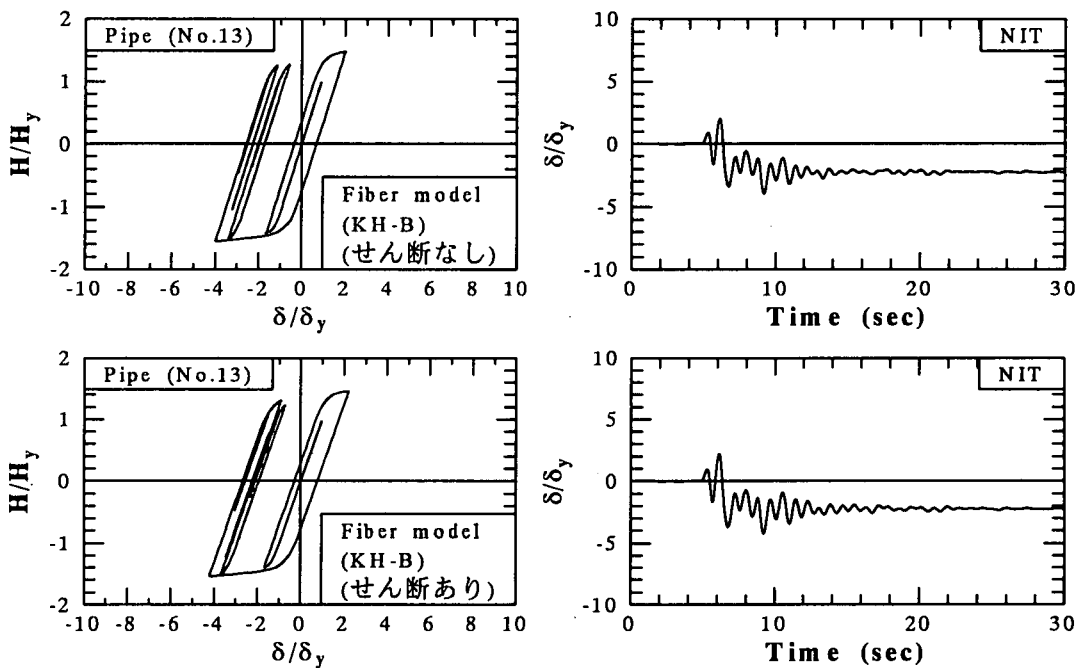


図 5.6.51 Fiber モデルによる時刻歴応答解析の結果 (パイプ断面橋脚モデル No.13)

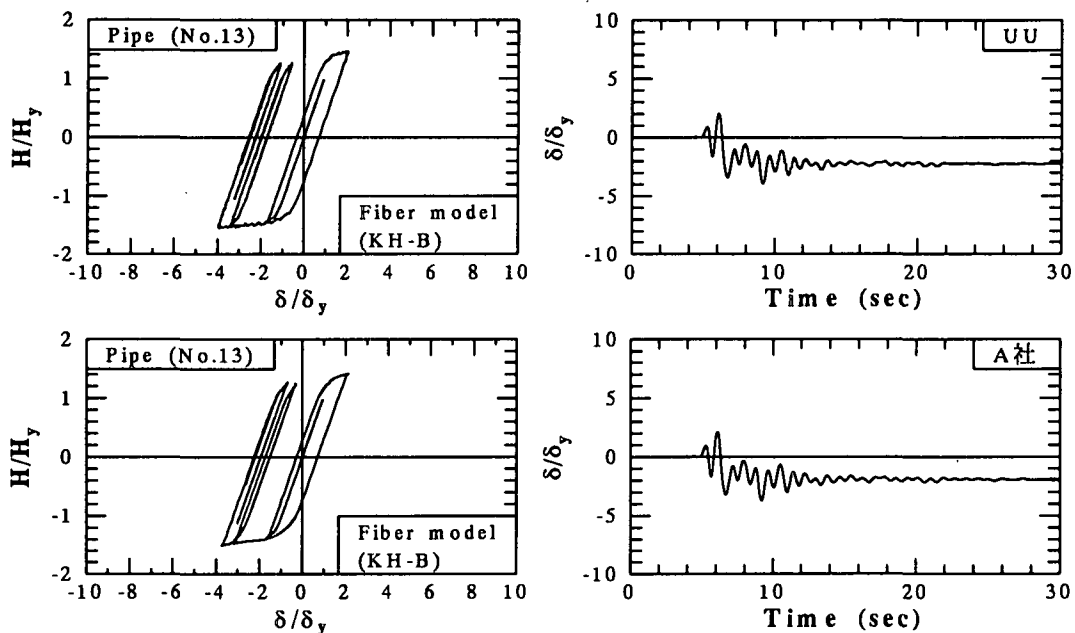


図 5.6.51 Fiber モデルによる時刻歴応答解析の結果 (パイプ断面橋脚モデル No.13) [続き]

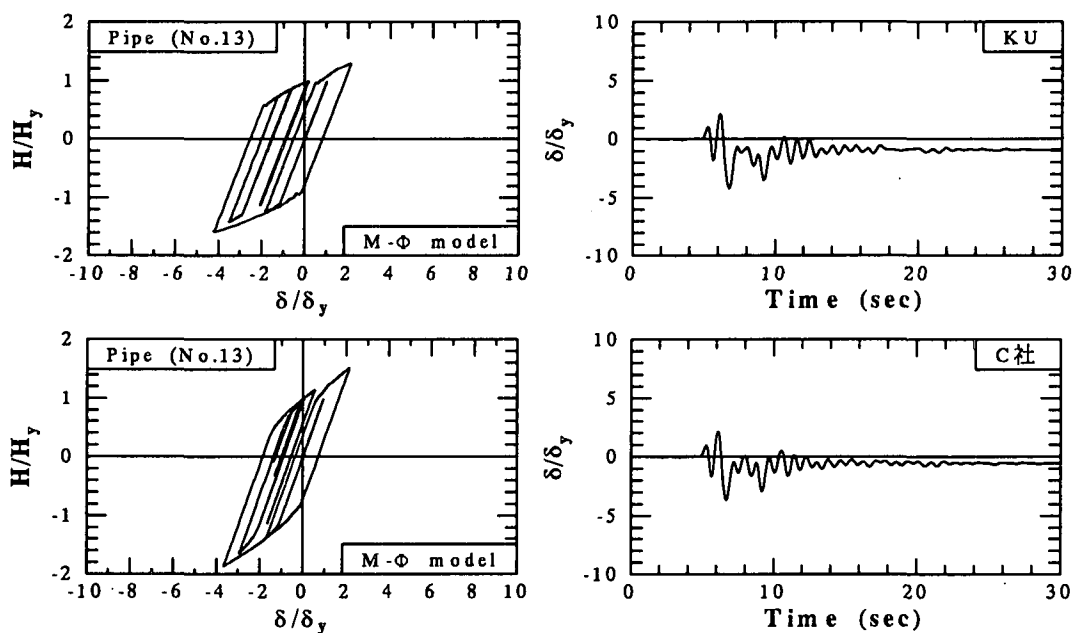


図 5.6.52 M- Φ モデルによる時刻歴応答解析の結果 (パイプ断面橋脚モデル No.13)

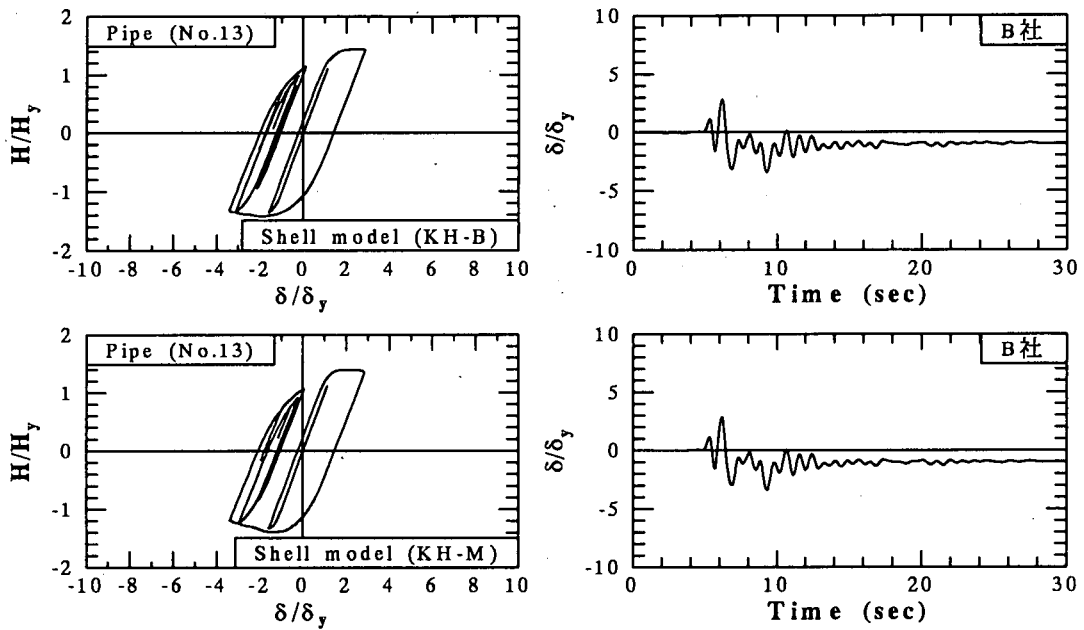


図 5.6.53 Shell モデルによる時刻歴応答解析の結果 (パイプ断面橋脚モデル No.13)

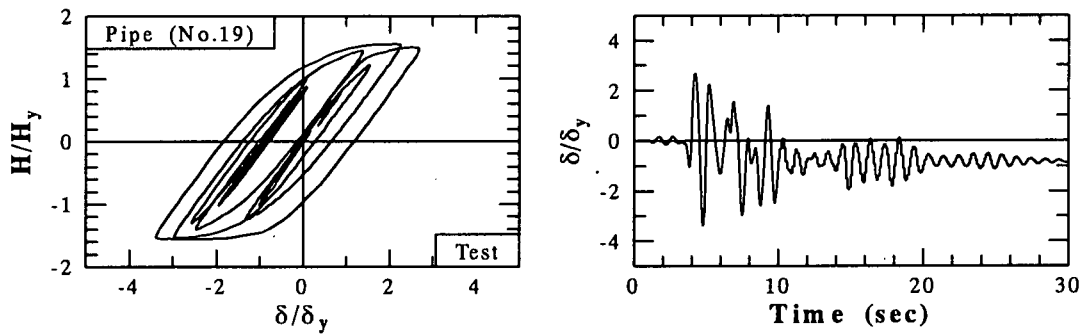


図 5.6.54 ハイブリッド実験の結果 (パイプ断面橋脚モデル No.19)

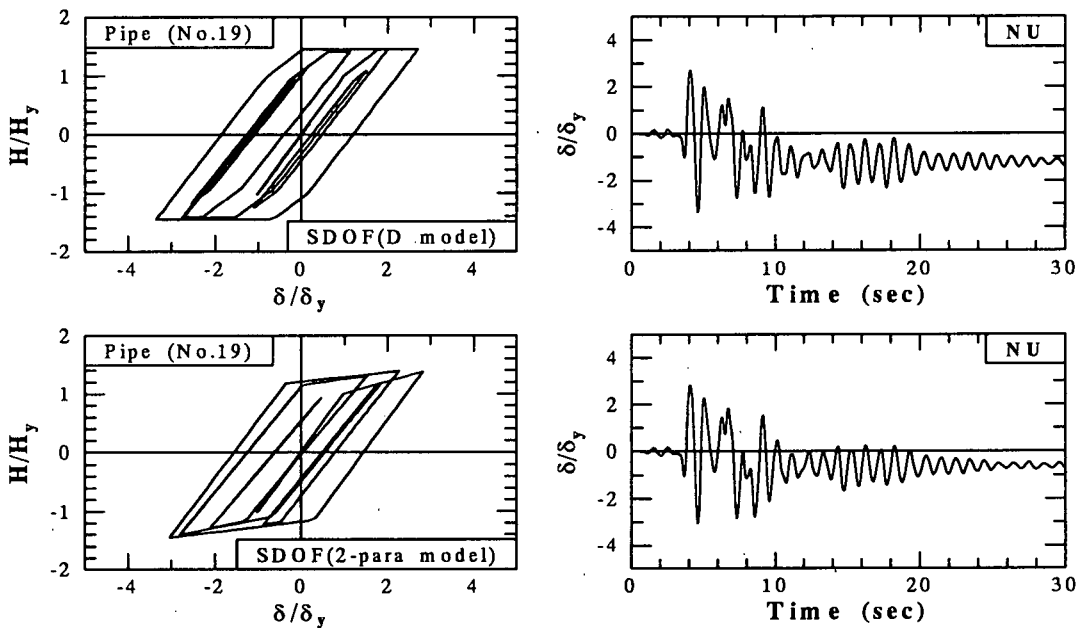


図 5.6.55 SDOF モデルによる時刻歴応答解析の結果 (パイプ断面橋脚モデル No.19)

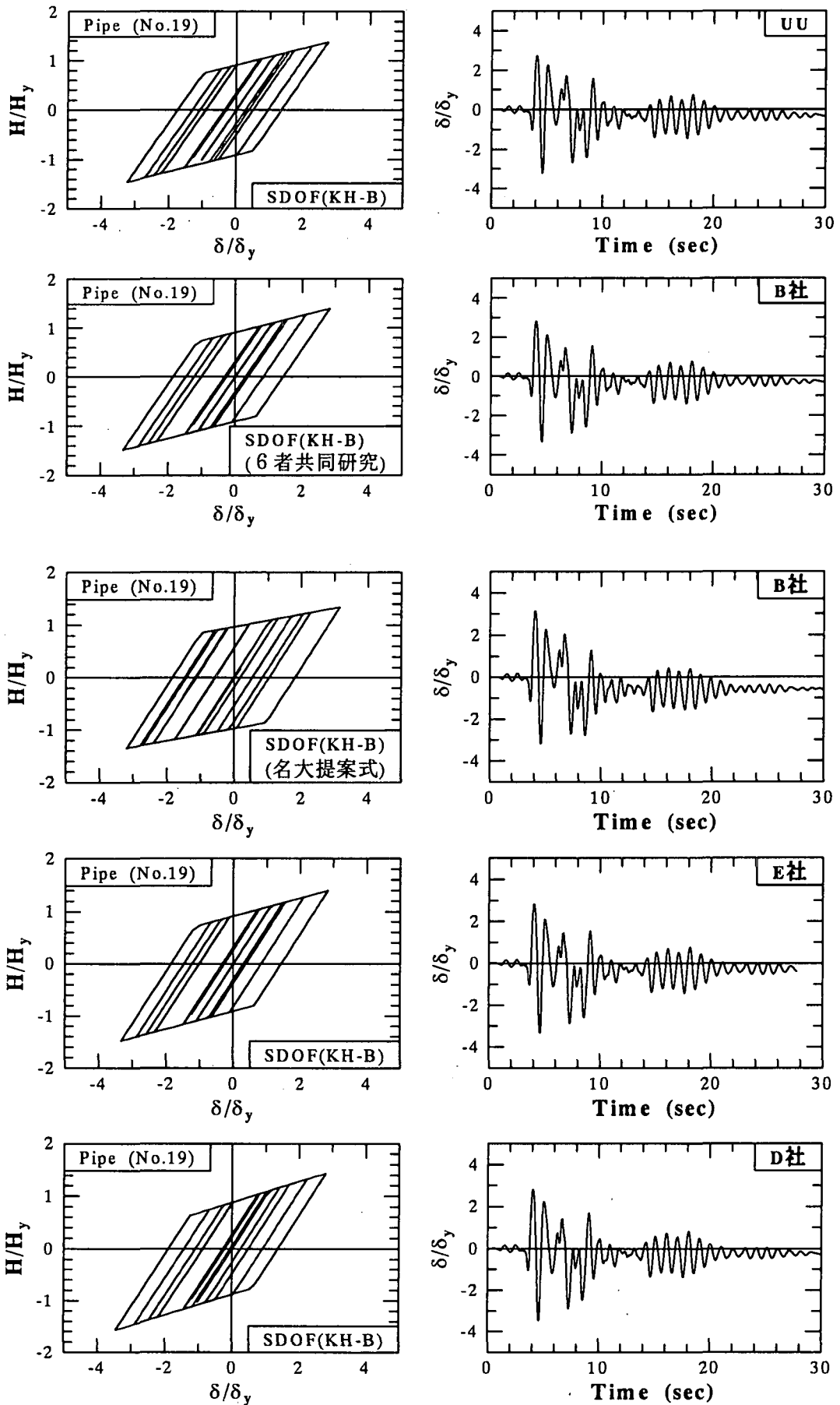


図 5.6.55 SDOF モデルによる時刻歴応答解析の結果 (パイプ断面橋脚モデル No.19) [続き]

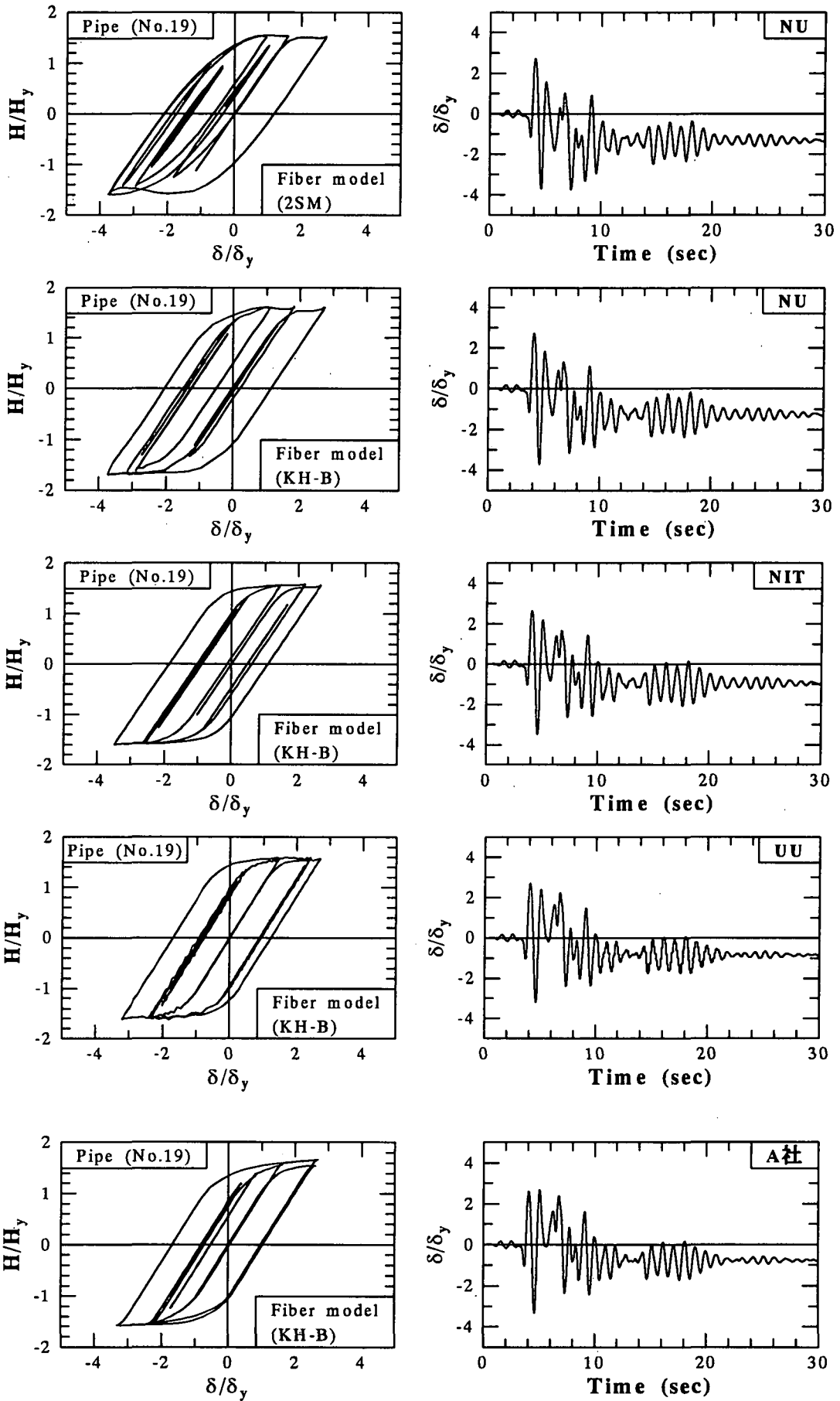


図 5.6.56 Fiber モデルによる時刻歴応答解析の結果 (パイプ断面橋脚モデル No.19)

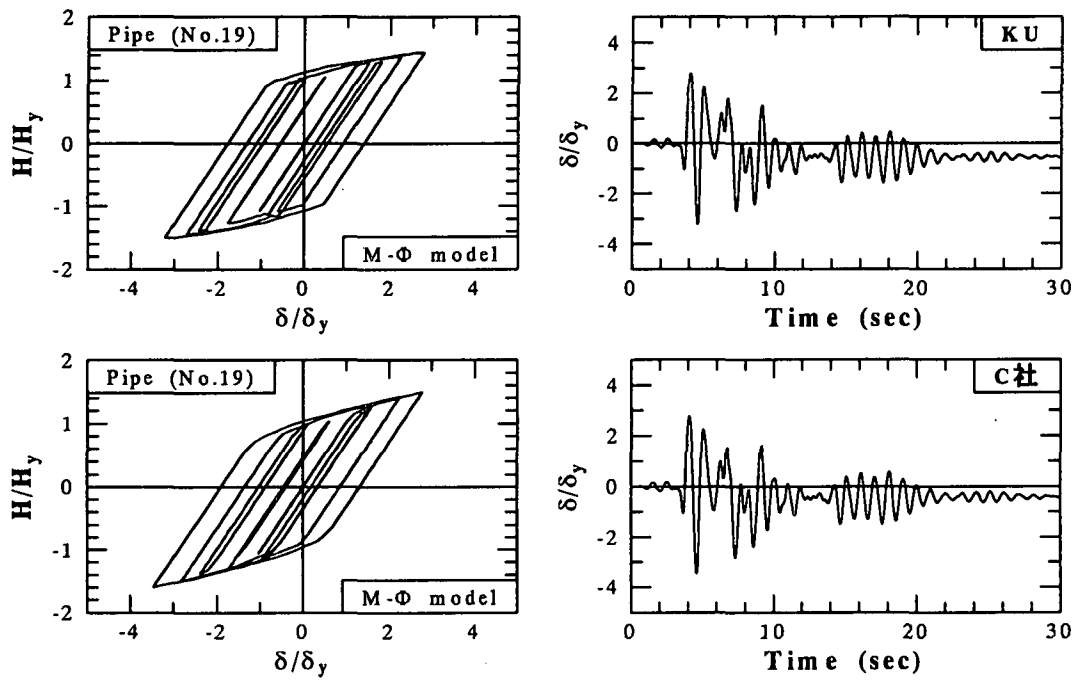


図 5.6.57 M- Φ モデルによる時刻歴応答解析の結果 (パイプ断面橋脚モデル No.19)

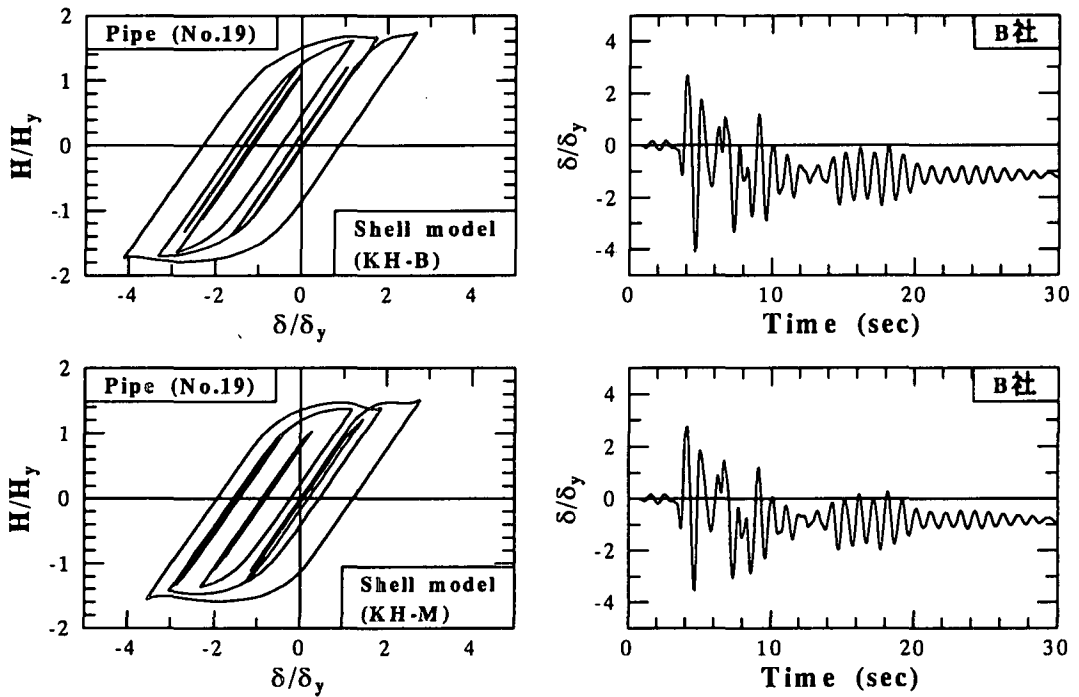


図 5.6.58 Shellモデルによる時刻歴応答解析の結果 (パイプ断面橋脚モデル No.19)

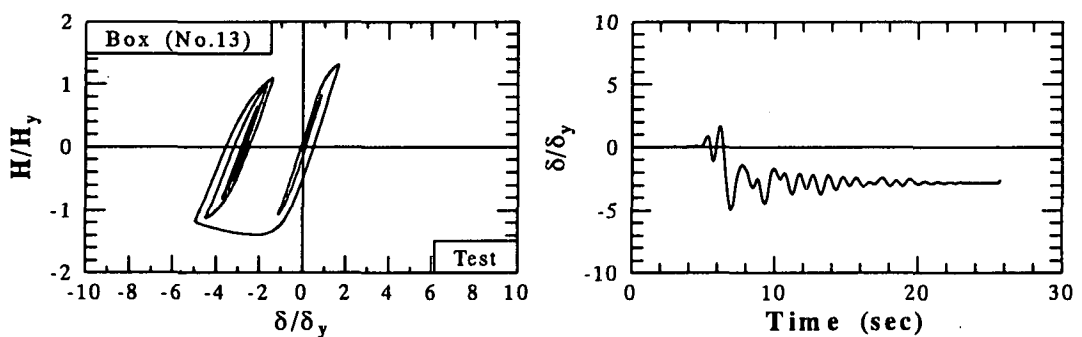


図 5.6.59 ハイブリッド実験の結果 (箱形断面橋脚モデル No.13)

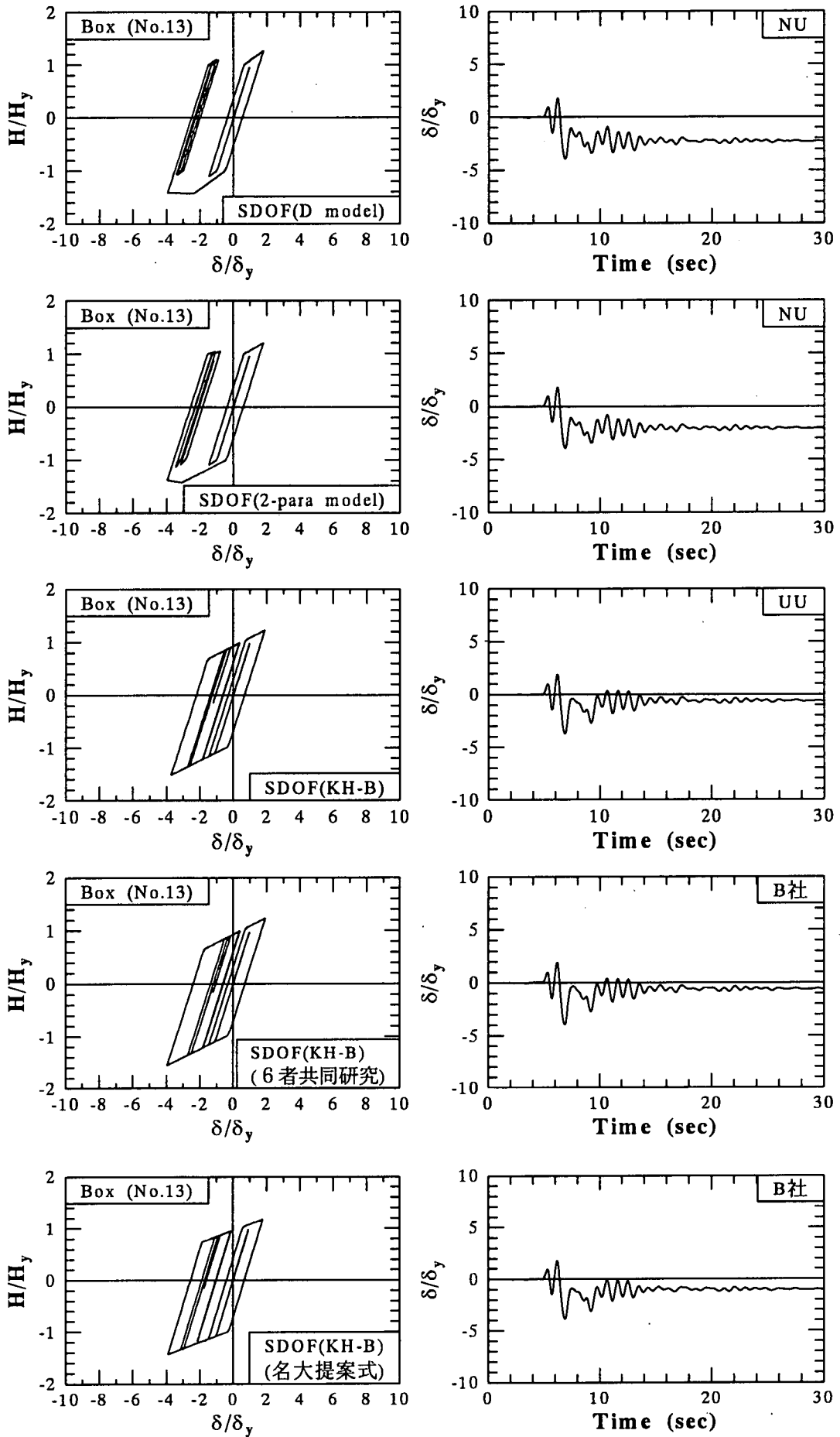


図 5.6.60 SDOF モデルによる時刻歴応答解析の結果 (箱形断面橋脚モデル No.13)

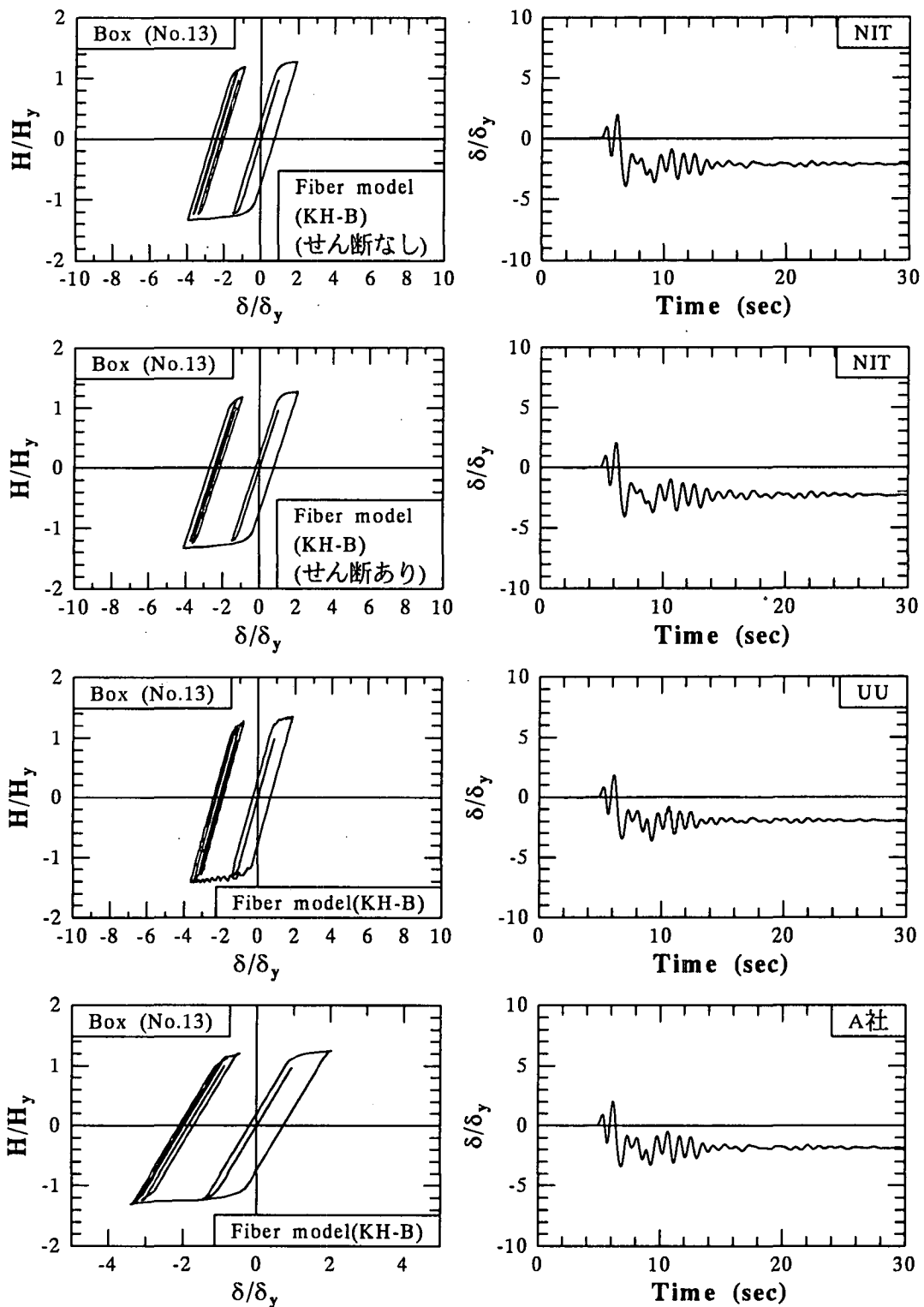


図 5.6.61 Fiber モデルによる時刻歴応答解析の結果 (箱形断面橋脚モデル No.13)

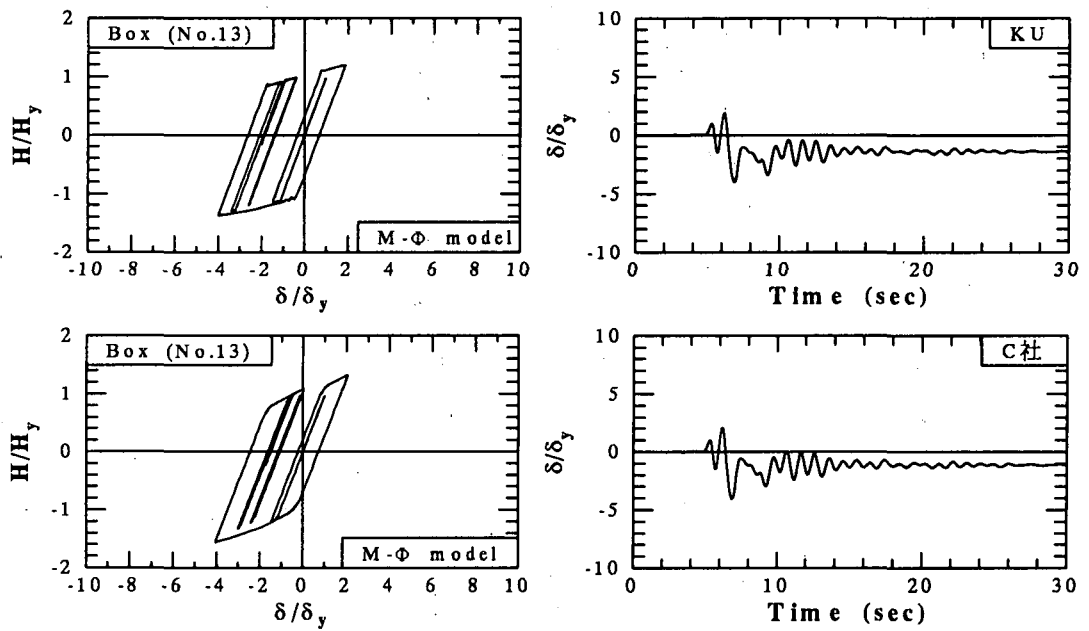


図 5.6.62 M- Φ モデルによる時刻歴応答解析の結果（箱形断面橋脚モデルNo.13）

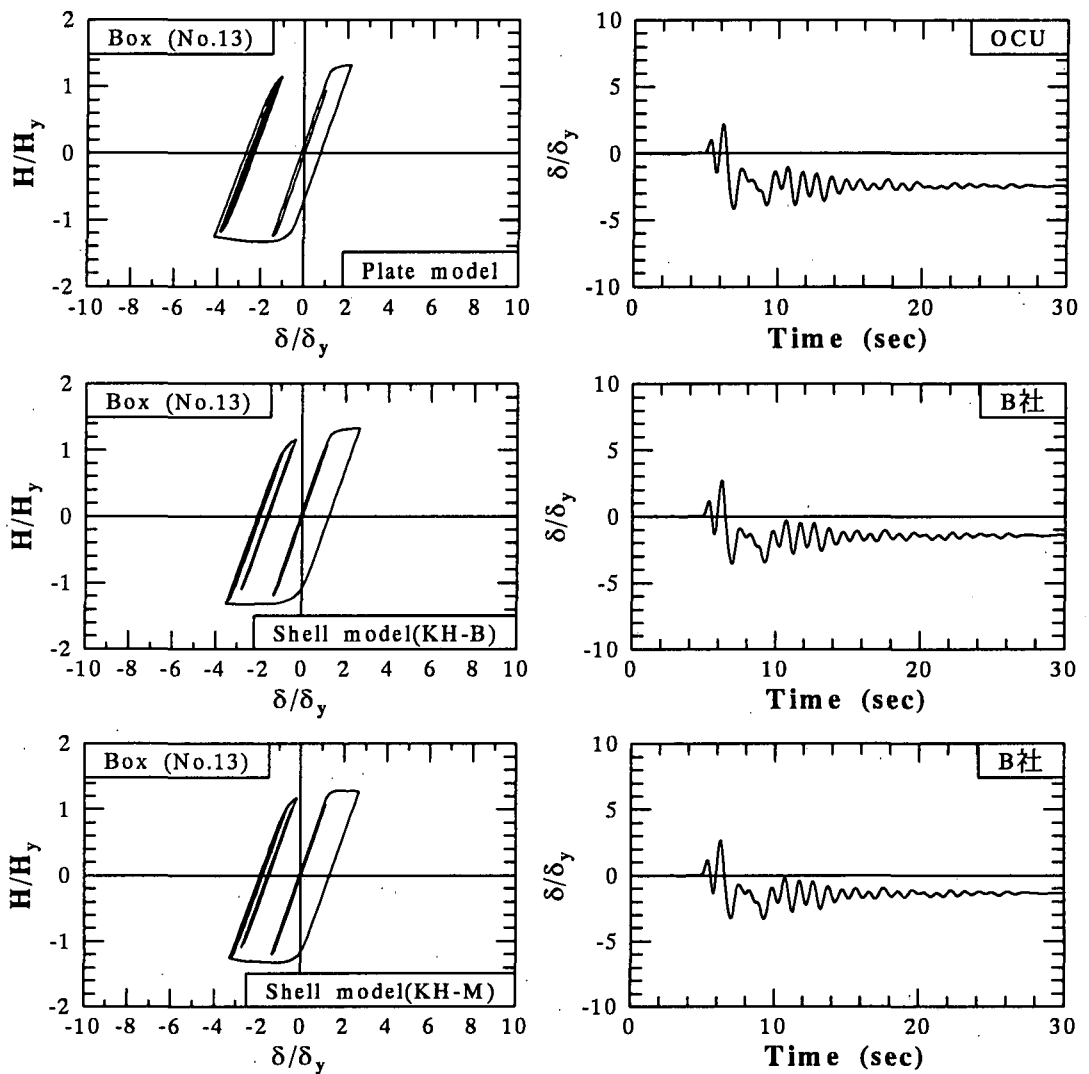


図 5.6.63 Plate/Shellモデルによる時刻歴応答解析の結果（箱形断面橋脚モデルNo.13）

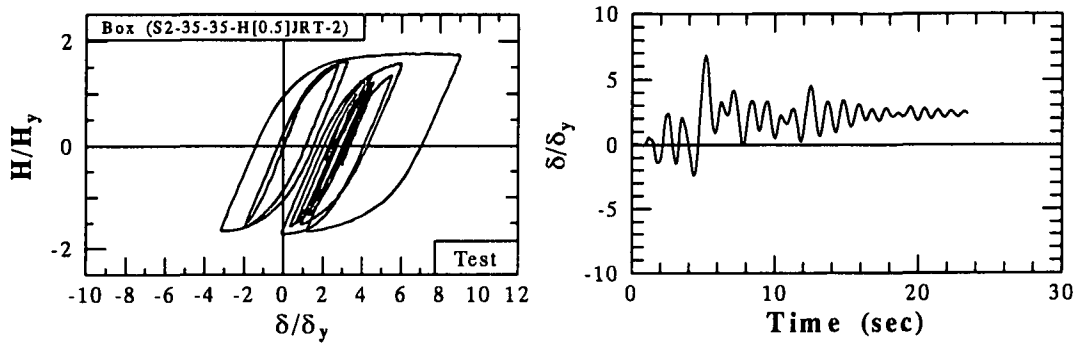


図 5.6.64 ハイブリッド実験の結果 (箱形断面橋脚モデル No.S2)

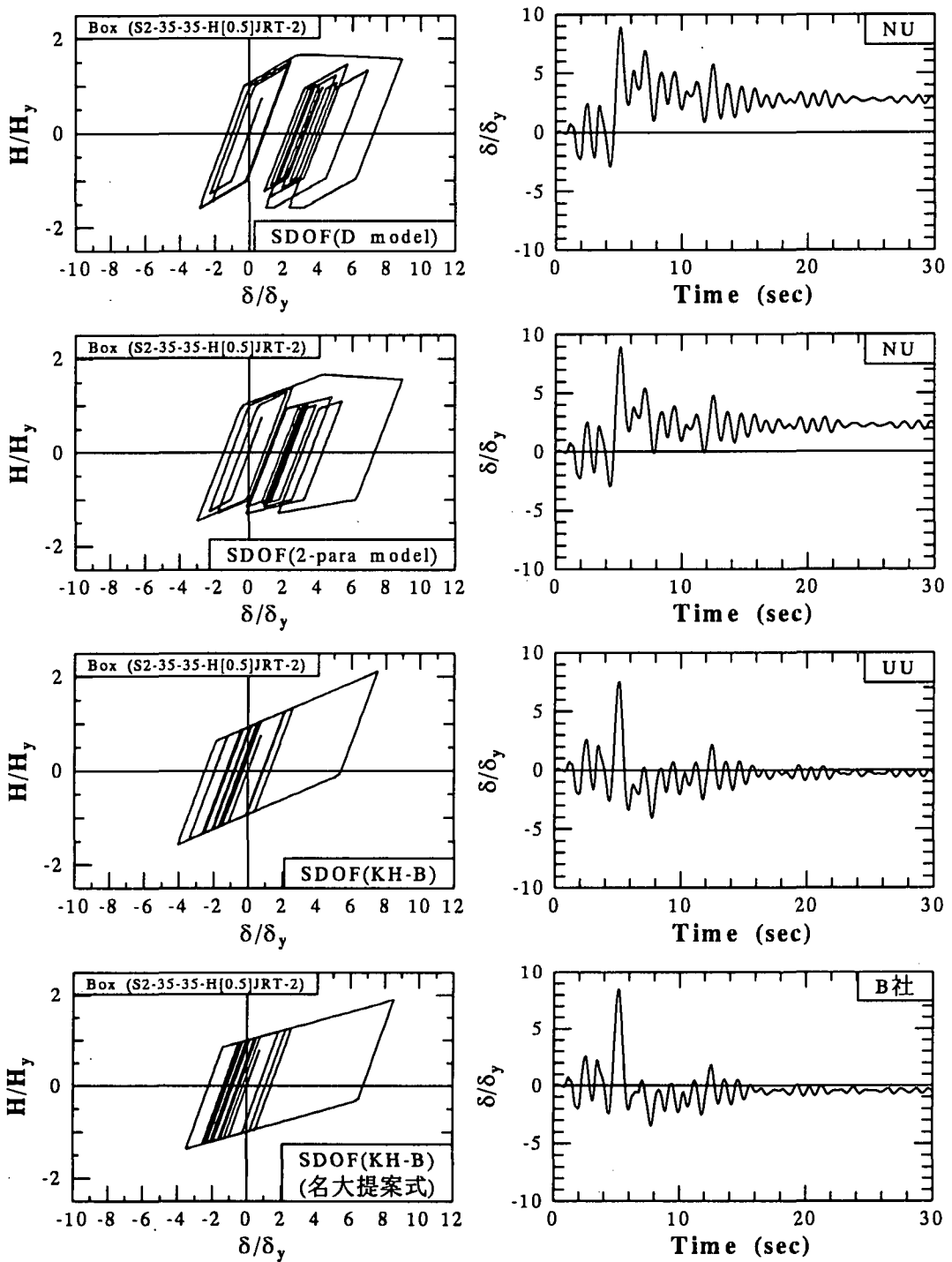


図 5.6.65 SDOF モデルによる時刻歴応答解析の結果 (箱形断面橋脚モデル No.S2)

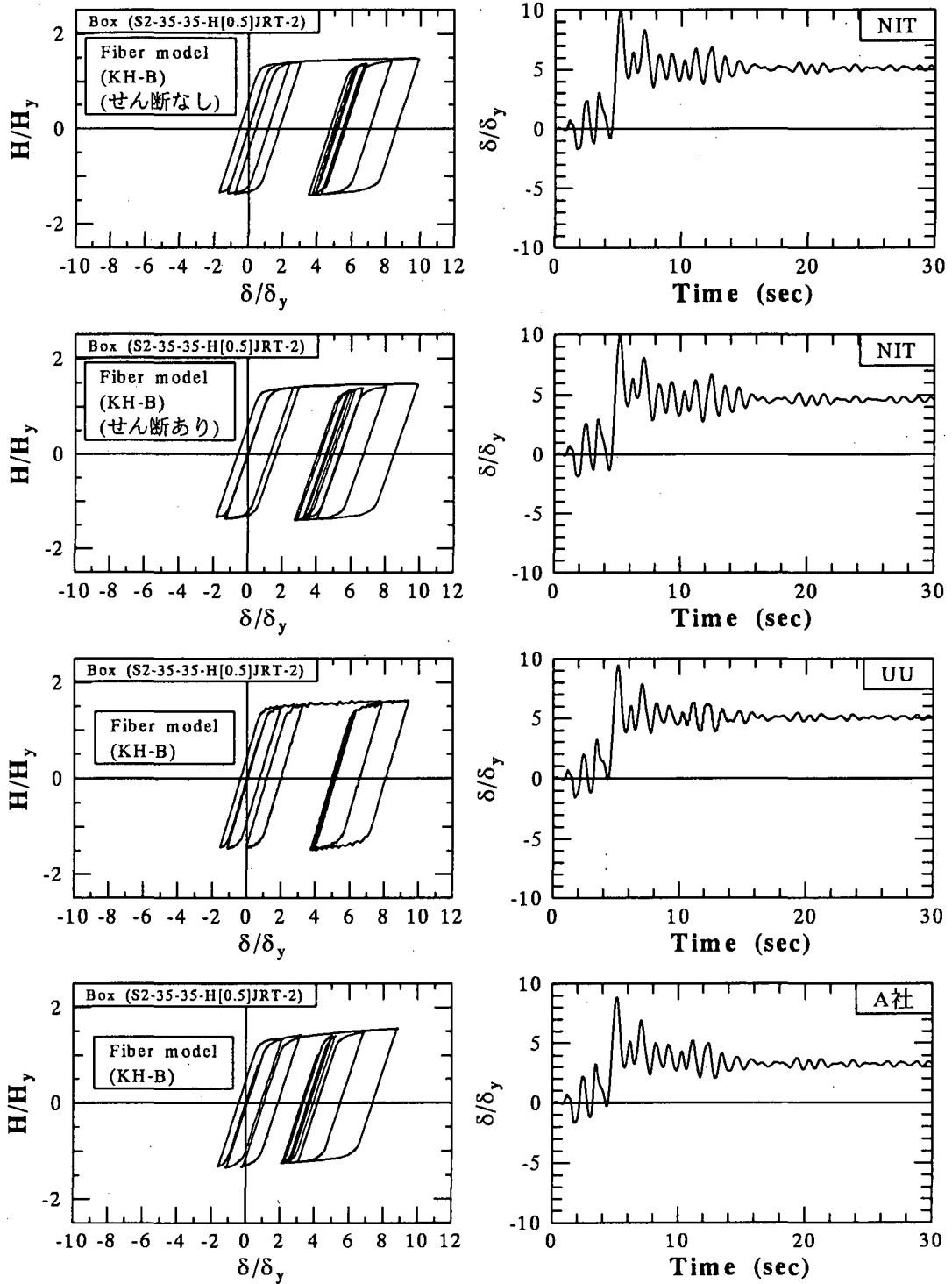


図 5.6.66 Fiber モデルによる時刻歴応答解析の結果 (箱形断面橋脚モデル No.S2)

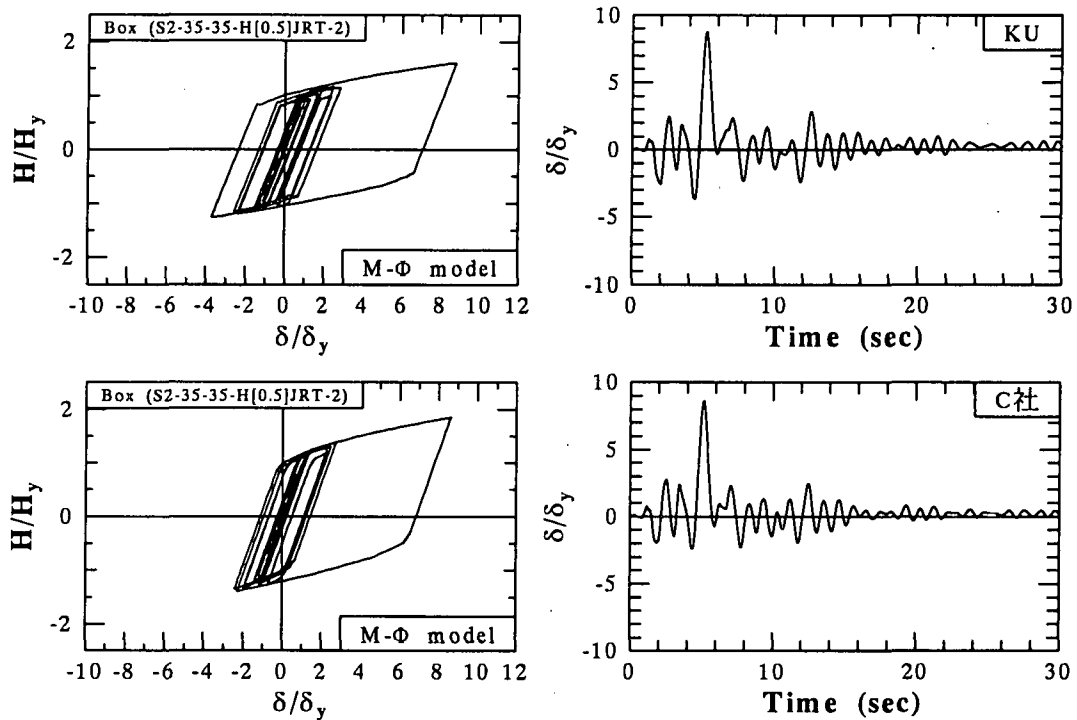


図 5.6.67 M- Φ モデルによる時刻歴応答解析の結果（箱形断面橋脚モデル No.S2）

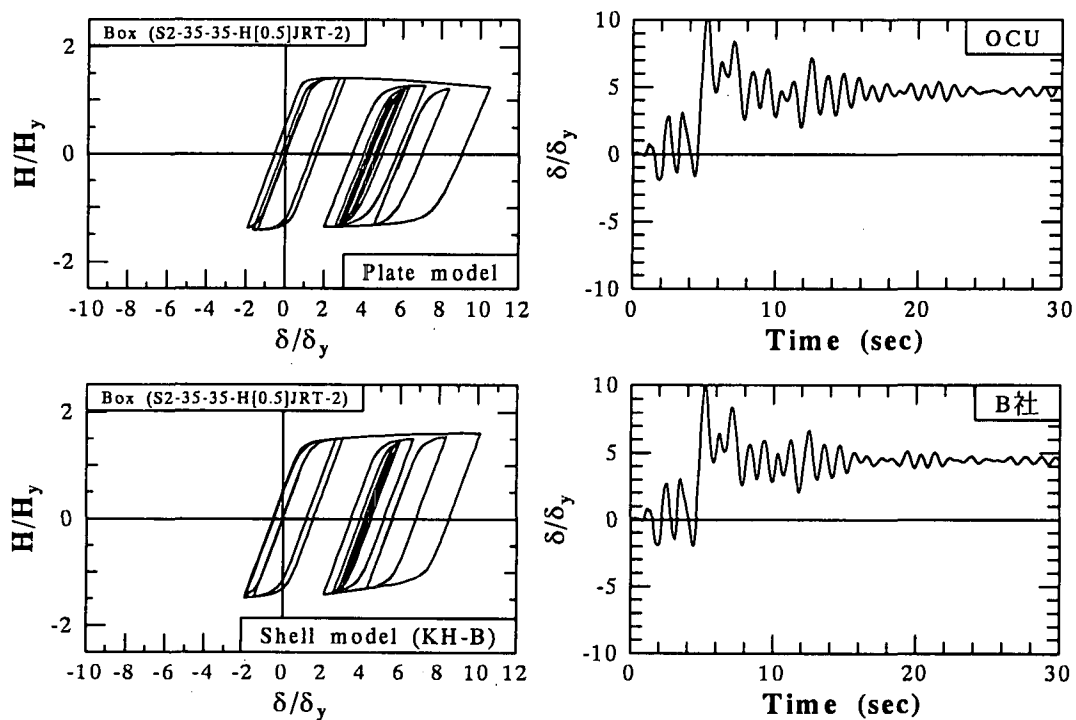


図 5.6.68 Plate/Shell モデルによる時刻歴応答解析の結果（箱形断面橋脚モデル No.S2）

(2) 逆L形橋脚

鉛直荷重が偏心して作用する鋼製橋脚（逆L形橋脚）の実験供試体[宇佐美ら, 1999]を8倍にスケールアップした解析モデルの諸元は、表 5.6.33 に示すとおりである。

表 5.6.33 解析モデルの諸元

供試体名	補剛箱形断面橋脚	
	No.1	No.2
フランジ幅 B (m)	1.686	1.685
ウェブ幅 D (m)	1.608	1.608
厚さ t (m)	0.0381	0.0374
補剛材幅 b_s (m)	0.208	0.208
補剛材板厚 t_s (m)	0.0381	0.0374
フランジサアハレ数 n_f	3	3
ウェブサアハレ数 n_w	3	3
等価断面のフランジ板厚 \bar{t}_f (m)	0.0435	0.0427
等価断面のフランジ板厚 \bar{t}_w (m)	0.0525	0.0515
供試体高さ h (m)	8.264	8.264
ダイヤフラム間隔 l_d (m)	0.832	0.832
偏心率 e/h	0.0726	0.0726
フランジハレのアサレ外比 α	0.5	0.5
フランジ幅厚比パラメータ R_R	0.333	0.335
柱細長比パラメータ $\bar{\lambda}$	0.350	0.348
鉛直荷重 P ($\times 10^7$, N)	1.71	1.33
鉛直荷重比 P/P_y	0.140	0.112
材質	SM490YA	SM490YA
降伏応力 σ_y ($\times 10^8$, N/m ²)	3.89	3.85
ヤング係数 E ($\times 10^{11}$, N/m ²)	2.07	2.07
ポアソン比 ν	0.255	0.272
質量 M ($\times 10^6$, kg)	1.79	1.39
降伏水平荷重 H_y ($\times 10^6$, N)	6.59	6.58
降伏水平変位 δ_y (m)	0.0480	0.0489
固有周期 T (s)	0.718	0.638
減衰定数 (h)	0.05 (質量比例型の粘性減衰)	
入力地震動	JR-Takatori(N-S)	

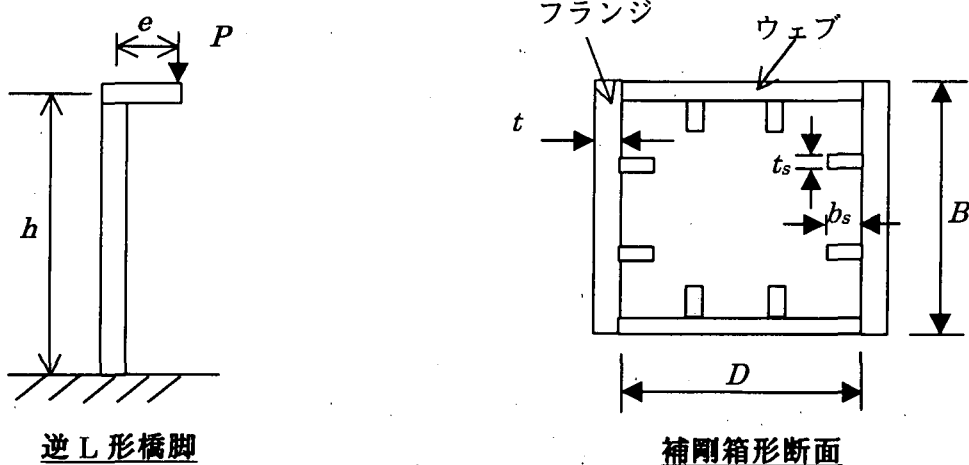


図 5.6.69 逆L形橋脚の概略図

逆L形橋脚モデルの概略図は、図 5.6.69 に示されている。隅角部およびはりの断面は、柱の部分と同様な断面とした。入力地震動は、実験の際に使用した JR-Takatori の N-S 成分（図 5.6.70）を用いた。ただし、20 秒までとしている。

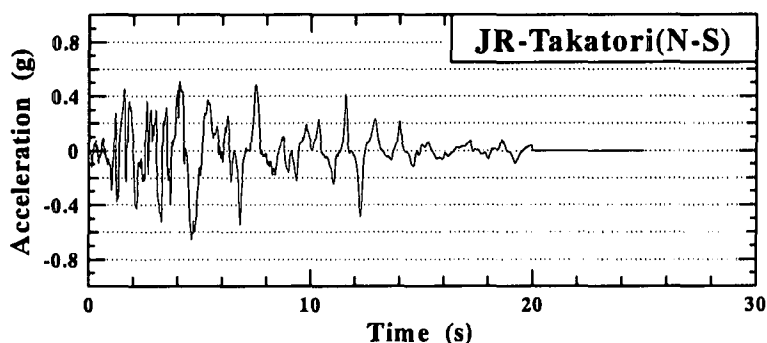


図 5.6.70 入力地震動

実験から得られた No.1 と No.2 の復元力特性と時刻歴特性がそれぞれ図 5.6.71 と図 5.6.76 に示されている。解析モデル No.1 と No.2 の主な違いは、鉛直荷重 P が異なることである。特に、軸力比の大きい No.1 では、劣化域に達していないが大きな残留変位が残っている。これは、逆L形橋脚の地震時応答の特徴であると考えられる。

面内方向に地震動を入力した解析は、SDOF モデル、Fiber モデルおよび $M-\Phi$ モデルの 3 種類を用いて行った。ただし、面外方向に地震動を入力した解析は Fiber モデルのみである。

逆L形橋脚の SDOF モデルによる時刻歴応答解析では、逆L形橋脚の復元力特性は T 形橋脚の復元力モデル（即ち、D model）と、逆L形橋脚と T 形橋脚との相関関係[Gao et al., 1998]から得られている。両者の相関関係については付録 4 の付 4.11 を参照されたい。解析結果は、図 5.6.72 (No.1) と図 5.6.77 (No.2) に示してある。

一方、Fiber モデルと $M-\Phi$ モデルによる時刻歴応答解析では、T 形橋脚の場合と同様にはり要素でモデル化している。ただし、前者はバイリニア型の応力-ひずみ ($E_p = E/100$) 関係、後者はバイリニア型の $M-\Phi$ 関係を用いている。 $M-\Phi$ モデルでは、 $H-\delta$ 関係から $M-\Phi$ 関係への換算は「鋼製橋脚の耐震設計マニュアル」[日本橋梁建設協会, 1998]の方法に従った。また、 $H-\delta$ 関係の最大荷重とそれに対応する変位は、新技術報告書[鋼構造新技術小委員会, 1996]の提案式を用いて算出した。なお、反力は基部の曲げモーメント M を慣性力作用位置までの高さ h で割ったものとした。

Fiber モデルによる解析結果を図 5.6.73 (No.1) と図 5.6.78 (No.2)、 $M-\Phi$ モデルによる解析結果を図 5.6.74 (No.1) と図 5.6.79 (No.2) に示す。

面外方向の解析結果は、図 5.6.75 (No.1) と図 5.6.80 (No.2) に示されている。

なお、各解析モデルから得られた偏心側の最大荷重 (H_{max+}/H_y) とその反対側の最大荷重 (H_{max-}/H_y)、最大応答変位 (δ_{max}/δ_y) および残留変位 (δ_R/δ_y) は表 5.6.34 にまとめている。

表 5.6.34 によると、T 形橋脚と逆L形橋脚との相関関係に基づいて T 形橋脚の復元力モデル (D model) から換算した逆L形橋脚の復元力特性を用いた SDOF モデルによる解析は、No.2 の最大応答変位に関して実験値を 20% 程度低めに評価するが、その他の指標については 10% 以内の誤差で推定できている。SDOF モデルは、D model のトリリニア型復元力モデルの最大荷重が推定式から出されているので、最大荷重に関しては解析と実験が

表 5.6.34 逆L形鋼製橋脚の最大荷重, 最大応答変位および残留変位

	No.1				No.2			
	$\frac{H_{max+}}{H_y}$	$\frac{H_{max-}}{H_y}$	$\frac{\delta_{max}}{\delta_y}$	$\frac{\delta_R}{\delta_y}$	$\frac{H_{max+}}{H_y}$	$\frac{H_{max-}}{H_y}$	$\frac{\delta_{max}}{\delta_y}$	$\frac{\delta_R}{\delta_y}$
面内方向								
実験結果								
	1.80	-1.78	8.84	5.04	1.73	-1.75	5.42	2.41
SDOFモデルによる解析結果								
NU	1.81 (1%)	-1.85 (4%)	8.31 (-6%)	5.54 (10%)	1.60 (-8%)	-1.69 (-3%)	4.15 (-23%)	2.54 (5%)
Fiberモデルによる解析結果								
NIT	1.27 (-29%)	-1.53 (-14%)	10.74 (21%)	8.39 (66%)	1.26 (-27%)	-1.49 (-15%)	5.17 (-5%)	3.15 (31%)
UU	1.28 (-29%)	-1.57 (-12%)	9.36 (6%)	6.90 (37%)	1.25 (-28%)	-1.52 (-13%)	4.16 (-23%)	2.65 (10%)
A社	1.70 (-6%)	-1.84 (3%)	8.65 (-2%)	5.40 (7%)	1.49 (-29%)	-1.75 (0%)	3.83 (-29%)	2.10 (-13%)
M-Φモデルによる解析結果								
KU	1.52 (-16%)	-1.17 (-34%)	10.28 (16%)	0.31 (-94%)	1.46 (-16%)	-1.07 (-39%)	8.00 (48%)	1.88 (-22%)
C社	1.86 (3%)	-1.24 (-30%)	8.63 (-2%)	3.26 (-35%)	1.59 (-8%)	-1.38 (-21%)	5.00 (-8%)	2.10 (-13%)
面外方向								
Fiberモデルによる解析結果								
NIT	1.43	-1.35	7.78	3.71	1.37	-1.36	3.54	1.23
A社	1.86	-1.68	5.86	1.68	1.61	-1.63	-3.20	0.387

比較的一致しやすい。ただし、D model の復元力モデルにおいて最大荷重時の変位を若干小さく見積もっている（言い換えれば、2次剛性を高めに評価する）ことから、解析より得られる最大変位は実験に比べて、多少小さくなる。

Fiberモデルによる解析の場合、NITとUUの解析で最大荷重が過小に評価されているが、最大応答変位はかなりよい精度で予測している。これに対して、A社の結果は実験値に比較的近いものとなっている。ただし、Fiberモデル（A社は除く）では、大きく変位する部分の挙動が実験に類似しているが、最大荷重がもっと合えば、最大応答変位はより一致してくると思われる。一方、A社の解析は、最大荷重がNITやUUに比べかなり大きくなっている。

同じくM-Φモデルを用いたKUとC社の解析は、かなり異なった予測値を与えており、これは主にM-Φ関係を定める際の2次剛性の設定方法（表5.6.28参照）の違いに起因していると推察される。また、大きく変位した後の揺れ戻しが実験に比べて大きいことに注意されたい。

面外解析の場合は、NITとA社の結果が大きく異なっており、最大応答変位と残留変位はA社の方が小さくなっている。この差は、解析理論（付録4を参照）の違い（例えば、ねじり変形の取り扱い）などによるものと考えられる。

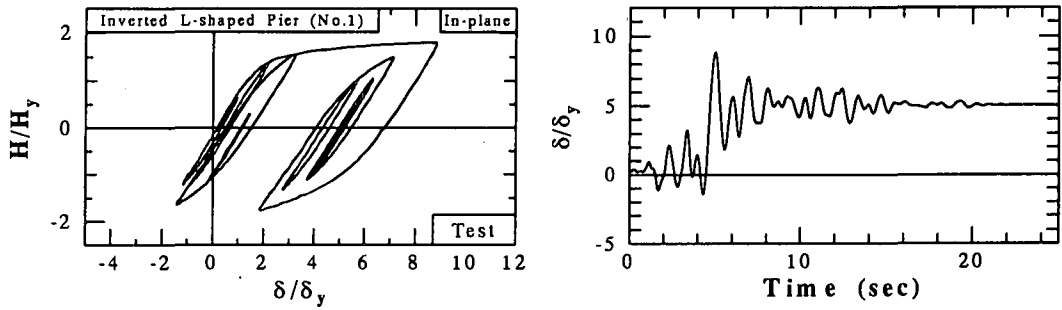


図 5.6.71 ハイブリッド実験の結果（逆L形橋脚 No.1, 面内）

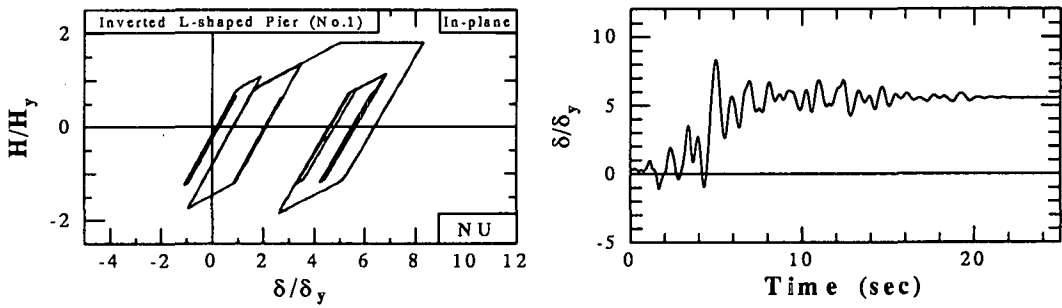


図 5.6.72 SDOF モデルによる時刻歴応答解析の結果（逆L形橋脚 No.1, 面内）

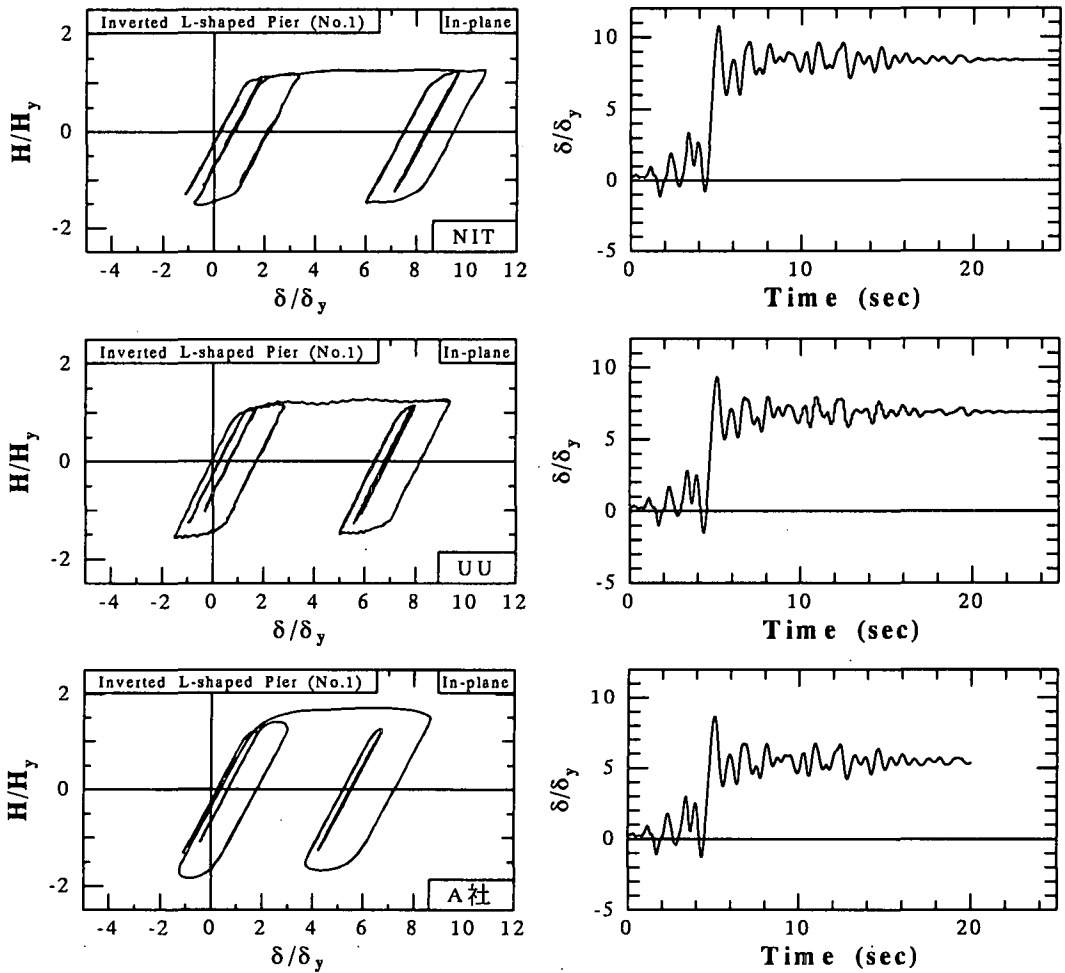


図 5.6.73 Fiber モデルによる時刻歴応答解析の結果（逆L形橋脚 No.1, 面内）

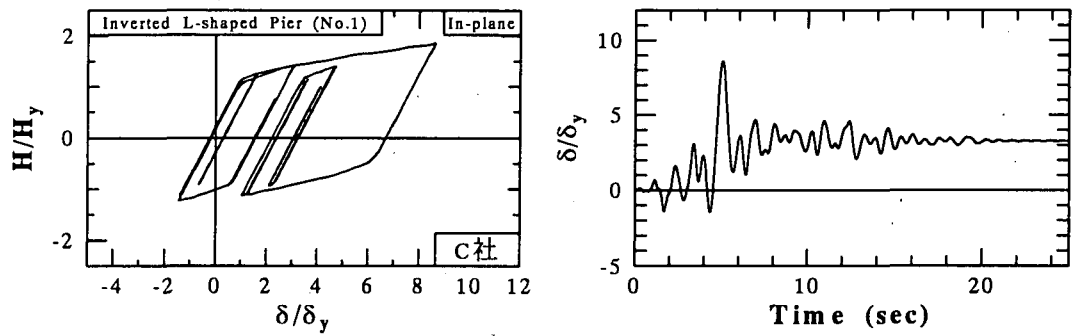


図 5.6.74 M- Φ モデルによる時刻歴応答解析の結果（逆L形橋脚 No. 1, 面内）

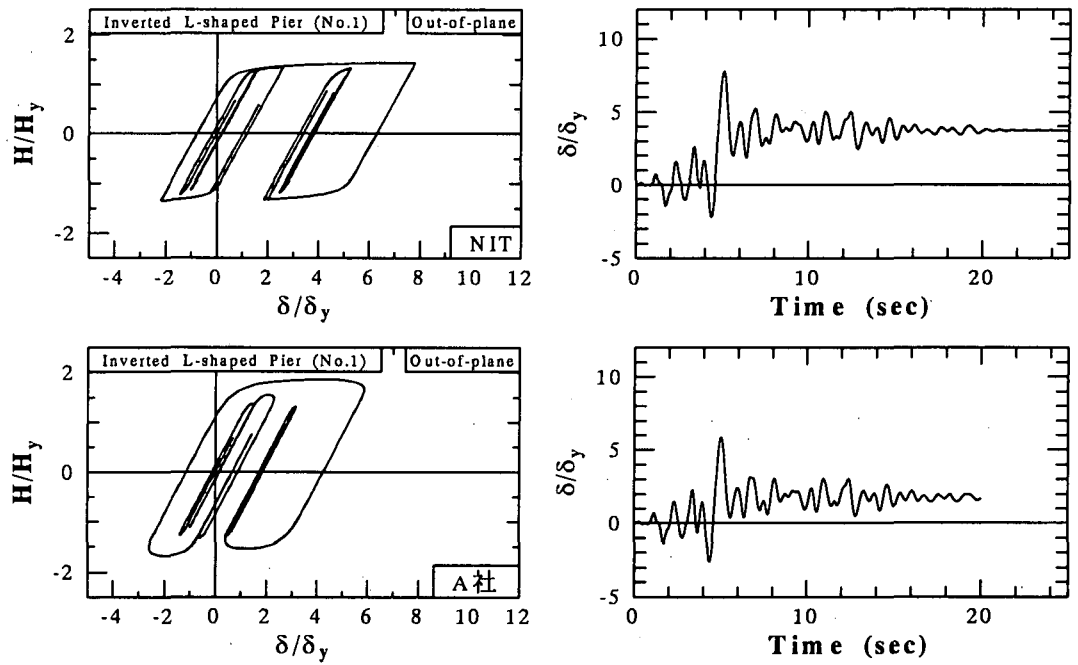


図 5.6.75 Fiberモデルによる時刻歴応答解析の結果（逆L形橋脚 No. 1, 面外）

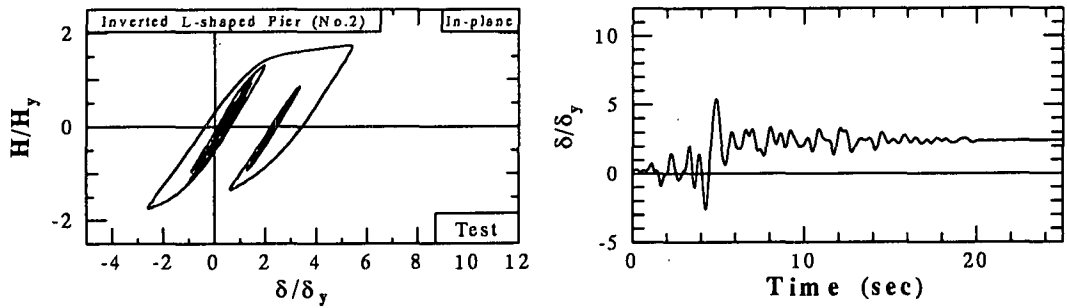


図 5.676 ハイブリッド実験の結果（逆L形橋脚 No.2, 面内）

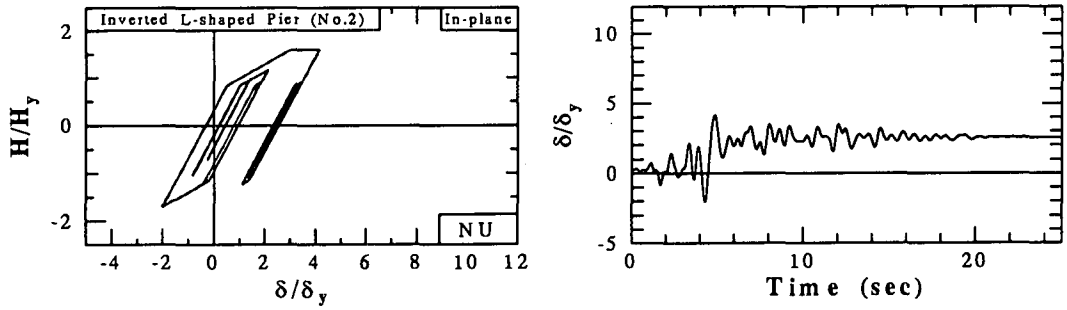


図 5.677 SDOF モデルによる時刻歴応答解析の結果（逆L形橋脚 No.2, 面内）

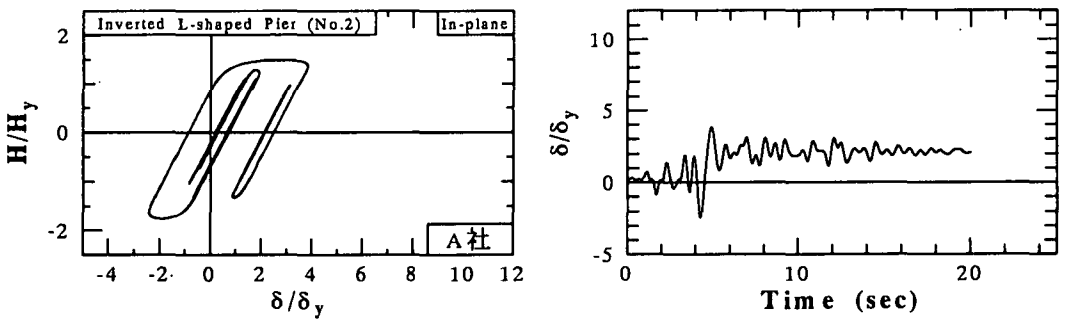
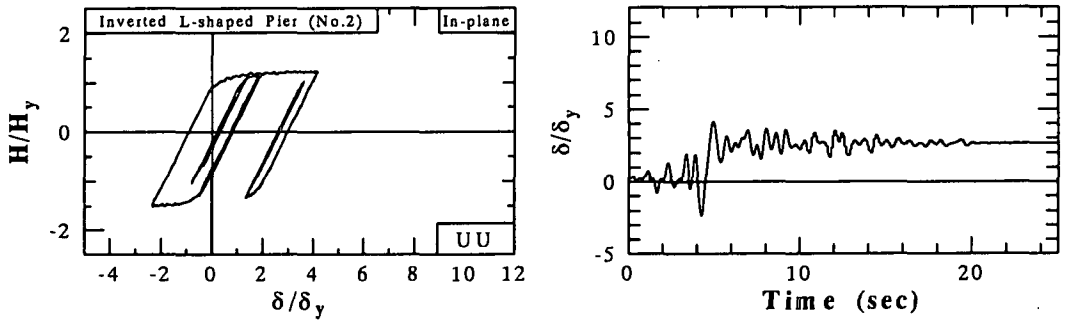
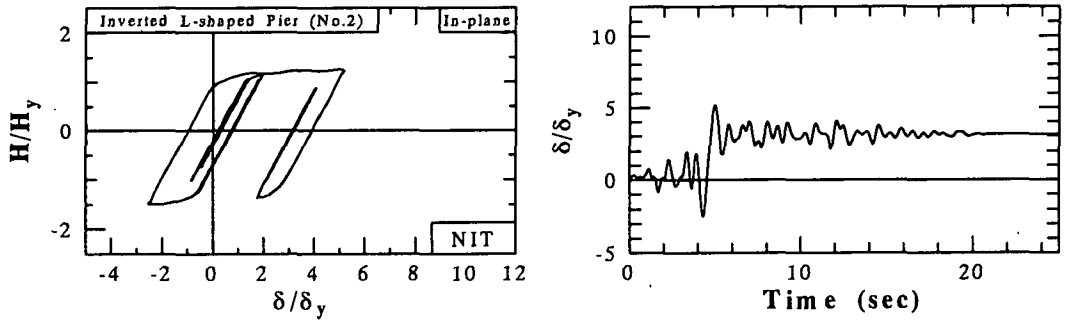


図 5.678 Fiber モデルによる時刻歴応答解析の結果（逆L形橋脚 No.2, 面内）

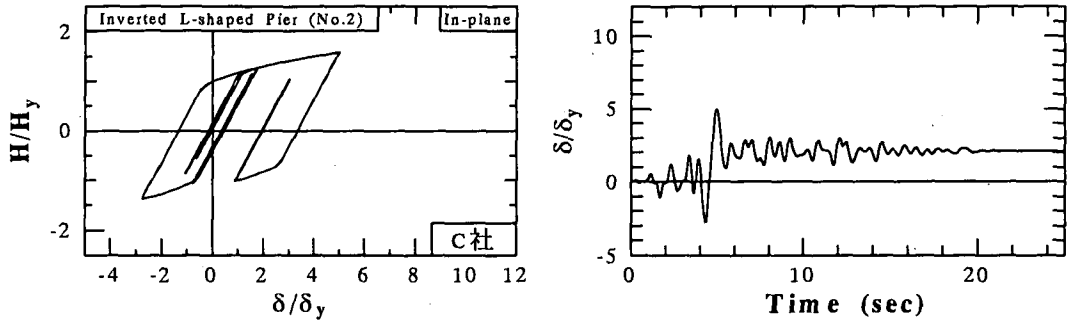


図 5.6.79 M- Φ モデルによる時刻歴応答解析の結果（逆L形橋脚 No. 2, 面内）

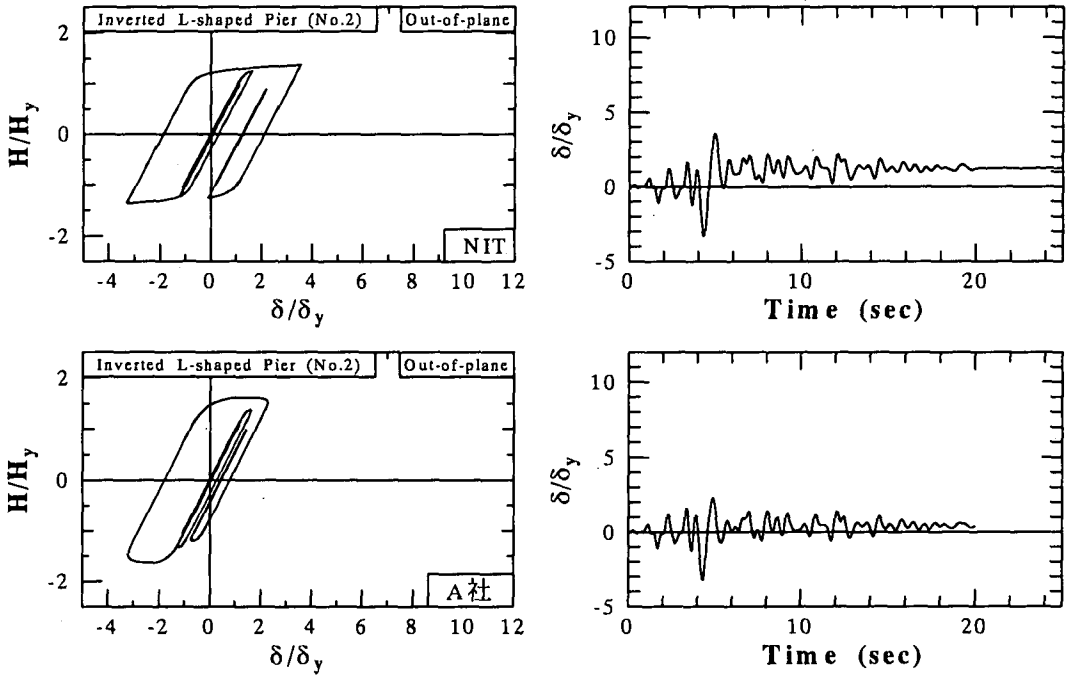


図 5.6.80 Fiber モデルによる時刻歴応答解析の結果（逆L形橋脚 No. 2, 面外）

(3) 免震支承を有する橋脚

免震支承を有する鋼製橋脚の実験供試体[中島ら, 1999]を8倍にスケールアップした解析モデルの諸元は, 表 5.6.35 に示すとおりである. ただし, 橋脚質量 M_p は橋脚上端の集中質量とする. また, 免震支承の高さの影響が支承の各剛性係数(表 5.6.36 を参照)に反映されているため, 上部構造質量 M_u の作用点は橋脚上端と同じ高さとする.

橋脚の減衰の導入方法は, 使用するソフトや解析モデルによって異なる場合がある. 上部構造質量 M_u と橋脚質量 M_p に対して減衰を配分することのできる解析においては, 道路橋示方書を参照してひずみエネルギーに比例して配分するように各次モードの減衰定数を使用する方法を用いる. 配分して考慮することのできない場合は, 上部構造を含めた橋脚全体の減衰(5%)とする.

表 5.6.35 橋脚の諸パラメータ

供試体名	補剛箱形断面橋脚
フランジ幅 B (m)	1.686
ウェブ幅 D (m)	1.608
厚さ t (m)	0.0386
補剛材幅 b_s (m)	0.208
補剛材板厚 t_s (m)	0.0386
フランジウェブ補数 n_f	3
ウェブウェブ補数 n_w	3
等価断面のフランジ板厚 \bar{t}_f (m)	0.0441
等価断面のフランジ板厚 \bar{t}_w (m)	0.0532
供試体高さ h (m)	8.264
ダイヤフラム間隔 l_d (m)	0.823
フランジウェブ補数のアスペクト比 α	0.5
フランジ幅厚比パラメータ R_R	0.332
柱細長比パラメータ λ	0.355
軸圧縮力 P ($\times 10^7$, N)	2.13
軸圧縮力 P/P_y	0.172
材質	SM490YA
降伏応力 σ_y ($\times 10^8$, N/m ²)	3.89
ヤング係数 E ($\times 10^{11}$, N/m ²)	2.03
ポアソン比 ν	0.258
上部構造質量 M_u ($\times 10^6$, kg)	2.22
橋脚質量 M_p ($\times 10^3$, kg)	6.33
橋脚の降伏水平荷重 H_y ($\times 10^6$, N)	6.37
橋脚の降伏水平変位 δ_y (m)	0.0484
橋脚の固有周期 T (s)	0.816
橋脚の減衰定数 (h)	0.05
入力地震動	JR-Takatori (N-S)

免震支承は, 鉛プラグ入り積層ゴム支承(LRB)を2種類想定し, 復元力モデルは図 5.6.78 に示す移動硬化型バイリニアモデルとする. また, 想定した2種類の免震支承の各パラメータを表 5.6.31 に示す. ただし, 除荷域剛性は1次剛性に等しいものと仮定している. なお, 支承の粘性減衰を無視する.

入力地震動は, 逆L形橋脚の場合と同様の JR-Takatori 地震動である.

表 5.6.36 LRB の各パラメータ

Case	降伏荷重 $H_{y,B}$ ($\times 10^6$, N)	1次剛性 $K_{1,B}$ ($\times 10^7$, N/m)	2次剛性 $K_{2,B}$ ($\times 10^7$, N/m)	除荷域剛性 $K_{r,B}$ ($\times 10^7$, N/m)	等価剛性 K_{Be} ($\times 10^7$, N/m)
1	2.77	2.80	0.635	2.80	0.888
2	1.05	6.18	1.51	6.18	1.66

鋼製橋脚と免震支承を組み合わせた時刻歴応答解析では、一般に2自由度系にモデル化をして行われるが、実験は、2自由度系を1自由度系に縮約したモデルを想定して行われた。実験から得られた結果を図 5.6.82 (左側: Case 1, 右側: Case 2) に示す。上段、中段および下段の図はそれぞれ復元力特性、橋脚頂端変位の時刻歴特性および上部構造変位の時刻歴特性である。Case 2 に比べて、Case 1 の等価剛性が小さいため、橋脚全体が長周期化されている。その結果、橋脚の応答は小さく収まっている。

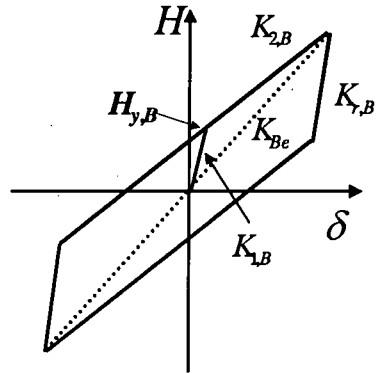


図 5.6.81 免震支承の復元力特性 (バイリニアモデル)

解析は、2質点2自由度系モデル(2DOF)、Fiber

表 5.6.36 免震支承を有する橋脚の最大荷重、最大応答変位および残留変位の比較

	$\frac{H_{m,P}}{H_y}$	$\frac{\delta_{max,P}}{\delta_y}$	$\frac{\delta_{max,U}}{\delta_y}$	$\frac{\delta_{R,P}}{\delta_y}$	$\frac{\delta_{R,U}}{\delta_y}$
Case 1					
実験結果					
	0.772	1.22	11.3	0.051	0.142
2DOF モデルによる解析結果					
NU	1.02 (32%)	1.10 (-10%)	14.1 (25%)	0.080 (57%)	0.048 (-66%)
Fiber モデルによる解析結果					
NIT	0.841 (9%)	0.840 (-31%)	10.7 (-5%)	-0.010 (-120%)	0.152 (7%)
UU	0.841 (9%)	0.840 (-31%)	12.3 (9%)	-0.010 (-120%)	0.282 (-299%)
M-φモデルによる解析結果					
C社	0.928 (20%)	0.936 (-23%)	13.3 (18%)	-0.002 (-104%)	-0.133 (-194%)
Case 2					
実験結果					
	1.29	3.13	14.7	0.390	0.430
2DOF モデルによる解析結果					
NU	1.51 (17%)	3.43 (9%)	15.4 (5%)	0.437 (12%)	0.401 (-7%)
Fiber モデルによる解析結果					
NIT	1.36 (5%)	1.94 (-38%)	12.6 (-14%)	0.559 (43%)	0.630 (47%)
UU	1.39 (8%)	2.89 (-8%)	13.9 (-5%)	1.36 (247%)	1.38 (221%)
M-φモデルによる解析結果					
C社	1.52 (18%)	3.94 (26%)	16.1 (10%)	0.062 (-84%)	0.029 (-93%)

モデルおよび M- Φ モデル, の 3 種類を用いて行った. それぞれの解析手法は付録 4 を参照されたい. 解析結果を図 5.6.83~図 5.6.86 に示す. また, 最大荷重, 橋脚頂端と上部工の最大応答変位と残留変位は, 表 5.6.37 に示してある. 表中の誤差の定義は T 形橋脚の場合と同様である. これらの図と表から, 以下のことが言える.

- 1) 最大荷重は両ケースとも, どの解析モデルでも大きめの評価を与えている.
- 2) 橋脚の最大応答変位は, Case 2 の NU と C 社を除いて小さめに評価する.
- 3) 残留変位は, 実験との比から判断すると, 極端に離れている例も見受けられるが, 絶対量としてはそれほど差はないことに注意されたい.
- 4) どの解析モデルによっても, 地震終了後 (即ち, 20 秒以後) の減衰が小さい. これは解析上支承の減衰を無視していることによるものと思われる.

なお, 前述したように, 各解析モデルにおいては減衰の取り扱いが異なっているので, このことが解析結果にどの程度の影響を及ぼすかは要検討である.

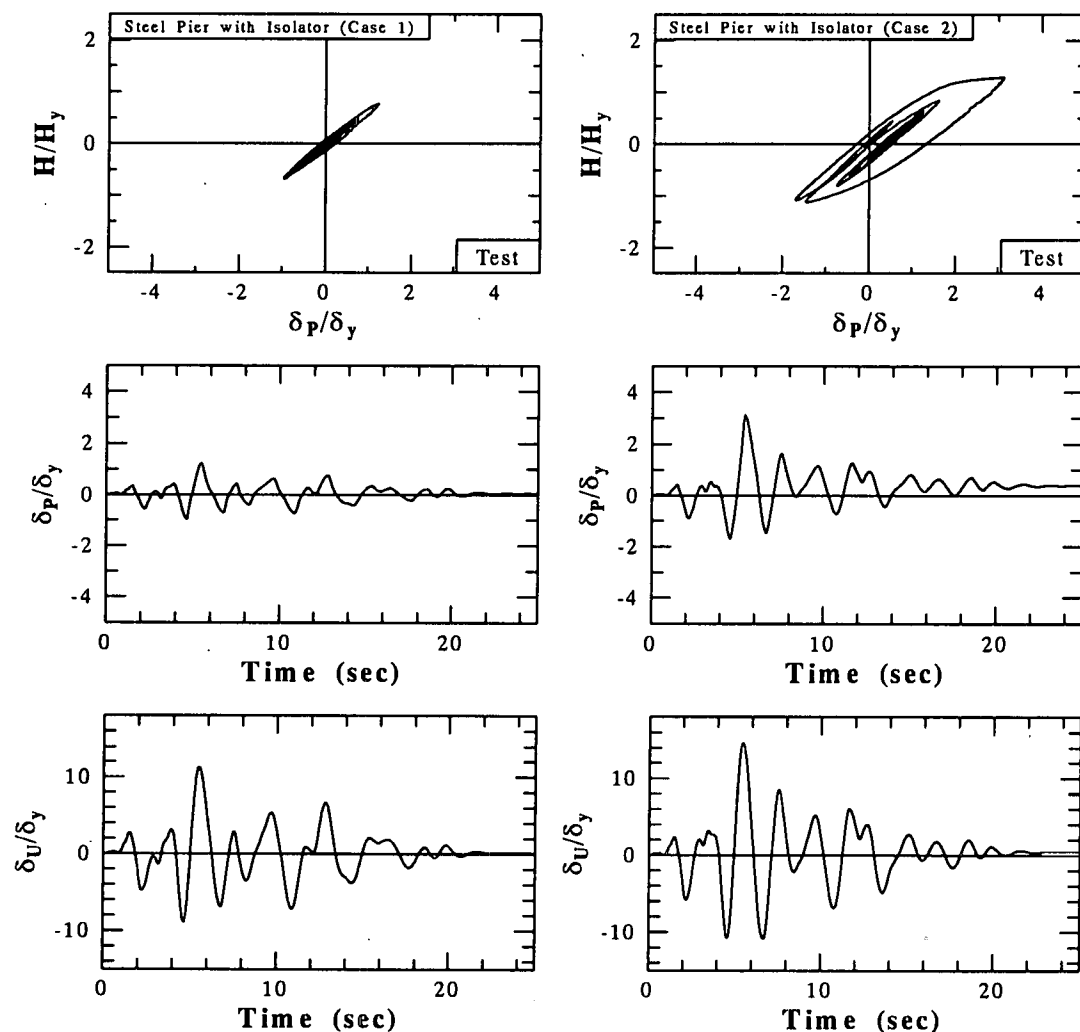


図 5.6.82 ハイブリッド地震応答実験の結果 : Case 1 と Case 2

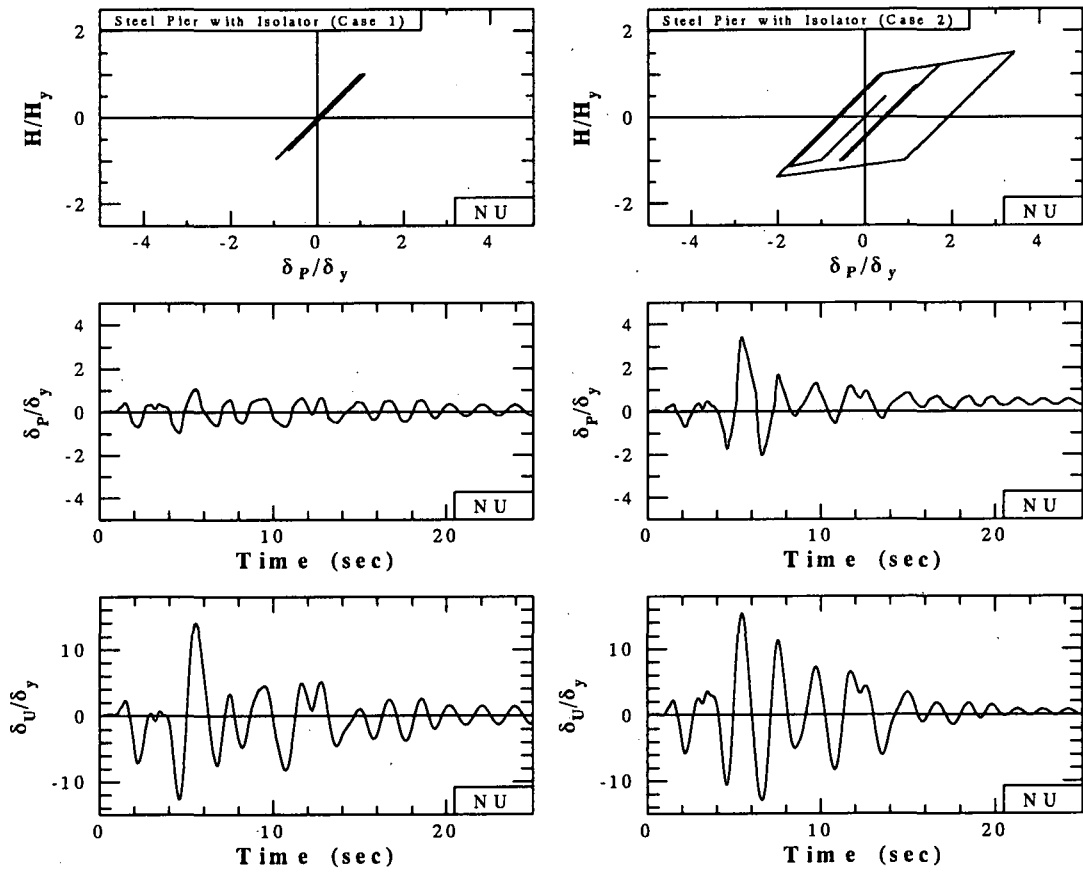


図 5.6.83 2DOF モデルによる時刻歴応答解析の結果 : Case 1 と Case 2

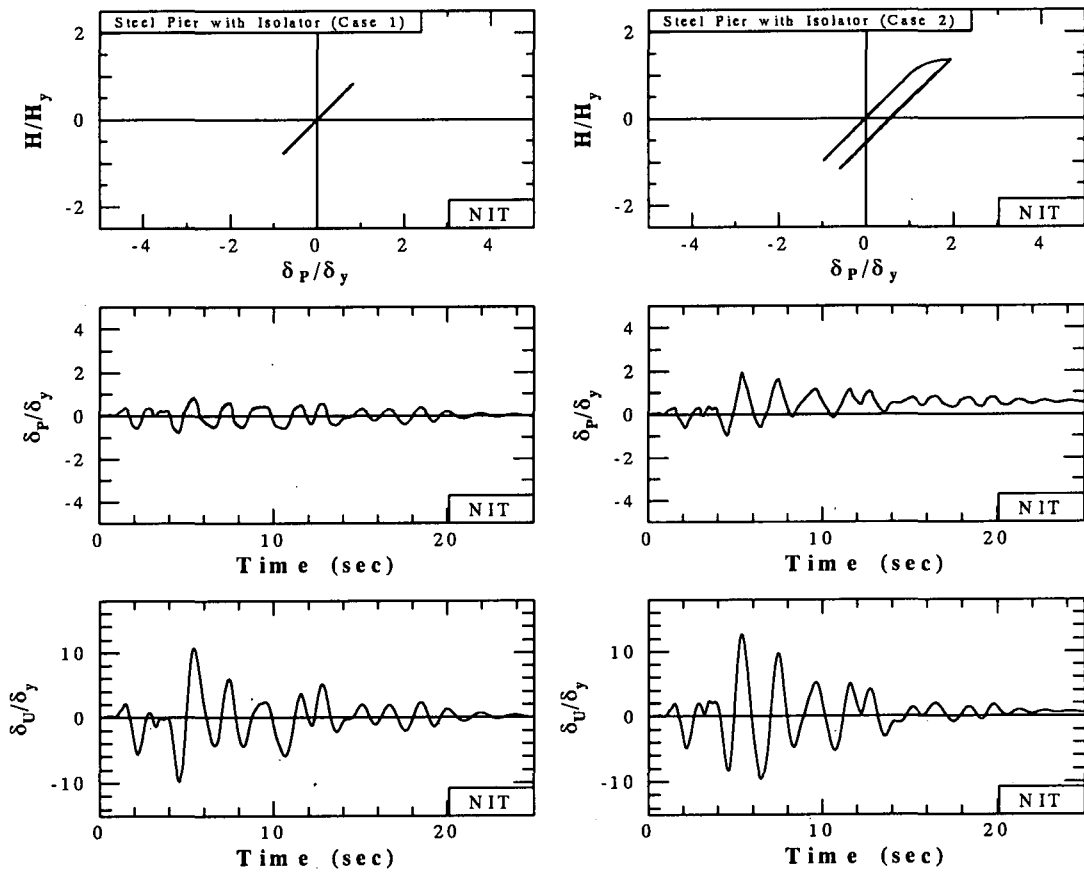


図 5.6.84 Fiber モデルによる時刻歴応答解析の結果 : Case 1 と Case 2

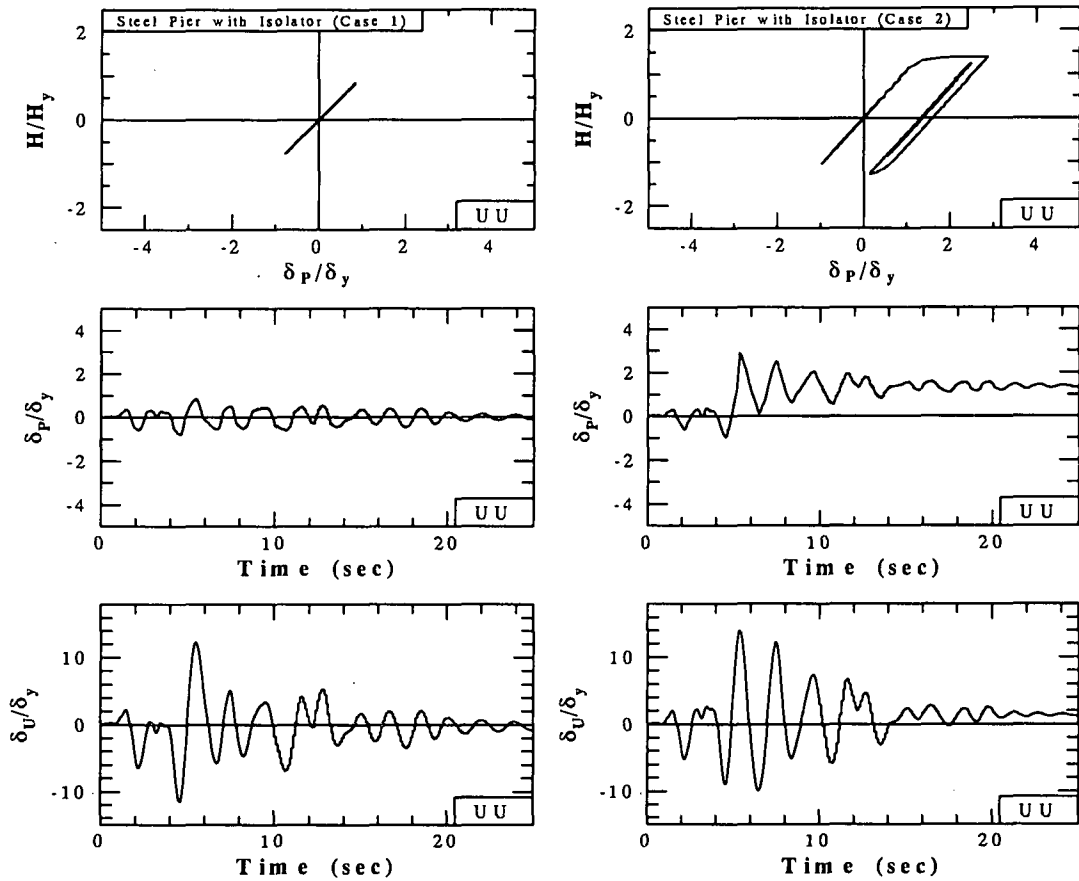


図 5.6.85 Fiber モデルによる時刻歴応答解析の結果：Case 1 と Case 2

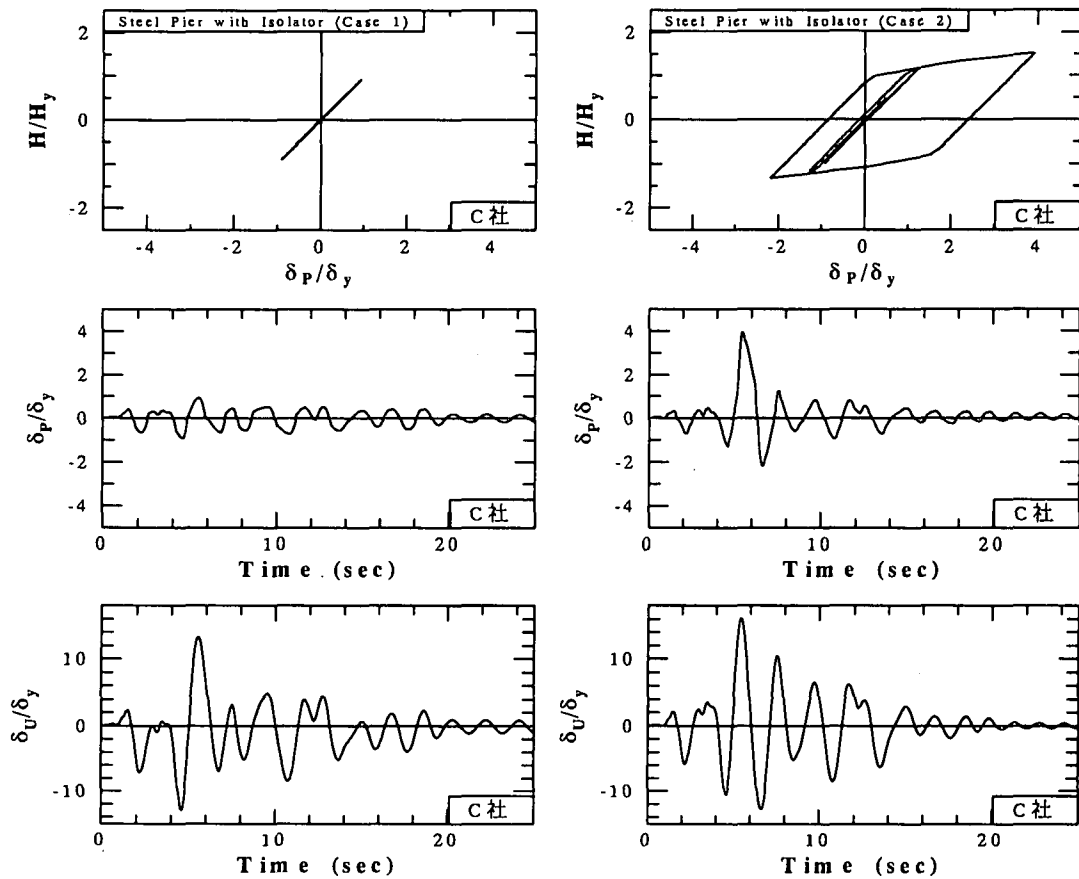


図 5.6.86 M- Φ モデルによる時刻歴応答解析の結果：Case 1 と Case 2

5.6.5 連続高架橋の時刻歴応答解析

1) はじめに

連続高架橋のベンチマーク問題としては、図 5.6.87 のような 4 本の橋脚を有する 3 径間連続高架橋を対象とする。上部構造は単位長さ当たり 118kN/m の鋼 4 本主桁プレートガーダー橋程度を有し、各支間は 40m で 3 径間とし、3 径間全部での上部構造重量 W は 14.1MN を仮定する。橋脚は内側の P_2 橋脚の高さのみが 12m で他は 10m とし、各橋脚基部は固定されているものとする。橋脚の断面は図 5.6.88 に示すような無補剛の箱形等断面とする。支承は 5.5 に示したように水平ばねにモデル化し、支承のタイプに応じて線形あるいは非線形の復元力特性を有するものとする。

平面骨組解析などにおいては、上部構造を、断面 2 次モーメント (0.275m^4) および鋼重量を合わせた適当なはり柱要素にモデル化する。ただし、桁高の影響は無視し、上部構造の骨組中心線が橋脚天端に一致しているものとする。

それぞれの橋脚に作用する軸力 (死荷重反力) は、 P_1, P_4 橋脚において、 $N_1 = N_4 = 0.133W$ 、 P_2, P_3 橋脚において、 $N_2 = N_3 = 0.367W$ となる。ただし、 P_1, P_4 橋脚においては、支承条件によらず隣接径間の死荷重の影響も考慮して、 $N_1 = N_4 = 0.266W$ の死荷重反力を受けているものとする。また、橋脚鋼材のヤング係数 $E=206\text{GPa}$ 、降伏応力 $\sigma_Y=314\text{MPa}$ とする。なお、震度法における設計水平震度の算定に際しての地盤種別は I 種地盤とする。

一方、この高架橋システムを図 5.6.89 のようにばね質点系にモデル化する場合には、各橋脚および支承をせん断ばねにモデル化した 5 質点 5 自由度系とし、橋脚部の質量には、各橋脚の 1/2 の質量を与えた。橋脚のばねについては、バイリニア型にモデル化し、橋脚を表す水平ばねの 1 次ばね定数は片持ちはりとしての値を用い、降伏変位は橋脚部材の降伏水平変位の 1.3 倍、ばねの 2 次勾配は 1 次勾配の 0.03 とする。それらのばね特性についてもそれぞれの表に示している。

2) 鋼製の可動、固定支承をもつ高架橋システム

橋脚の支持条件を P_1, P_4 橋脚上を可動支承、 P_2, P_3 橋脚上を固定支承とした場合、 P_2 および P_3 橋脚に作用する水平地震力をそれぞれ H_2, H_3 とする。また、 P_2 および P_3 橋脚の高さ、断面 2 次モーメントをそれぞれ L_2, I_2, L_3, I_3 とすると、それらの関係は、

$$H_2 + H_3 = k_h W \quad (5.6.19a)$$

$$H_2 = \frac{I_2}{I_3} \left(\frac{L_3}{L_2} \right)^3 H_3 \quad (5.6.19b)$$

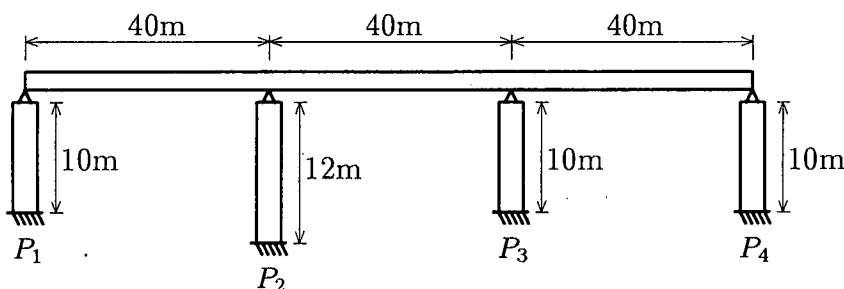


図 5.6.87 橋脚高さが異なる高架橋システム

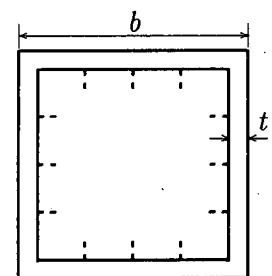


図 5.6.88 断面形状

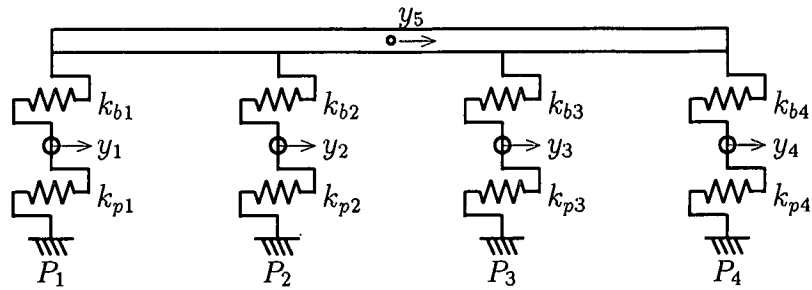


図 5.6.89 高架橋システムのばね質点系モデル

と表され、この場合の設計水平震度を k_h とすれば、それぞれの橋脚に作用する水平地震力が求まる。したがって、 P_2 および P_3 橋脚には、 N_2 、 N_3 の軸力と、 $M_2 = H_2 L_2$ 、 $M_3 = H_3 L_3$ の曲げモーメントが作用することになるので、これに対して、以下の条件を満足するように断面を設計する。

断面は図 5.6.88 に示すように正方形箱形断面とし、板厚の無視できる補剛材を取り付けると仮定して、断面積および断面 2 次モーメントの算定に際しては、無補剛等断面とする。ただし、幅厚比パラメータ R_R を算定する場合には、補剛材による分割の影響を考慮する。つまり、幅厚比パラメータ R_R を規定する場合、断面の幅 b と板厚 t は、

$$\frac{b}{t} = R_R \frac{n}{0.526} \sqrt{\frac{E}{\sigma_Y}} \quad (5.6.20)$$

の関係を満足するようにする。ここに、 n はサブパネル数であり、 E および σ_Y は、それぞれ鋼材のヤング係数および断面の降伏応力である。ここでは、幅厚比パラメータ R_R は 0.4 程度になるようにした。

以上のようにして決定された橋脚の断面が、その断面に作用する軸力 N_i および曲げモーメント M_i に対して、

$$\frac{\nu N_i}{N_{iY}} + \frac{\nu M_i}{M_{iY}} \leq 1.0 \quad (5.6.21)$$

を満足するように断面諸元を決定すればよい。ここに、 N_{iY} 、 M_{iY} はそれぞれの橋脚断面の降伏軸力、降伏曲げモーメントである。また、 ν は安全率 (=1.14) である。

以上の条件により、 P_1 、 P_4 橋脚が可動支承、 P_2 、 P_3 橋脚が固定支承をもつ場合の設計例を表 5.6.37 に示す。ただし、可動支承部の P_1 、 P_4 橋脚については、橋軸直角方向の地震力に対する設計時を考慮して、隣接径間の影響も含めた死荷重反力分の重量による慣性力に対して耐震設計を行っている。

3) 水平反力分散支承をもつ高架橋システム

上述と同じ諸元をもつ上部構造からなる 3 径間連続高架橋システムのすべての橋脚上に水平反力分散支承を設ける場合のゴム支承および橋脚の耐震設計手順を以下に示す。各橋脚の諸元を鋼製支承の場合と同様の記号で表すと、それぞれの橋脚を水平ばねと考えた場合のばね定数は、

$$k_{pi} = \frac{3EI_i}{L_i^3} \quad (5.6.22)$$

表 5.6.37 鋼製支承をもつ高架橋システムの諸元

1. 橋脚の名称	P_1	P_2	P_3	P_4
2. 橋脚長 L (m)	10	12	10	10
3. 断面の幅 b (m)	1.8	1.8	1.8	1.8
4. 断面の板厚 t (mm)	11	20	25	11
5. 断面積 A (m^2)	0.0787	0.142	0.178	0.0787
6. 断面 2 次モーメント I (m^4)	0.0420	0.0752	0.0932	0.0420
7. 降伏軸力 N_Y (MN)	24.7	44.7	55.7	24.7
8. 降伏曲げモーメント M_Y (MNm)	14.6	26.2	32.5	14.6
9. 降伏曲率 ϕ_Y ($\times 10^{-3}$)	1.69	1.69	1.69	1.69
10. 軸力 N (MN)	1.88×2	5.18	5.18	1.88×2
11. 軸力比 N/N_Y	0.152	0.116	0.106	0.152
12. 軸力を考慮した降伏曲げモーメント M_{YN} (MNm)	12.4	23.2	29.5	12.4
13. 降伏水平力 H_{YN} (MN)	1.24	1.93	2.95	1.24
14. 降伏水平変位 δ_{YN} (m)	0.0479	0.0718	0.0512	0.0479
15. 幅厚比パラメータ R_R	0.420	0.370	0.370	0.420
16. サブパネル数 n	8	5	4	8
17. (5.6.21) の左辺の値	0.758	0.601	0.781	0.758
17. ばね質点系モデルの諸元				
18. 橋脚の 1 次ばね定数 k_p (tf/m)	-	26.9	57.5	-
19. 橋脚ばねの降伏変位 δ_Y (m)	-	0.0933	0.0666	-

と表される。一方、各ゴム支承の水平ばね定数を k_{bi} とすれば、橋脚とゴム支承の合成ばね定数 k_{gi} は、

$$k_{gi} = 1 / \left(\frac{1}{k_{pi}} + \frac{1}{k_{bi}} \right) \quad (5.6.23)$$

と算定されるので、次式で求められる高架橋システムの固有周期 T により、道路橋示方書・同解説 (V 耐震設計編) [日本道路協会, 1996] に基づいて、この場合の設計水平震度 k_h が得られる。

$$T = 2.01 \sqrt{W / \sum k_{gi}} \quad (5.6.24)$$

したがって、上部構造の水平変位 δ は、

$$\delta = k_h W / \sum k_{gi} \quad (5.6.25)$$

と得られ、各橋脚に作用する地震力の分担 H_i は、

$$H_i = k_{gi} \delta \quad (5.6.26)$$

となるので、橋脚基部に作用する曲げモーメント M_i は以下のように求まる。

$$M_i = H_i L_i \quad (5.6.27)$$

したがって、鋼製の固定、可動支承をもつ場合と同様に、各橋脚の軸力も考慮して、式 (5.6.21) を満足するように断面を設計する。

以上のような条件の下で、水平反力分散支承としてのゴム支承をもつ高架橋システム的设计例を表 5.6.38 に示す。ここでは、橋脚高さの高い P_2 橋脚以外では、ほぼ同じ地震力が作用するようにしている。ただし、隣接径間からの慣性力の影響は考えていない。

表 5.6.38 水平反力分散支承をもつ高架橋システムの諸元

1. 橋脚の名称	P_1	P_2	P_3	P_4
2. 橋脚長 L (m)	10	12	10	10
3. 断面の幅 b (m)	1.2	1.2	1.2	1.2
4. 断面の板厚 t (mm)	21	21	23	21
5. 断面積 A (m^2)	0.0990	0.0990	0.108	0.0990
6. 断面 2 次モーメント I (m^4)	0.0230	0.0230	0.0250	0.0230
7. 降伏軸力 N_Y (MN)	31.0	31.0	34.0	31.0
8. 軸力 N (MN)	1.88×2	5.18	5.18	1.88×2
9. 軸力比 N/N_Y	0.121	0.167	0.153	0.121
10. 降伏曲げモーメント M_Y (MNm)	12.0	12.0	13.1	12.0
11. 降伏曲率 ϕ_Y ($\times 10^{-3}$)	2.54	2.54	2.54	2.54
12. 軸力を考慮した降伏曲げモーメント M_{YN} (MNm)	10.5	10.0	11.1	10.5
13. 降伏水平力 H_{YN} (MN)	1.05	0.833	1.11	1.05
14. 降伏水平変位 δ_{YN} (m)	0.0744	0.102	0.0717	0.0744
15. 幅厚比パラメータ R_R	0.391	0.391	0.357	0.391
16. サブパネル数 n	3	3	3	3
17.(5.6.21) の左辺の値	0.738	0.759	0.729	0.738
18. ゴム支承の総厚 $\sum t_e$ (cm)	6.7	7.6	7.1	6.7
19. ゴム支承の支圧面積 A_b (m^2)	0.25	0.36	0.25	0.25
20. ゴム支承の最大圧縮応力 σ_{max} (MPa)	3.75	3.60	5.18	3.75
21. ゴム支承 (4 個分) の水平ばね定数 k_b (MN/m)	14.7	18.6	13.7	14.7
22. ばね質点系モデルの諸元				
23. 橋脚の 1 次ばね定数 k_p (tf/m)	14.2	8.20	15.4	14.2
24. 橋脚ばねの降伏変位 δ_Y (m)	0.0967	0.132	0.0932	0.0967

上述に従って設計されたゴム支承を有する高架橋システムについて、ここでは、ゴム支承の寸法およびゴムのせん断弾性係数から算定されるばね定数が、仮定したゴム支承のばね定数にほぼ一致し、かつ、以下に示すように最大圧縮応力の照査を満足するように、ゴム支承の寸法などを簡易に設計する [日本道路協会,1991]。つまり、対象とした高架橋の上部構造は 4 本主桁をもつものと考えているので、桁 1 本当たりの支承に作用する鉛直反力 R_{max} は表 5.6.38 に示す各橋脚の軸力の 1/4 となる。したがって、ゴム支承 1 個当たりの鉛直反力 R_{max} が、

$$R_{max}/A_b \leq \sigma_{max} \quad (5.6.28)$$

を満足する必要がある。ここに、 σ_{max} は最大許容圧縮応力度 (=7.84MPa) である。

一方、ゴム支承 1 個の水平せん断ばね定数 k_{bs} は以下の式によって算定される。

$$k_{bs} = \frac{GA_b}{\sum t_e} \quad (5.6.29)$$

ここに、 G はゴムのせん断弾性係数 (=0.98MPa) であり、 A_b はゴム支承の支圧面積である。ここでは、式 (5.6.28) を満足し、かつ、ゴム支承のばね定数が所要の値になるようにゴム支承の寸法を表 5.6.38 のように決定した。

4) 免震支承をもつ高架橋システム

上述と同じ諸元をもつ上部構造からなる 3 径間連続高架橋システムのすべての橋脚上に免震支承を設ける場合の免震支承および橋脚の耐震設計手順を、道路橋の免震設計法マニュアル (案)

[土木研究センター,1992] および道路橋示方書・同解説 (V 耐震設計編) [日本道路協会,1996] に示される免震設計の流れに従って以下に示す。

震度法による耐震設計 震度法における免震支承および橋脚の耐震設計を行うために、まず、免震支承の寸法を仮定する。

対象としている高架橋システムの1つの橋脚上の免震支承の個数 n_b を4個とし、図 5.6.90 のように免震支承は鉛プラグ入り積層ゴム支承とする。1支承の中の鉛プラグの個数 n_p 、その径 D_p および支承の高さ $\sum t_e$ を決め、鉛プラグの全面積 A_p を算出する。また、次式に基づいて鉛プラグの形状照査を行う。

$$1.25 \leq H_p/D_p \leq 5.0 \quad (5.6.30)$$

ここに、 H_p は鉛プラグの有効高さであり、ここではゴム支承の総厚 $\sum t_e$ に等しくとる。また、図 5.6.90 のようにゴム支承の形状を決め、ゴム支承の総断面積 A_r および純断面積 $A_R = A_r - A_p$ を求める。なお、ここでは $n_p = 4$ としている。これによって免震支承の基本形状が決定される。

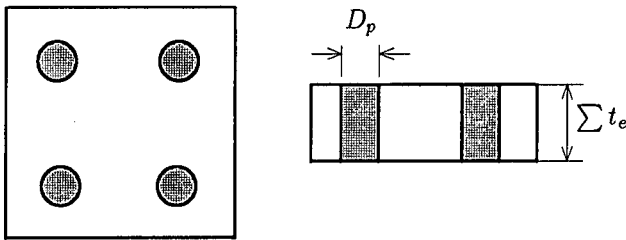


図 5.6.90 免震支承の寸法

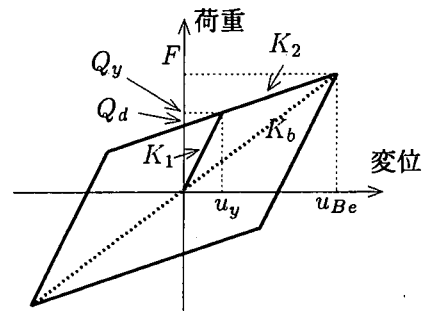


図 5.6.91 免震支承の復元力特性

1. 震度法に用いる免震支承の設計変位および等価剛性の仮定

次に、震度法時の各橋脚上の免震支承の設計変位 u_B を仮定する。この値に基づいて、以下の式により、免震支承の有効設計変位 u_{Be} および鉛、ゴム支承のせん断ひずみ γ を求め、さらに、免震支承の最大せん断力 F を算定する。

$$u_{Be} = 0.7u_B \quad (5.6.31a)$$

$$\gamma = u_{Be}/\sum t_e \quad (5.6.31b)$$

$$F = A_R G \gamma + A_p q \quad (5.6.31c)$$

ここに、 G はゴムのせん断弾性係数 (0.98MPa)、 q は鉛プラグの最大せん断応力であり、せん断ひずみの大きさに応じて次式により求められる。

$$q = -283.6\gamma^2 + 183.8\gamma + 85.0 \quad (0 \leq \gamma \leq 0.5) \quad (5.6.32a)$$

$$q = 28.3\gamma^2 - 128.1\gamma + 163.0 \quad (0.5 \leq \gamma \leq 2.0) \quad (5.6.32b)$$

ただし、上式により求まる q の単位系は kgf/cm^2 であるので、ここで式 (5.6.31c) に代入する場合には SI 単位系に変換する必要がある。

以上より、免震支承の震度法における等価剛性 K_B 、免震支承をバイリニア型にモデル化した場合の1次剛性 K_1 および2次剛性 K_2 、降伏せん断力 Q_d は以下の式を用いて求められる(図 5.6.91)。

$$K_B = F/u_{Be} \quad (5.6.33a)$$

$$Q_d = A_p q_0 \quad (5.6.33b)$$

$$K_1 = 6.5K_2 \quad (5.6.33c)$$

$$K_2 = (F - Q_d)/u_B \quad (5.6.33d)$$

ここに、 q_0 は免震支承の降伏せん断力時の鉛プラグの降伏せん断応力 (8.33MPa) である。

表 5.6.39 免震支承をもつ高架橋システムの諸元

1. 橋脚の名称	P_1	P_2	P_3	P_4
2. 橋脚長 L (m)	10	12	10	10
3. 断面の幅 b (m)	1.4	1.4	1.4	1.4
4. 断面の板厚 t (mm)	20	20	22	20
5. 断面積 A (m^2)	0.110	0.110	0.121	0.110
6. 断面2次モーメント I (m^4)	0.0351	0.0351	0.0384	0.0351
7. 降伏軸力 N_Y (MN)	34.6	34.6	38.0	34.6
8. 軸力 N (MN)	1.88×2	5.18	5.18	1.88×2
9. 軸力比 N/N_Y	0.108	0.150	0.136	0.108
10. 降伏曲げモーメント M_Y (tfm)	15.7	15.7	17.2	15.7
11. 降伏曲率 ϕ_Y ($\times 10^{-3}$)	2.18	2.18	2.18	2.18
12. 軸力を考慮した降伏曲げモーメント M_{YN} (MNm)	14.0	13.4	14.9	14.0
13. 降伏水平力 H_{YN} (MN)	1.40	1.11	1.49	1.40
14. 降伏水平変位 δ_{YN} (m)	0.0647	0.0889	0.0627	0.0647
15. 幅厚比パラメータ R_R	0.359	0.359	0.333	0.359
16. サブパネル数 n	4	4	4	4
17. (5.6.21) の左辺の値	0.558	0.561	0.559	0.558
18. 鉛プラグの径 D_p (m)	0.04	0.035	0.04	0.04
19. ゴム支承の外形面積 A_r (m^2)	0.25	0.25	0.25	0.25
20. 支圧応力度の照査 σ_{max} (MPa)	3.83	5.26	5.28	3.83
21. ゴム支承の厚さ $\sum t_e$ (m)	0.12	0.12	0.12	0.12
22. 免震支承の設計変位 u_B (m)	0.022	0.014	0.024	0.022
23. 免震支承 (4個分) の1次剛性 K_1 (MN/m)	34.1	35.2	34.1	34.1
24. 免震支承 (4個分) の2次剛性 K_2 (MN/m)	5.25	5.42	5.25	5.25
25. 免震支承の降伏変位 u_y ($\times 10^{-3}$ m)	5.80	4.30	5.80	5.80
26. 免震支承 (4個分) の降伏力 Q_y (kN)	198	152	198	198
27. 免震支承の変位 (m)	0.0223	0.0142	0.0243	0.0223
28. ばね質点系モデルの諸元				
29. 橋脚の1次ばね定数 k_p (MN/m)	21.6	12.5	23.7	21.6
30. 橋脚ばねの降伏変位 δ_Y (m)	0.0841	0.116	0.0815	0.0841

2. 橋の固有周期の算出

上述のように、免震支承の等価剛性 K_B が求まったので、これを式 (5.6.23) の水平反力分散型のゴム支承のばね定数 k_{bi} と置き換えれば、橋脚と免震支承の合成ばね定数 k_{gi} は、水平反力分散支承の場合と同様に求められる。したがって、式 (5.6.24) により高架橋システムの固有周期 T が算定される。

表 5.6.40 修正 2 曲面モデルのパラメータ

$E(\text{GPa})$	$\sigma_y(\text{MPa})$	ν	E_{st}^p/E	$\varepsilon_{st}^p/\varepsilon_y$	a	b	c	α
206	314	0.3	3.4×10^{-2}	6.0	-0.528	1.88	18.7	0.217
e	f/E	M	E_0^p/E	$\omega \cdot \sigma_y$	$\bar{\kappa}_0/\sigma_y$	σ_u/σ_y	$\zeta \cdot \varepsilon_y^2$	
3.16×10^2	0.484	-0.522	1.01×10^{-2}	4.0	1.13	1.61	1.52×10^{-3}	

3. 震度法に用いる設計水平震度の算出

上に求められた固有周期 T を用いて、道示 V から対応する設計水平震度 k_h が求められる。上部構造の水平変位 δ および各橋脚に作用する地震力の分担 H_i は、水平反力分散支承の場合と同じく、式 (5.6.25) および式 (5.6.26) に基づいて算定される。したがって、各免震支承の水平変位が求まるので、これを仮定した免震支承の水平変位 u_B と比較し、 $\pm 10\%$ 以内で両者が一致しない場合には、免震支承の設計変位を変更し、両者が一致するまで繰り返し計算を実施する。

4. 震度法による下部構造の耐震設計

上述のように、仮定した免震支承の設計変位 u_B と、震度法において高架橋に作用する地震力により生じる支承の変位が一致した場合、既に、各橋脚に作用する地震力の分担 H_i は式 (5.6.26) によって算定されているので、各橋脚基部に作用する曲げモーメントは式 (5.6.27) により算定される。したがって、各橋脚に作用する軸力 N_i も考慮して、式 (5.6.21) によって震度法における橋脚の照査を行うことができる。

地震保有水平耐力法による耐震設計 道示 V に従えば、震度法による耐震設計に加えて、地震時保有水平耐力法による耐震設計および動的解析による照査が必要であるが、それらの説明は省略する。

5) 高架橋システムの弾塑性応答解析結果の比較

(1) 解析条件

ここでは、上述のように設計された高架橋システムの橋軸方向に地震動が作用する場合のみを考える。また、地震波としては耐震設計で用いた地盤種別に対応させて、I 種地盤レベル 2 のタイプ II 地震波（修正神戸海洋気象台記録 NS 成分 T2-11）を用いた。

橋脚に用いる鋼材のヤング係数、降伏応力は設計時に合わせて、それぞれ 206GPa、314MPa とする。また、減衰としては、1 次固有振動モードに対して減衰定数 5% の質量比例型減衰マトリックスを仮定している。

なお、解析を行った各機関の解析プログラムの概要を下記に示す。

1. 名古屋大学（移動硬化型）

- (a) プログラムの種類：構造解析用汎用プログラム ABAQUS
- (b) 要素の種類：Timoshenko のはり理論に基づくはり要素
- (c) 復元力特性：移動硬化バイリニア型の応力ひずみ関係を用いたファイバーモデル、ひずみ

硬化域の2次勾配は弾性係数の0.01倍

- (d) 数値積分, 時間刻み: Hilber-Hughes-Taylor法 ($\alpha = -0.05$, $\beta = 0.2756$, $\Delta t = 0.001s$)
- (e) 要素分割数: 上部構造12分割, 橋脚10あるいは12分割
- (f) 非線形解析手法: 鋼製橋脚の静的解析と同じ

2. 名古屋大学(修正2曲面モデル)

- (a) プログラムの種類: 構造解析汎用プログラム ABAQUS
- (b) 要素の種類: 上に同じ
- (c) 復元力特性: 応力ひずみ関係に修正2曲面モデル(パラメータの詳細は表5.6.40)を用いたファイバーモデル
- (d) 数値積分, 時間刻み: 上に同じ
- (e) 要素分割数: 上に同じ
- (f) 非線形解析手法: 上に同じ

3. 熊本大学(移動硬化型)

- (a) プログラムの種類: TDAP III ver.2.00
- (b) 要素の種類: はり柱要素(せん断変形無視)
- (c) 復元力特性: 橋脚は移動硬化バイリニア型の応力ひずみ関係を用いたファイバーモデル, ひずみ硬化域の2次勾配は弾性係数の0.01倍, 橋桁ははり要素
- (d) 数値積分, 時間刻み: ニューマークの β 法 ($\beta = 1/4$, $\Delta t = 0.001s$)
- (e) 要素分割数: 上部構造12分割, 橋脚10あるいは12分割
- (f) 非線形解析手法: 鋼製橋脚の静的解析と同じ

4. 宇都宮大学(移動硬化型)

- (a) プログラムの種類: 弾塑性有限変位解析用オリジナルプログラム
- (b) 要素の種類: はり柱要素(せん断変形無視)
- (c) 復元力特性: 移動硬化バイリニア型の応力ひずみ関係を用いたファイバーモデル, ひずみ硬化域の2次勾配は弾性係数の0.01倍
- (d) 数値積分, 時間刻み: ニューマークの β 法 ($\beta = 1/4$, $\Delta t = 0.01s$)
- (e) 要素分割数: 上部構造12分割, 橋脚10あるいは12分割
- (f) 非線形解析手法: 鋼製橋脚の静的解析と同じ

5. 宇都宮大学(ばね質点系)

- (a) プログラムの種類: ばね質点系(5質点5自由度系)弾塑性解析用オリジナルプログラム
- (b) 要素の種類: せん断ばね
- (c) 復元力特性: 移動硬化バイリニア型の水平力-水平変位関係, ばねの2次勾配は1次勾配の0.03倍, 1次ばね定数および降伏変位は表5.6.37, 表5.6.38, 表5.6.39の通り
- (d) 数値積分, 時間刻み: ニューマークの β 法 ($\beta = 1/4$, $\Delta t = 0.01s$)
- (e) 要素分割数: 橋脚, 支承をそれぞれ1ばね要素(図5.6.89参照)
- (f) 非線形解析手法: 修正荷重増分法, ニュートンラフソン法

(2) 応答解析結果

以上のような条件の下に設計した各支承条件を有する高架橋システムの時刻歴応答解析結果の

表 5.6.41 最大応答値の比較

プログラム名	名古屋大学 移動硬化型	名古屋大学 2 曲面モデル	熊本大学 移動硬化型	宇都宮大学 移動硬化型	宇都宮大学 ばね質点系
鋼製支承をもつ場合					
1 次固有周期 (sec)	0.858	0.858	0.837	0.830	0.828
P_2 橋脚頂部の最大変位/ δ_{YN}	2.20	2.26	2.59	2.56	2.60
P_2 橋脚頂部の残留変位/ δ_{YN}	-0.680	-0.517	0.0153	-0.0362	-0.180
P_2 橋脚頂部の最大水平力/ H_{YN}	1.36	1.31	1.38	1.33	1.34
P_3 橋脚頂部の最大変位/ δ_{YN}	3.09	3.16	3.63	3.59	3.65
P_3 橋脚頂部の残留変位/ δ_{YN}	-0.953	-0.725	0.0214	-0.0507	-0.252
P_3 橋脚頂部の最大水平力/ H_{YN}	1.37	1.42	1.41	1.39	1.39
上部構造の最大変位 (m)	0.158	0.162	0.184	0.187	0.186
水平反力分散支承をもつ場合					
1 次固有周期 (sec)	1.46	1.46	1.45	1.46	1.45
P_2 橋脚頂部の最大変位/ δ_{YN}	2.06	2.00	2.00	2.02	2.00
P_2 橋脚頂部の残留変位/ δ_{YN}	-0.554	-0.351	-0.481	-0.531	-0.677
P_2 橋脚頂部の最大水平力/ H_{YN}	1.33	1.28	1.41	1.33	1.32
P_3 橋脚頂部の最大変位/ δ_{YN}	2.25	2.18	2.13	2.20	2.20
P_3 橋脚頂部の残留変位/ δ_{YN}	-0.763	-0.487	-0.679	-0.762	-0.916
P_3 橋脚頂部の最大水平力/ H_{YN}	1.36	1.30	1.41	1.33	1.33
上部構造の最大変位 (m)	0.266	0.259	0.265	0.262	0.256
上部構造の残留変位 (m)	-0.0561	-0.0367	-0.0482	-0.0534	-0.0688
免震支承をもつ場合					
1 次固有周期 (sec)	1.09	1.09	1.08	1.08	1.08
P_2 橋脚頂部の最大変位/ δ_{YN}	0.924	0.924	0.848	0.892	0.848
P_2 橋脚頂部の残留変位/ δ_{YN}	-0.0332	-0.0332	-0.013	-0.0133	-0.0149
P_2 橋脚頂部の最大水平力/ H_{YN}	0.873	0.873	0.832	0.856	0.849
P_3 橋脚頂部の最大変位/ δ_{YN}	0.817	0.817	0.751	0.781	0.770
P_3 橋脚頂部の残留変位/ δ_{YN}	-0.0309	-0.0309	-0.0090	-0.0027	-0.00124
P_3 橋脚頂部の最大水平力/ H_{YN}	0.752	0.752	0.732	0.752	0.772
上部構造の最大変位 (m)	0.229	0.229	0.222	0.229	0.229
上部構造の残留変位 (m)	-0.00695	-0.00695	-0.00011	-0.00145	-0.00114

δ_{YN} : 橋脚の降伏変位, H_{YN} : 橋脚の降伏水平力

うち、ここでは、 P_2 、 P_3 の橋脚頂部の変位時刻歴、 P_2 、 P_3 の橋脚頂部の水平力－水平変位関係および上部構造位置の変位時刻歴の結果を以下の図に示す。また、それぞれの 1 次固有周期、応答値の最大値および残留変位を表 5.6.41 に示す。

まず、鋼製の固定、可動支承を有する高架橋の結果では、各橋脚頂部および上部構造位置の変位時刻歴曲線の形はよく一致しているが、最大変位および残留変位に違いがある。特に、移動硬化バイリニア型の応力ひずみ関係を有する場合、名古屋大学の結果では、残留変位が他より大きくなっている。また、 P_2 、 P_3 橋脚頂部の水平力－水平変位関係については、移動硬化バイリニア型の応力ひずみ関係を有する場合、各機関の傾向は似ているが名古屋大学および宇都宮大学の履

歴曲線には高次振動モードの影響が現れている。なお、応力ひずみ関係に修正2曲面モデルを用いた名古屋大学の履歴曲線は、やはり他の履歴曲線と異なっている。

次に、水平反力分散型のゴム支承を有する高架橋の結果では、各橋脚頂部および上部構造位置の変位時刻歴曲線の形および最大値は非常によく一致している。ただし、ばね質点系モデルを用いた宇都宮大学の残留変位が他より大きくなっている。また、 P_2 、 P_3 橋脚頂部の水平力-水平変位関係については、特に大きな差異は見られない。

最後に、免震支承を有する高架橋の結果では、各橋脚頂部の変位時刻歴曲線の形および橋脚頂部の水平力-水平変位関係については顕著な差異は見られないが、その最大値には多少の違いがある。ただし、上部構造の変位時刻歴曲線については、その最大値が非常に良く一致している。

以上のように、各機関の解析結果には、各支承条件ごとに、多少の差異は見られるものの、全体的には比較的一致しているといえる。その中で、ファイバーモデルと同じ移動硬化バイリニア型の応力ひずみ関係を適用した結果においても、各機関の結果には多少の差異が認められる。この理由は、はり要素へのせん断変形の考慮の有無、数値積分の方法および時間刻みの差異によるものと思われる。また、他の条件は同じで、鋼材の応力ひずみ関係が移動硬化バイリニア型ではなく、修正2曲面モデルである場合、残留変位に多少の差異が認められるが、ここで用いた2つの応力ひずみ関係の差異は最大応答値に大きな影響を及ぼさないことがわかる。

6) おわりに

ここでは、鋼製の固定、可動支承、水平反力分散型のゴム支承および免震支承を有する連続高架橋システムを対象として、まず、それらの橋脚断面および支承の諸元を震度法により設計する手順を概説した。そして、設計された各支承条件を有する連続高架橋システムの弾塑性地震応答性状を、複数の機関の解析手法により求め、おもな応答結果を比較した。

その結果、連続高架橋システムの構造諸元や作用させる地震波は同じでも、応答結果に多少の差異が認められた。この理由としては以下のような事項が考えられる。

1. 固有周期の差異、つまり、ファイバーモデルに用いるはり要素に考慮するせん断変形の有無の影響、その他、質量マトリックス構成法や微妙な構造のモデル化の差異
2. 時刻歴応答解析における数値積分法の差異および時間刻みの差異
3. 復元力特性の差異、つまり、鋼材の応力ひずみ関係の差異およびばね質点系に仮定する復元力特性の差異

つまり、連続高架橋システムの時刻歴応答解析を行う場合には、構造諸元や作用させる地震波のほかに、上記のような事項にも注意を払う必要があるといえる。

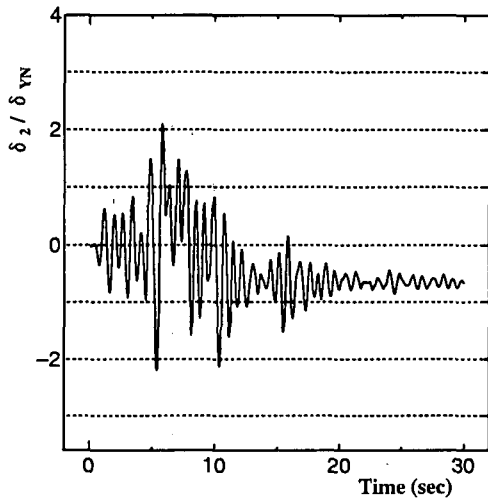


図 5.6.92-a 名古屋大学 (移動硬化型)

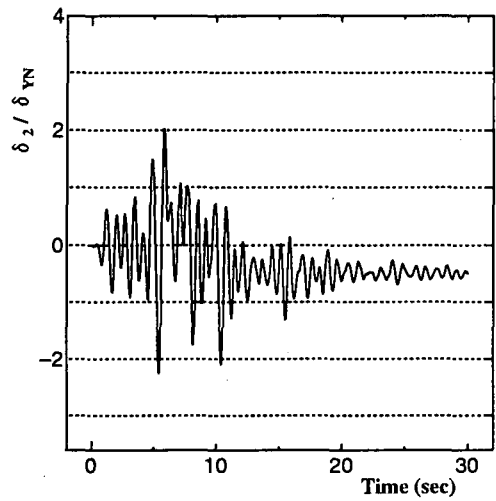


図 5.6.92-b 名古屋大学 (2 曲面モデル)

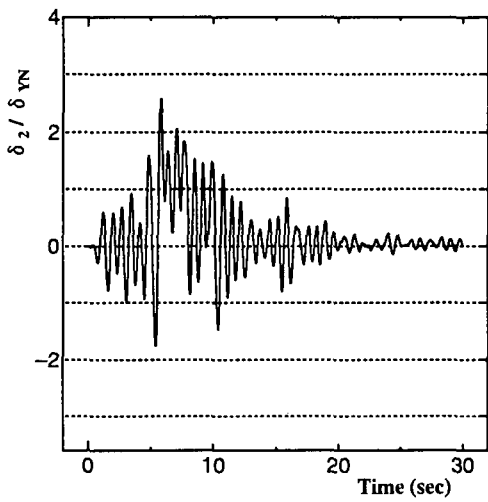


図 5.6.92-c 熊本大学

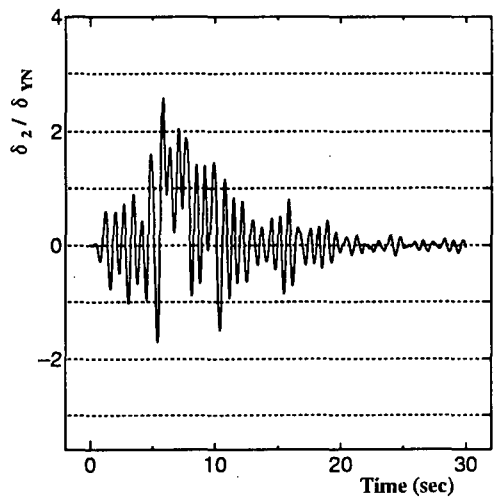


図 5.6.92-d 宇都宮大学 (移動硬化型)

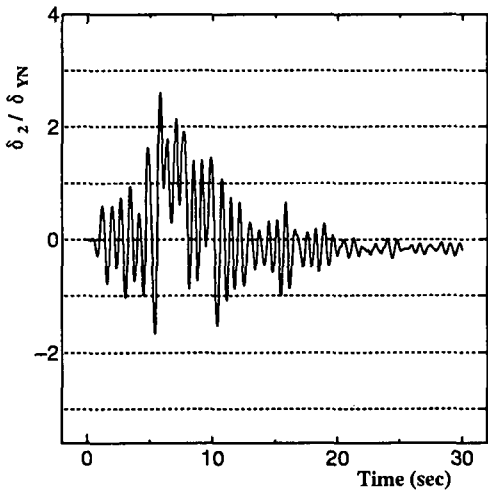


図 5.6.92-e 宇都宮大学 (ばね質点系モデル)

図 5.6.92 P₂ 橋脚天端の変位時刻歴 (鋼製支承)

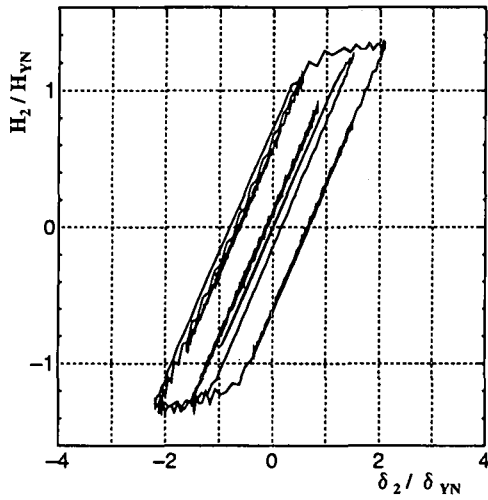


図 5.6.93-a 名古屋大学 (移動硬化型)

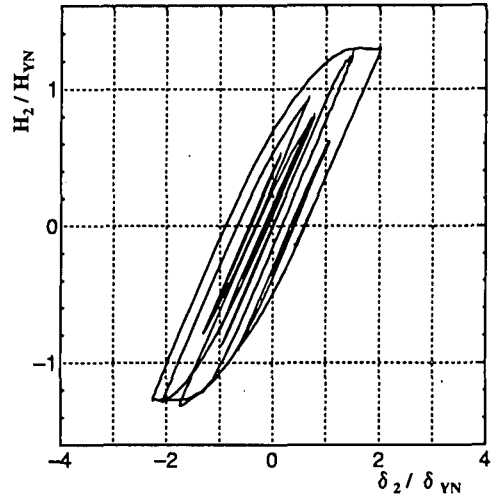


図 5.6.93-b 名古屋大学 (2 曲面モデル)

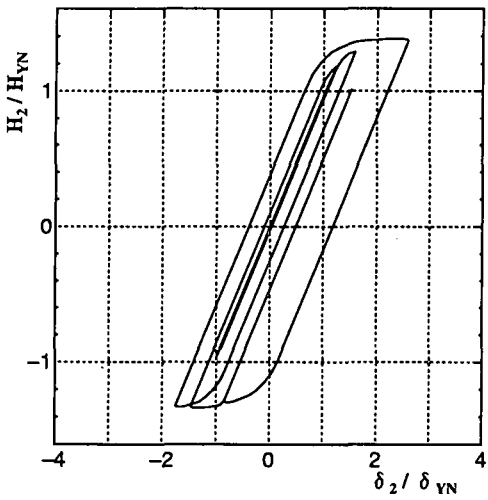


図 5.6.93-c 熊本大学

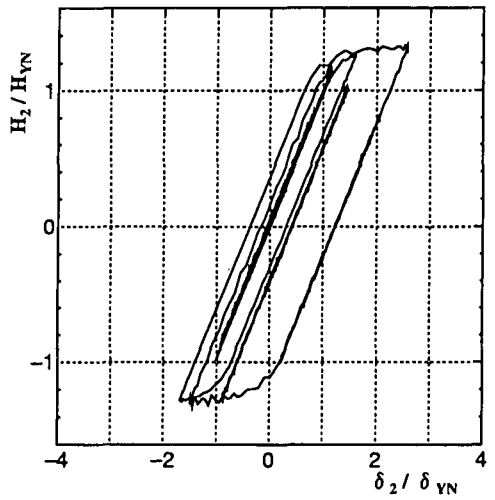


図 5.6.93-d 宇都宮大学 (移動硬化型)

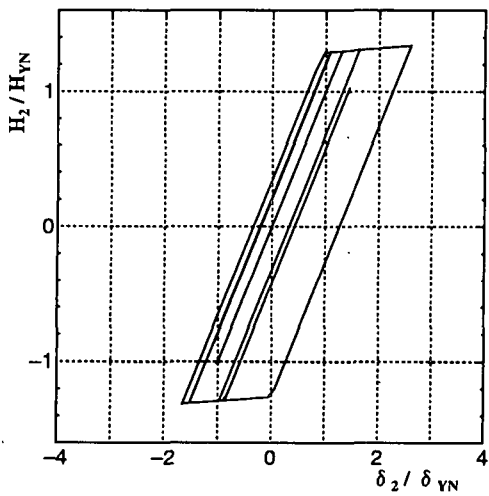


図 5.6.93-e 宇都宮大学 (ばね質点系モデル)

図 5.6.93 P₂ 橋脚天端の水平力-水平変位関係 (鋼製支承)

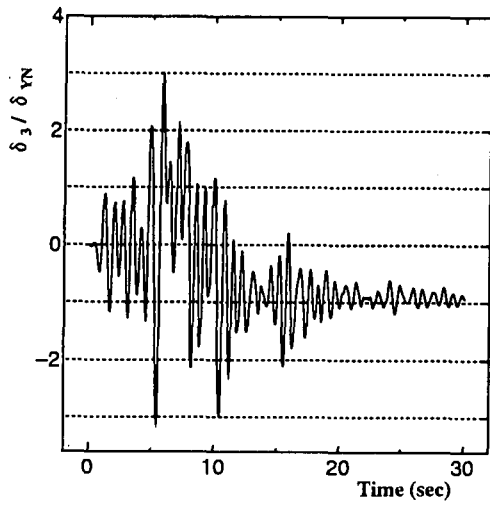


図 5.6.94-a 名古屋大学 (移動硬化型)

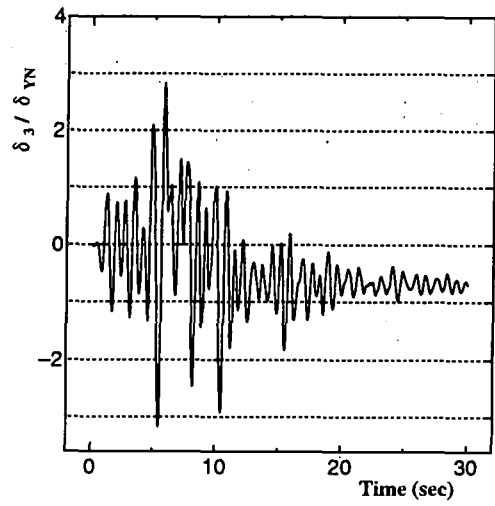


図 5.6.94-b 名古屋大学 (2曲面モデル)

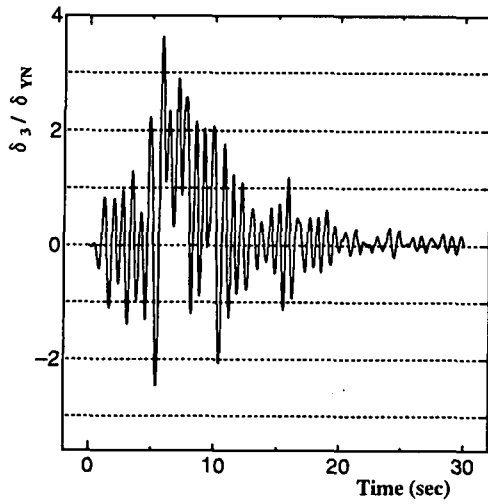


図 5.6.94-c 熊本大学

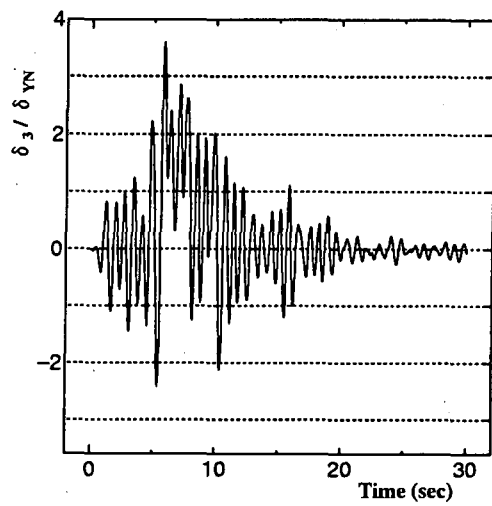


図 5.6.94-d 宇都宮大学 (移動硬化型)

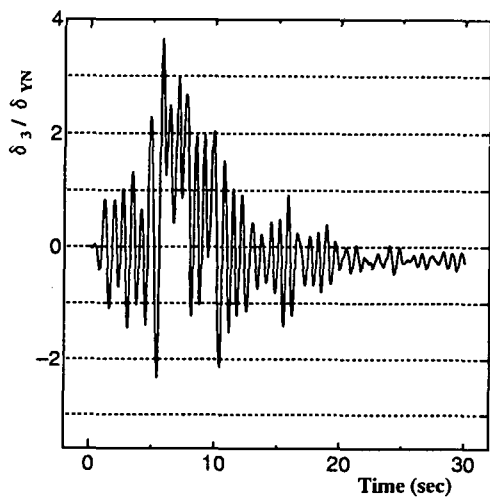


図 5.6.94-e 宇都宮大学 (ばね質点系モデル)

図 5.6.94 P₃ 橋脚天端の変位時刻歴 (鋼製支承)

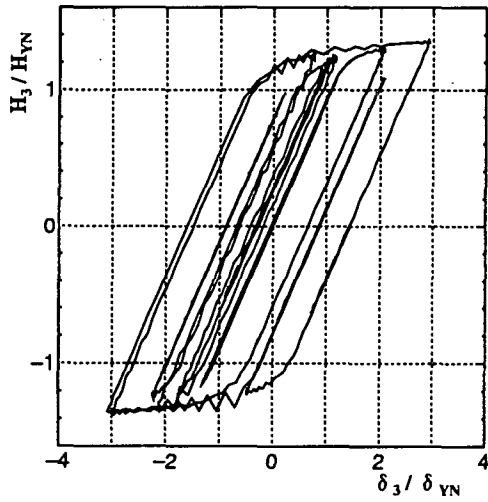


図 5.6.95-a 名古屋大学 (移動硬化型)

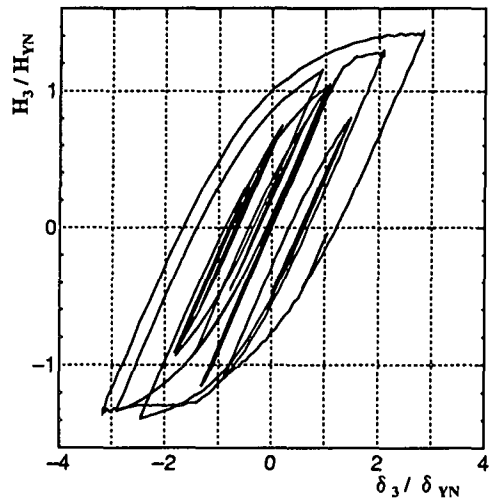


図 5.6.95-b 名古屋大学 (2曲面モデル)

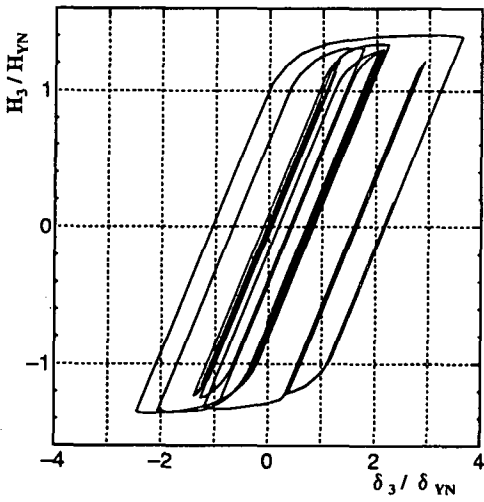


図 5.6.95-c 熊本大学

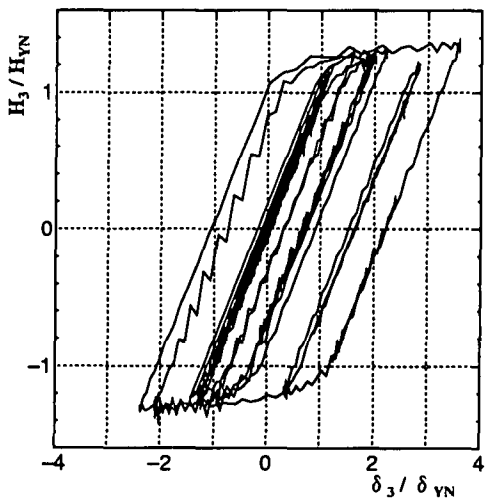


図 5.6.95-d 宇都宮大学 (移動硬化型)

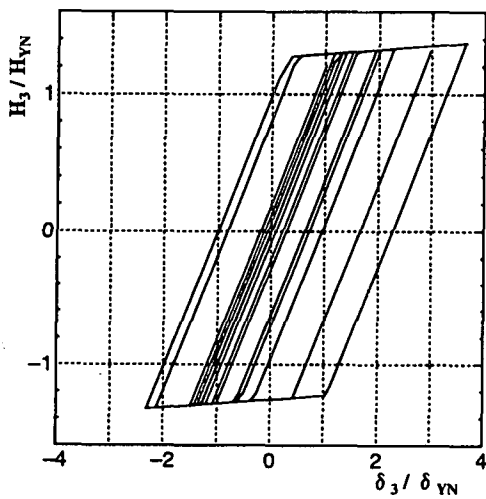


図 5.6.95-e 宇都宮大学 (ばね質点系モデル)

図 5.6.95 P₃ 橋脚天端の水平力-水平変位関係 (鋼製支承)

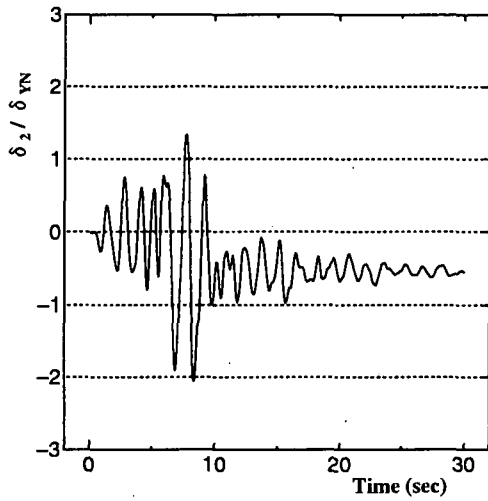


図 5.6.96-a 名古屋大学 (移動硬化型)

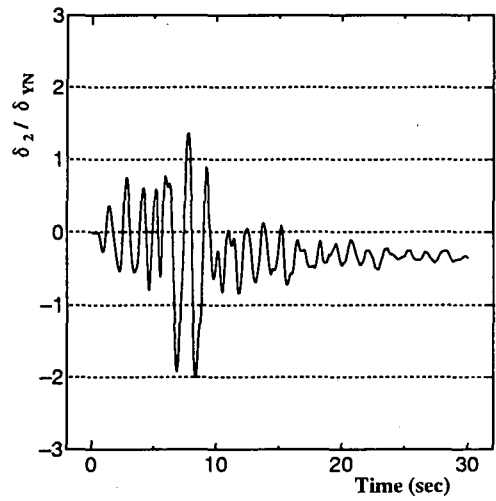


図 5.6.96-b 名古屋大学 (2曲面モデル)

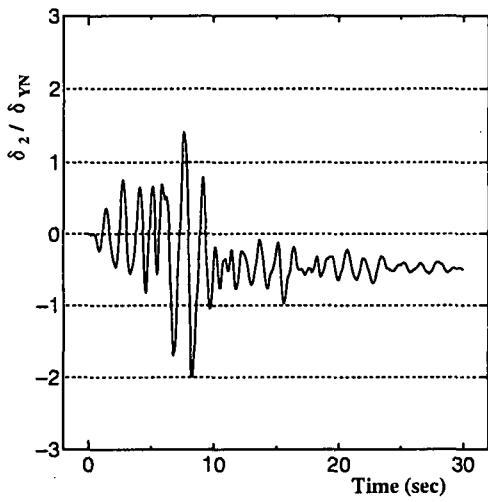


図 5.6.96-c 熊本大学

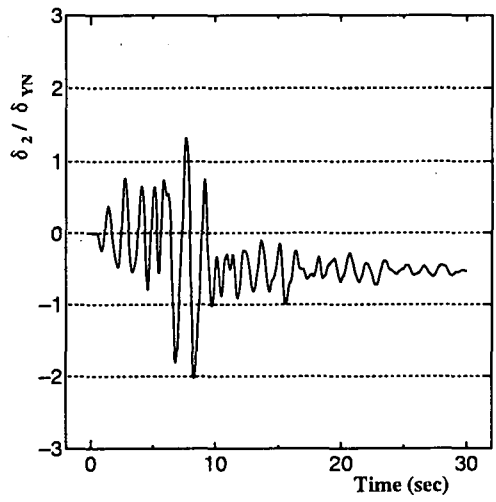


図 5.6.96-d 宇都宮大学 (移動硬化型)

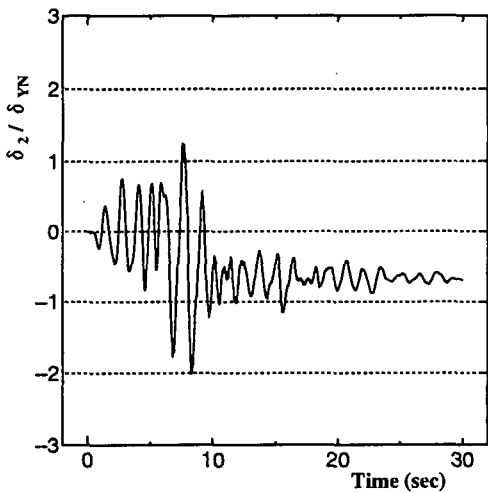


図 5.6.96-e 宇都宮大学 (ばね質点系モデル)

図 5.6.96 P₂ 橋脚天端の変位時刻歴 (水平反力分散支承)

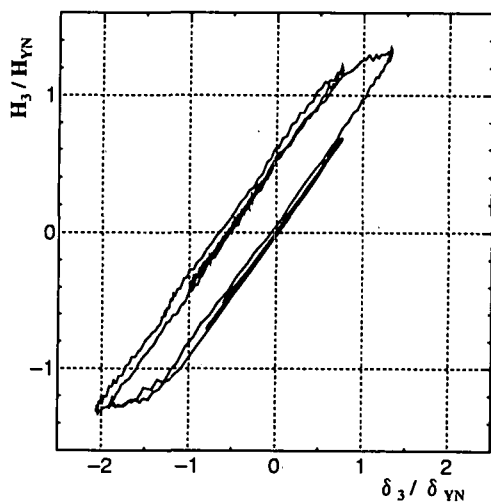


図 5.6.97-a 名古屋大学 (移動硬化型)

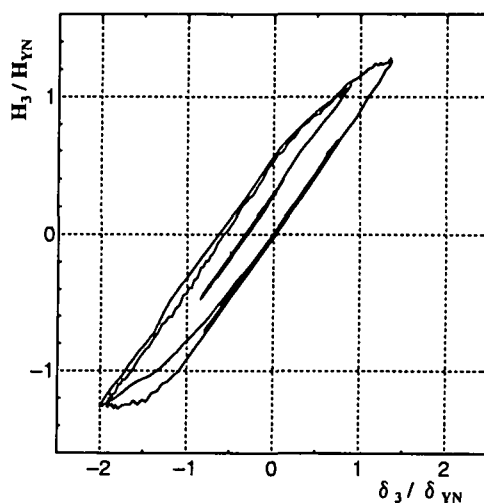


図 5.6.97-b 名古屋大学 (2 曲面モデル)

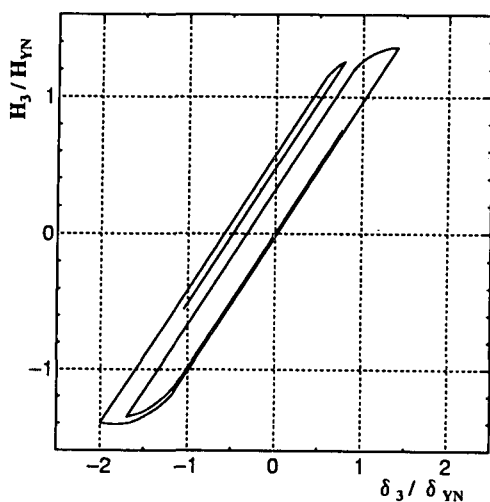


図 5.6.97-c 熊本大学

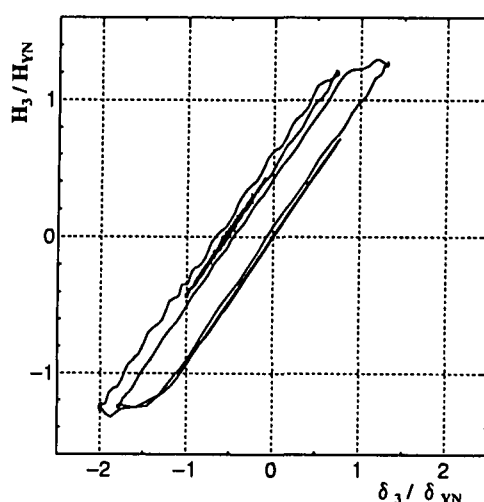


図 5.6.97-d 宇都宮大学 (移動硬化型)

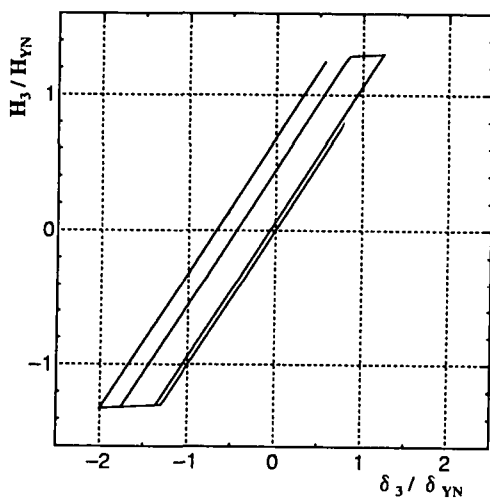


図 5.6.97-e 宇都宮大学 (ばね質点系モデル)

図 5.6.97 P₂ 橋脚天端の水平力-水平変位関係 (水平反力分散支承)

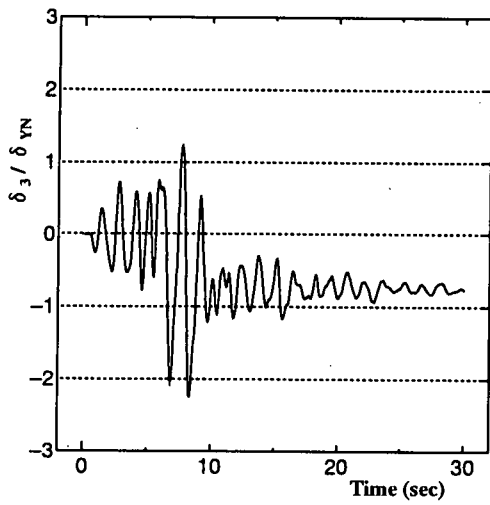


図 5.6.98-a 名古屋大学 (移動硬化型)

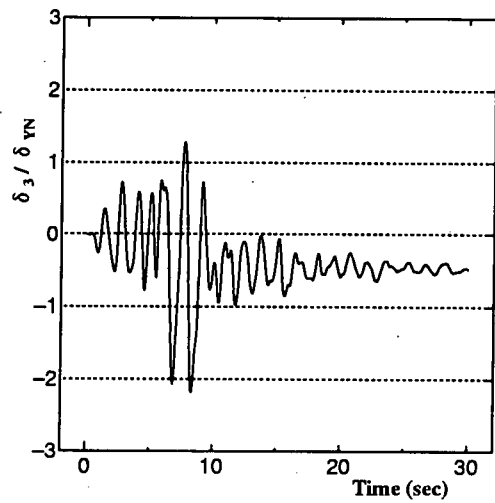


図 5.6.98-b 名古屋大学 (2曲面モデル)

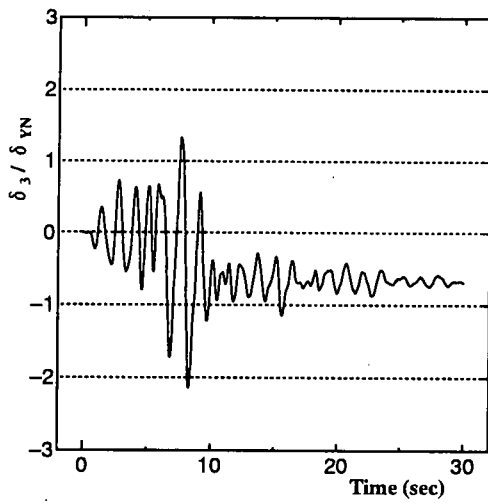


図 5.6.98-c 熊本大学

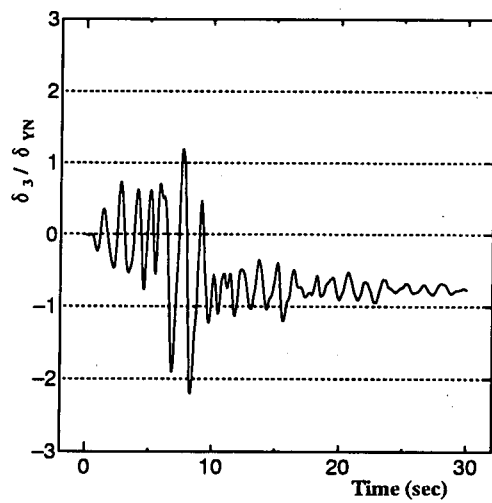


図 5.6.98-d 宇都宮大学 (移動硬化型)

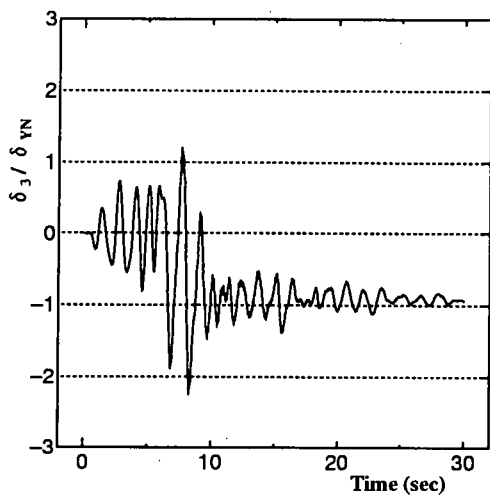


図 5.6.98-e 宇都宮大学 (ばね質点系モデル)

図 5.6.98 P₃ 橋脚天端の変位時刻歴 (水平反力分散支承)

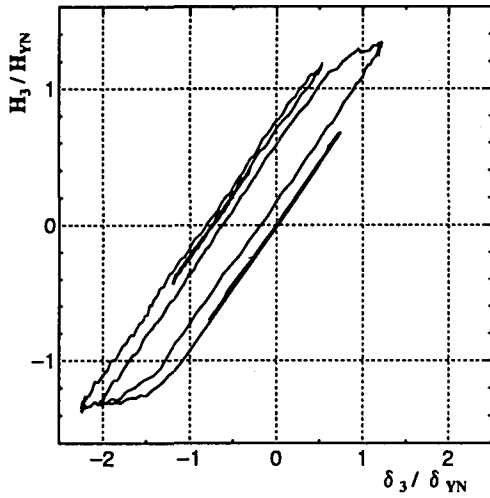


図 5.6.99-a 名古屋大学 (移動硬化型)

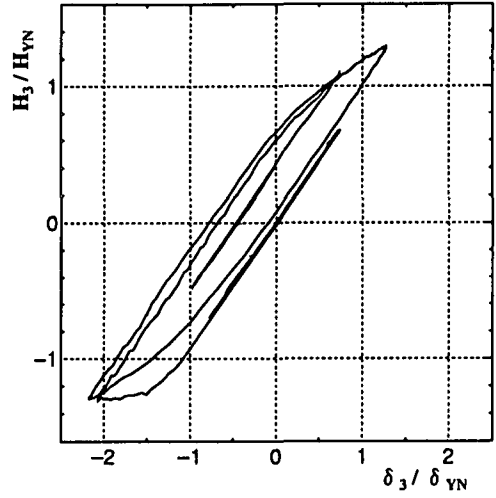


図 5.6.99-b 名古屋大学 (2曲面モデル)

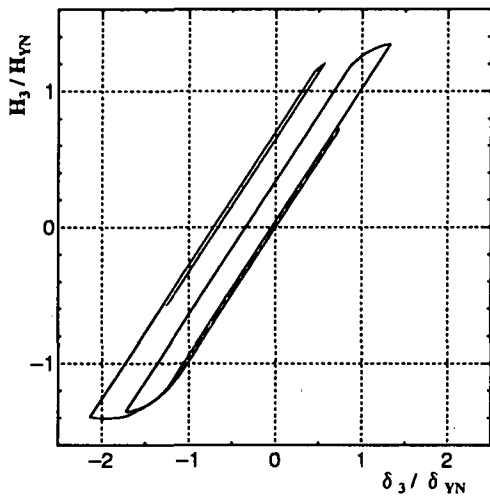


図 5.6.99-c 熊本大学

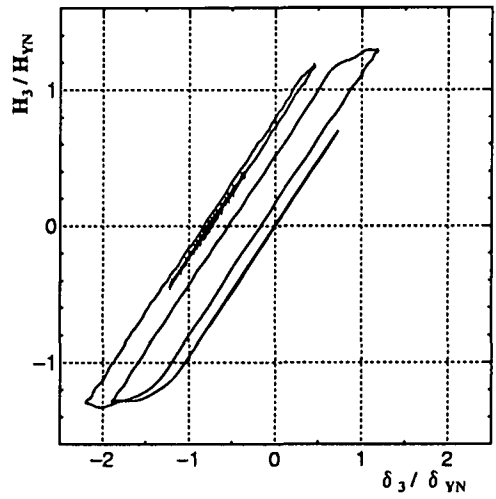


図 5.6.99-d 宇都宮大学 (移動硬化型)

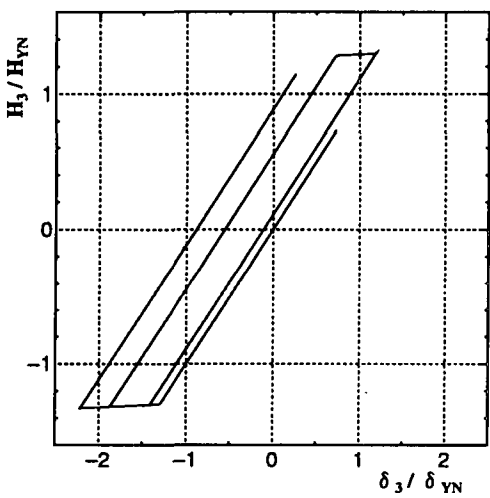


図 5.6.99-e 宇都宮大学 (ばね質点系モデル)

図 5.6.99 P₃ 橋脚天端の水平力-水平変位関係 (水平反力分散支承)

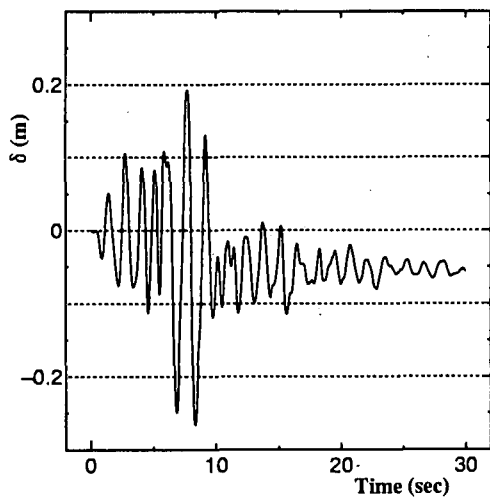


図 5.6.100-a 名古屋大学 (移動硬化型)

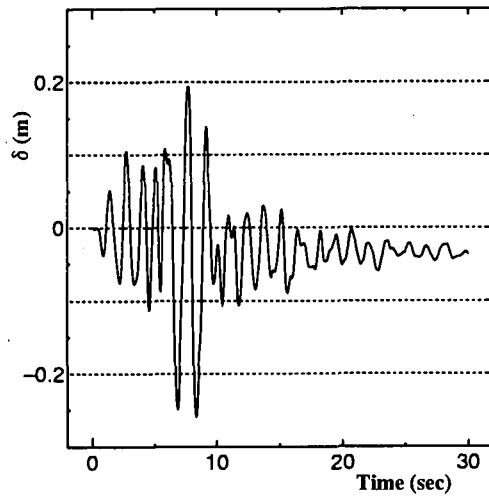


図 5.6.100-b 名古屋大学 (2曲面モデル)

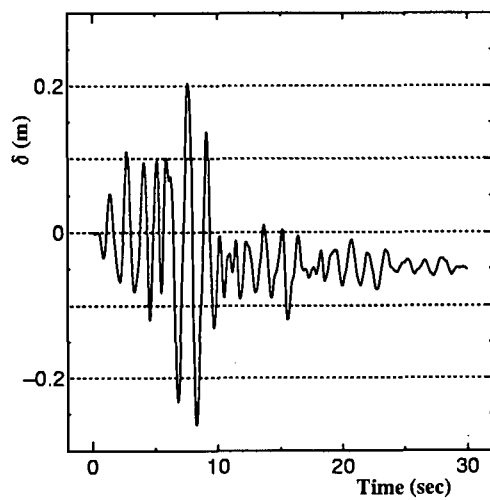


図 5.6.100-c 熊本大学

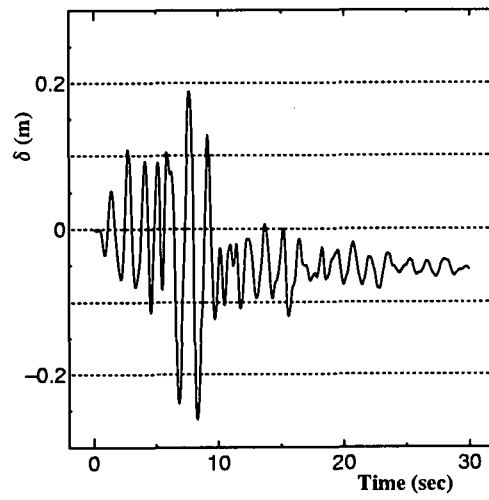


図 5.6.100-d 宇都宮大学 (移動硬化型)

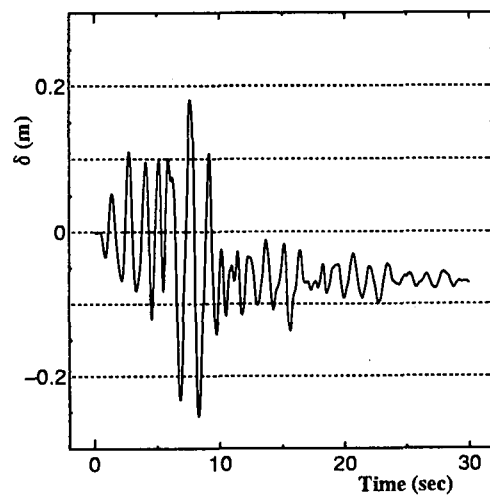


図 5.6.100-e 宇都宮大学 (ばね質点系モデル)

図 5.6.100 上部構造の変位時刻歴 (水平反力分散支承)

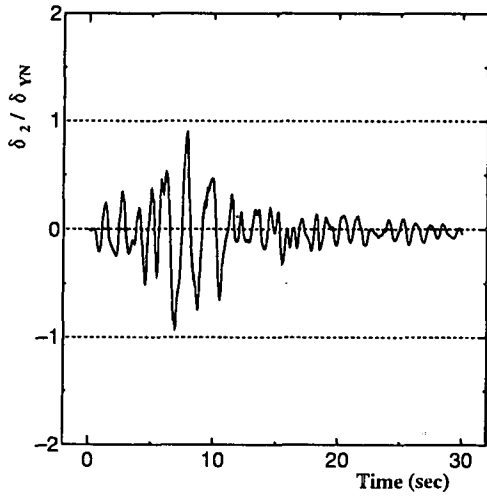


図 5.6.101-a 名古屋大学 (移動硬化型)

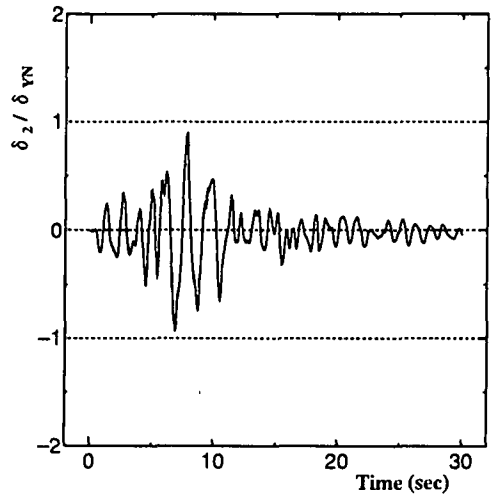


図 5.6.101-b 名古屋大学 (2曲面モデル)

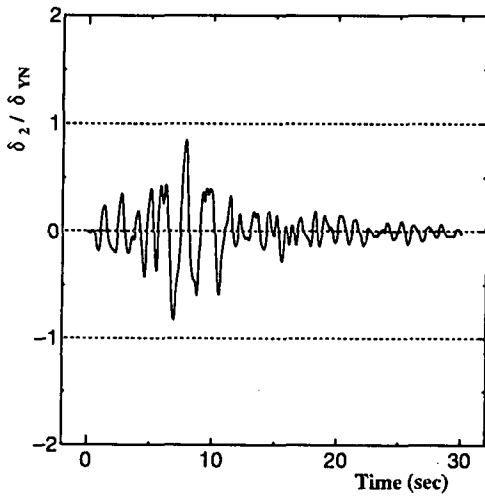


図 5.6.101-c 熊本大学

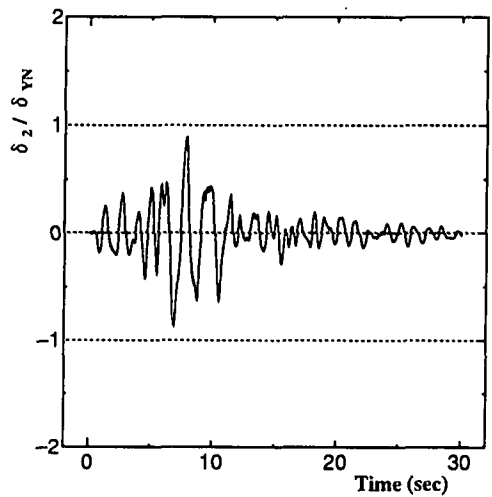


図 5.6.101-d 宇都宮大学 (移動硬化型)

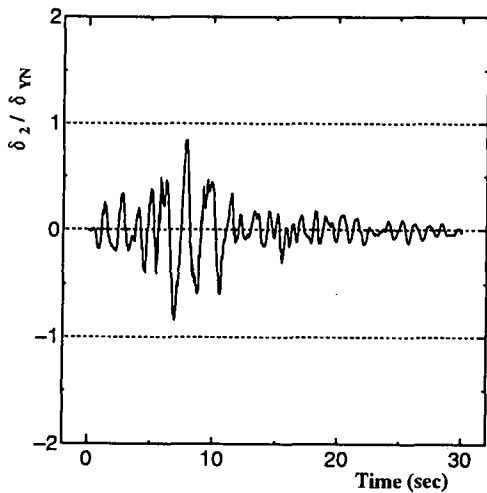


図 5.6.101-e 宇都宮大学 (ばね質点系モデル)

図 5.6.101 P₂ 橋脚天端の変位時刻歴 (免震支承)

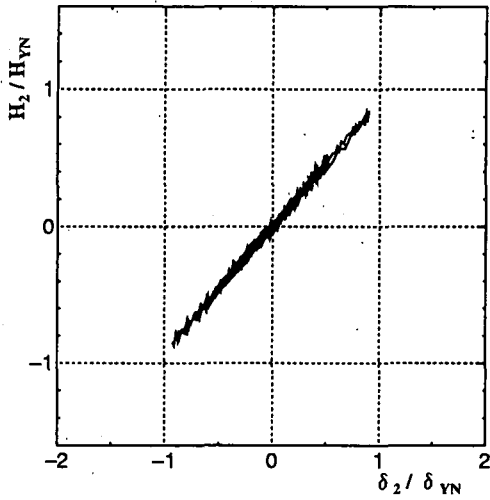


図 5.6.102-a 名古屋大学 (移動硬化型)

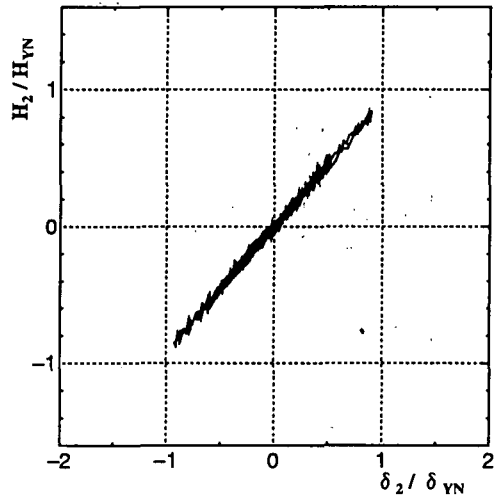


図 5.6.102-b 名古屋大学 (2曲面モデル)

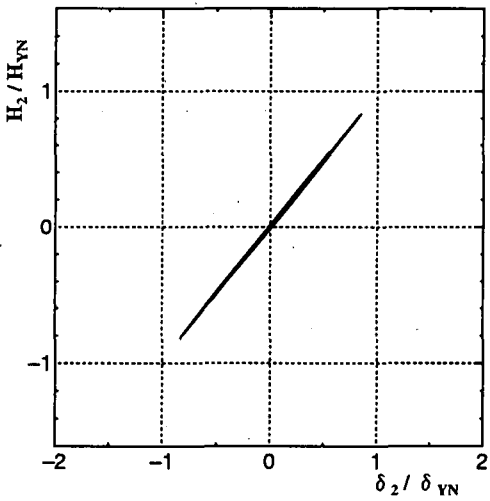


図 5.6.102-c 熊本大学

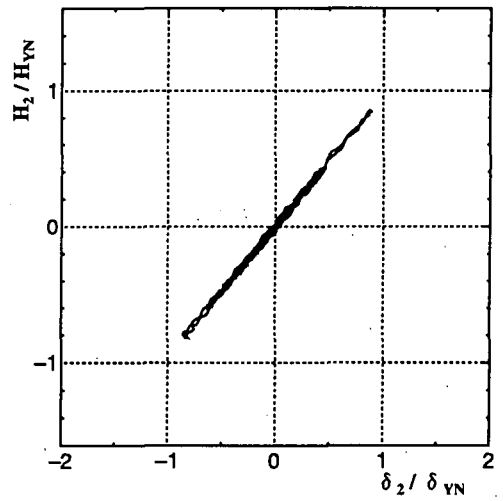


図 5.6.102-d 宇都宮大学 (移動硬化型)

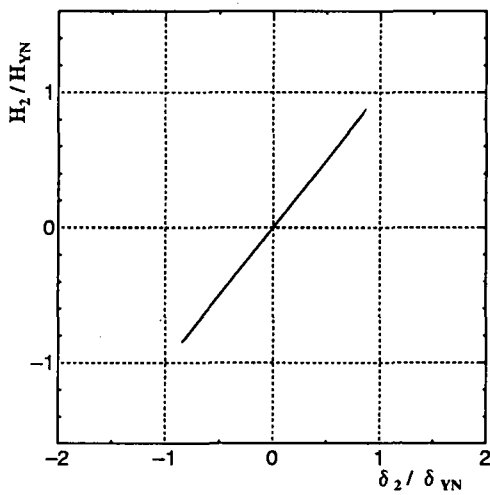


図 5.6.102-e 宇都宮大学 (ばね質点系モデル)

図 5.6.102 P₂ 橋脚天端の水平力-水平変位関係 (免震支承)

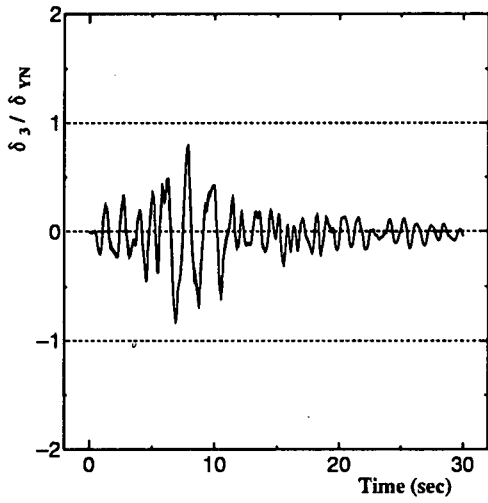


図 5.6.103-a 名古屋大学 (移動硬化型)

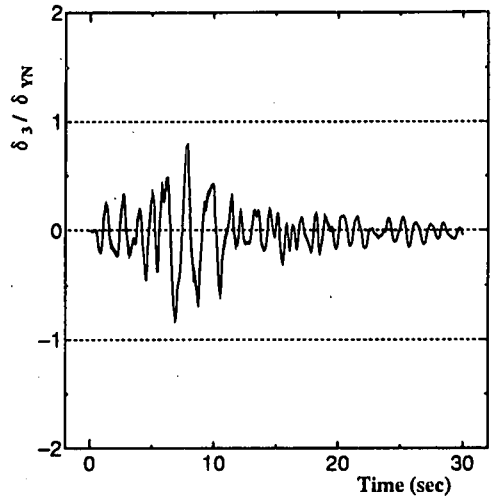


図 5.6.103-b 名古屋大学 (2 曲面モデル)

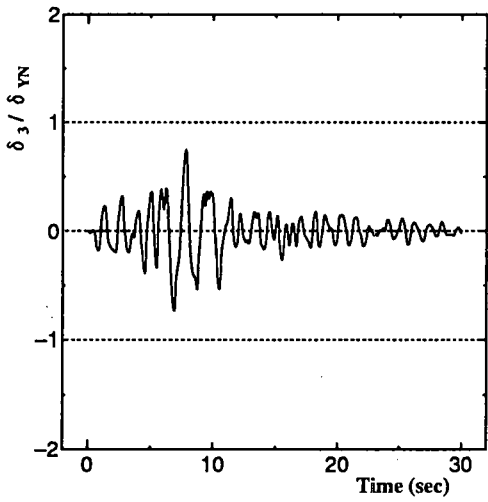


図 5.6.103-c 熊本大学

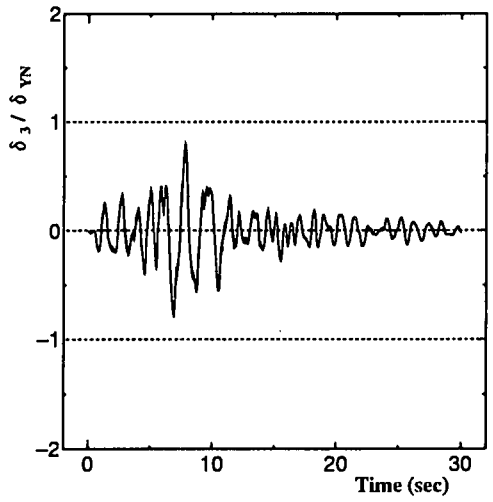


図 5.6.103-d 宇都宮大学 (移動硬化型)

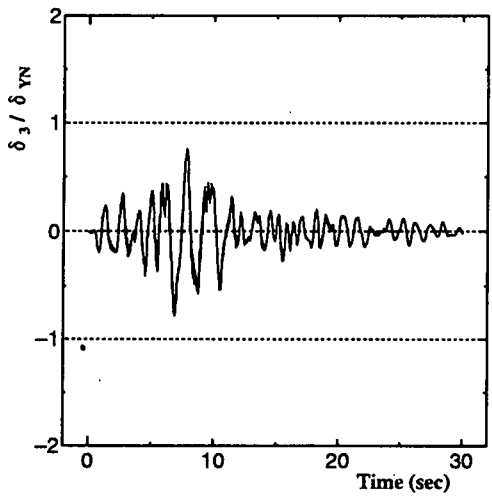


図 5.6.103-e 宇都宮大学 (ばね質点系モデル)

図 5.6.103 P₃ 橋脚天端の変位時刻歴 (免震支承)

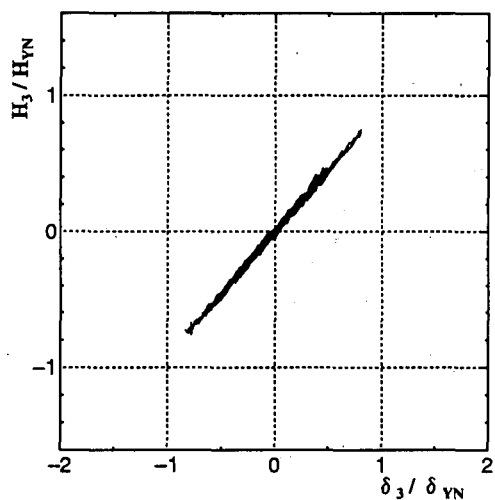


図 5.6.104-a 名古屋大学 (移動硬化型)

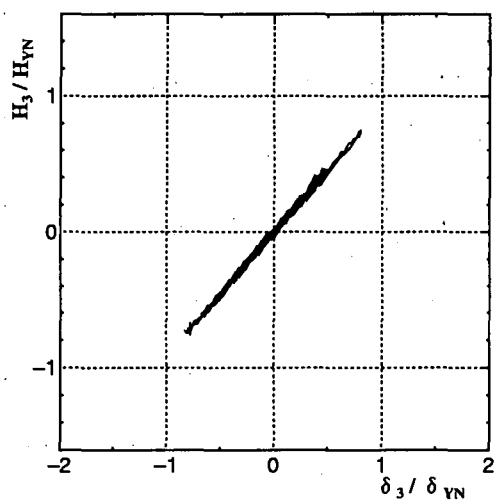


図 5.6.104-b 名古屋大学 (2曲面モデル)

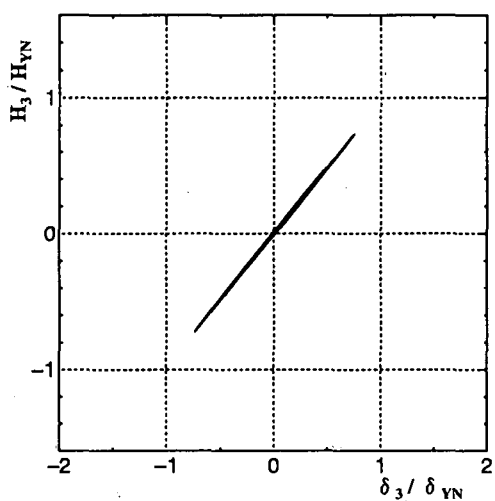


図 5.6.104-c 熊本大学

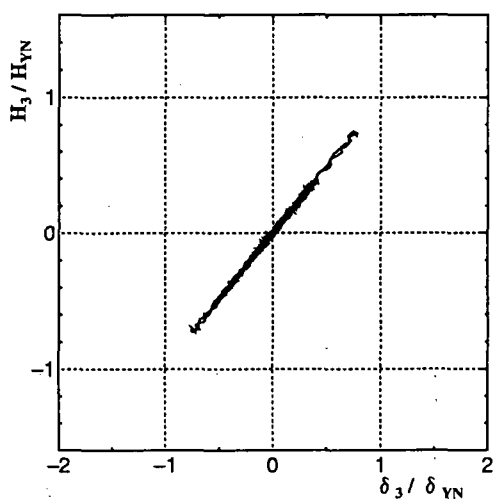


図 5.6.104-d 宇都宮大学 (移動硬化型)

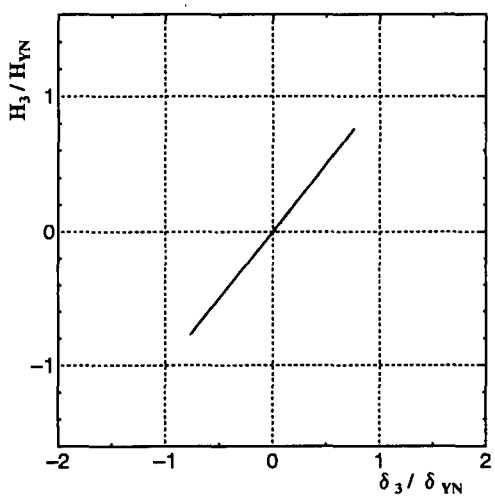


図 5.6.104-e 宇都宮大学 (ばね質点系モデル)

図 5.6.104 P₃ 橋脚天端の水平力-水平変位関係 (免震支承)

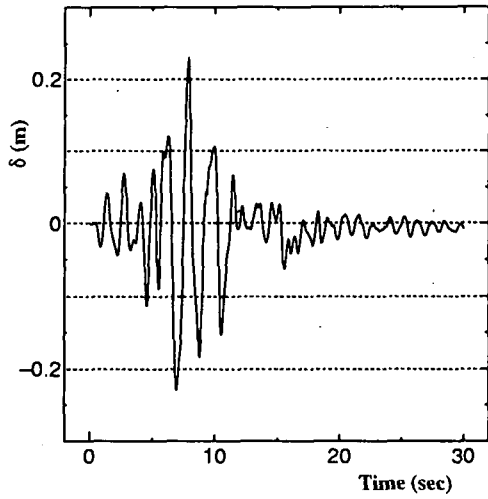


図 5.6.105-a 名古屋大学 (移動硬化型)

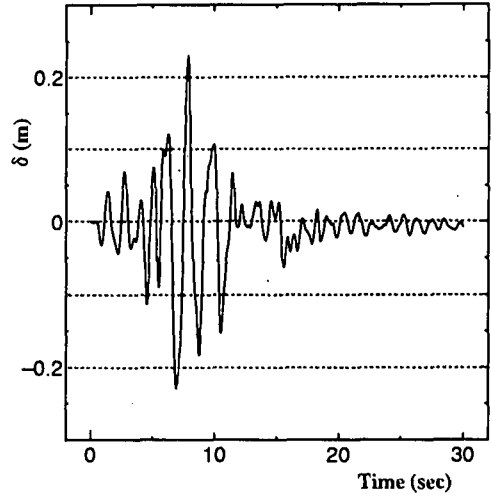


図 5.6.105-b 名古屋大学 (2曲面モデル)

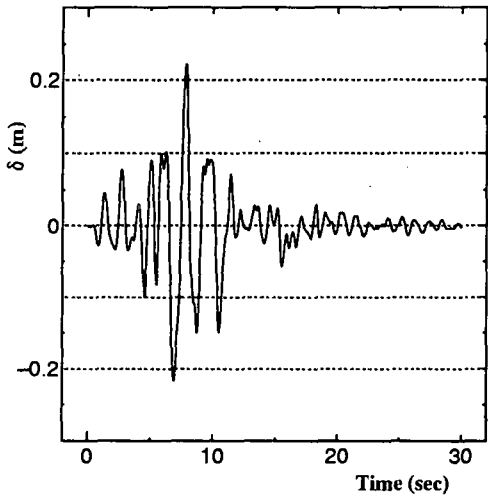


図 5.6.105-c 熊本大学

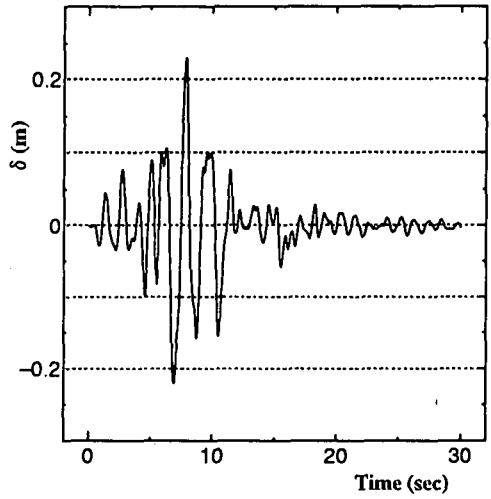


図 5.6.105-d 宇都宮大学 (移動硬化型)

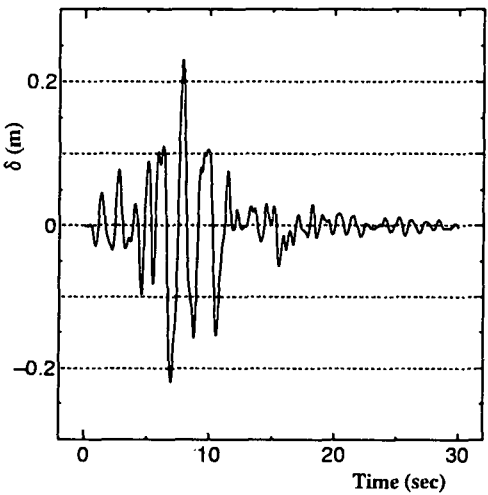


図 5.6.105-e 宇都宮大学 (ばね質点系モデル)

図 5.6.105 上部構造の変位時刻歴 (免震支承)

5.7 各種解析法の適用限界に対する考察

5.7.1 鋼製橋脚の各種モデルの適用限界

静的ならびに動的解析に用いられ鋼製橋脚の解析モデルとしては 5.3 で述べたようにシェルモデル、はりモデルおよび 1 自由度系モデル等がある。ここではこれらのモデルをもとに、幾何学的非線形性と材料的非線形性を考慮した複合非線形解析を実施した場合の適用限界について簡単に説明する。なお、幾何学的非線形性を無視した微小変位解析の適用限界については次項 5.7.2 に述べる。

繰り返し荷重を受ける単柱式鋼製橋脚の水平荷重－水平変位履歴曲線の包絡線(図 3.1.1)と各種モデルの適用範囲の概略を図 5.7.1 に示す。3.1 で述べたように、水平荷重－水平変位履歴曲線の包絡線がピーク点に到達する前には鋼製橋脚には局部座屈はほとんど生じない。ピーク点に到達後、劣化勾配になると局部座屈が顕著になる。その後、鋼製橋脚の局部座屈が進展し包絡線の荷重がさらに低下し、最終的には延性き裂が発生する。

繰り返し荷重を受ける鋼製橋脚を延性亀裂が発生するまでの全領域の挙動を解析的に予測する手法として、Gurson model[Gurson, 1977]などの損傷理論にもとづく連続体要素をもちいた有限要素解析が試みられている[黒田ら, 1997][小畑ら, 1999]。しかしながら、現状では、延性き裂の発生する場所などの予測は可能であるものの、延性き裂の発生を定量的に予測するにはさらなる検討が必要である。

局部座屈による鋼製橋脚の劣化挙動を解析するには板・シェル要素を用いた非線形解析を実施する必要がある。局部座屈を考慮できる有限ひずみ・有限変位理論に基づくシェル要素はほとんどの非線形有限要素汎用プログラムに準備されており、さらに、修正 2 曲面モデルや 3 曲面モデルなどの精度の良い鋼材の繰り返し構成則を用いれば、鋼材に亀裂が発生する以前の鋼製橋脚の繰り返し挙動を精度良く予測することができる。したがって、比較的簡単な構造物であれば、実験の代わりに用いることも可能である。一方、汎用プログラムに標準的に準備されている移動硬化則や等方硬化則などの構成則では、繰り返し塑性ひずみが大きくなると精度が低下してくる。このため、精度が保証される限界は高々、局部座屈が発生した初期の段階までで、それより先の解析については確実性に欠ける。移動硬化則と等方硬化則とでは移動硬化則のほうがより鋼材の繰り返し挙動に近く、鋼製橋脚の解析結果も実験結果に近い結果を与える。等方硬化則を用いた場合、包絡線がピーク点に到達する以前、すなわち局部座屈が発生する以前に精度が低下する場合がある。この傾向は厚肉の構造に多い。なお、鋼部分に板・シェル要素を用いる場合、コンクリート充填の鋼製橋脚では鋼板によるコンクリートの拘束効果を考慮するためにコンクリートを 3 次元連続体要素により解析することになるが、鋼とコンクリート界面の接触問題やひび割れを考慮することによる数値計算の安定性の問題などのために、十分に実用化されていない。

局部座屈の影響を無視した有限変位理論に基づくはりモデルによるでは、ファイバーモデルや $M-\Phi$ モデルいずれも移動硬化則が用いられることが多く、少なくとも、局部座屈が発生しない水平荷重－水平変位履歴曲線の包絡線のピーク点までは精度の良い解析が可能である。この領域では、構成則の影響が小さい場合が多く、より精度の良い修正 2 曲面モデルや 3 曲面モデルなどの繰り返し塑性モデルを用いても大幅な精度向上は期待できない。なお、 $M-\Phi$ モデルでは鉛直地震動などの軸力変動や 3 次元解析での複数の断面力成

分の連成を正確に考慮するのが難しい。はりモデルによりコンクリート充填の鋼製橋脚を解析する場合、コンクリートの構成則は一軸の応力・ひずみ関係のみを考慮すればよくはり理論の枠内で容易に考慮できる。ただ、この場合、先に述べた、3次元連続体要素によるコンクリートの解析と異なり、鋼によるコンクリートの拘束効果は陽な形では考慮できない。

また、薄肉鋼断面の局部座屈挙動を軟化型の応力・ひずみ関係として近似的にはり要素の構成則に考慮することで、局部座屈を考慮した橋脚の解析を行う試みもなされている。ただ、この場合、負勾配を持つ軟化型の構成則を有限要素解析に用いると、解の要素メッシュ依存性の問題や解の一意性が保証されない問題などが生ずるため、実用化に向けて明かにしなければならない点も未だ存在する。

1自由度系モデルでは幾何学的非線形性も考慮して復元力モデルが設定される。このとき、復元力モデルとしてバイリニア移動硬化則を用いたモデルにおいては、局部座屈の発生のない包絡線のピーク点までは適用可能であるが、局部座屈領域を含めた解析を行うには2パラメータモデルや Damage Index Model などの劣化勾配を持つ復元力モデルを用いる必要がある。1自由度系モデルは、おもに、水平動を受ける単一橋脚への適用に限定され、汎用性はないが、計算手続きや計算量が少なくすむので、実務においては多く用いられている。

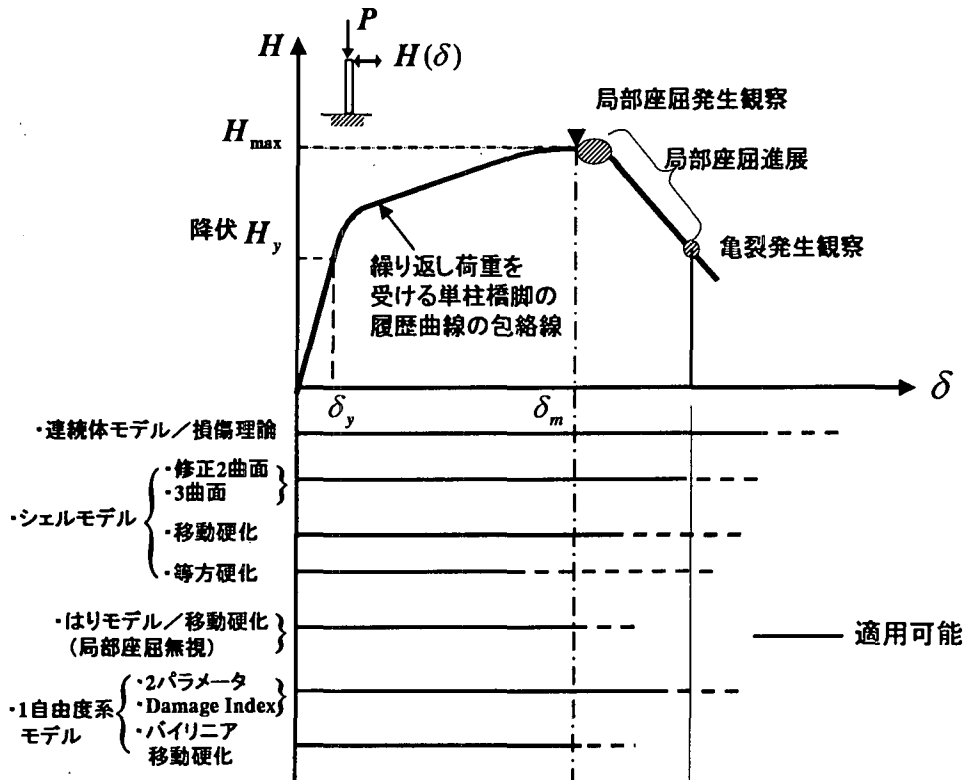


図 5.7.1 単柱橋脚における各種解析モデルの適用限界

ラーメン橋脚などの多自由度構造系の解析においても各種モデルの適用範囲は概ね図 5.7.1 の単柱式橋脚と同様であるが、1自由度系モデルを多自由度構造系の解析に適用する事は一般に難しい。多自由度系では水平地震動のみ受ける場合でも、部材の軸力変動を生

ずることも多く、はり理論の $M-\Phi$ モデルでは軸力変動の影響を考えたいわゆる $N-M-\Phi$ モデルを用いる必要がある。この場合、 $N-M-\Phi$ モデルに所定の精度を確保するためには単柱の $M-\Phi$ モデルに較べ復元力モデルがかなり複雑になることは避けられない。むしろ、材料に関する一軸の応力・ひずみ関係のみ設定すればよいファイバーモデルを用いる方が容易である。ファイバーモデルでは、有限要素分割を行う必要があることと計算量が多いという理由で実務において敬遠されることもあるが、平面解析のレベルであれば、計算量はほとんど問題にならない。要素分割については、解の収束性を勘案して決定しなければならないが、基本的には有限要素法解析と同様である。本報告書の 5.6 ベンチマークと解析例で多くの計算モデルと数値解を提供し、その要素分割法についてもある程度説明しているので、参考になるものとする。今後の計算機環境を考慮すると、汎用性のあるファイバーモデルの適用が適当であろう。

5.7.2 微小変位解析の適用限界

(1) はり理論を用いた単柱式鋼製橋脚の解析

a) 概要

ここでは、はり理論を用いた単柱式橋脚の解析を対象とした材料的非線形性と幾何学的非線形性を考慮した静的ならびに動的複合非線形解析における幾何学的非線形性が鋼製橋脚の地震時終局挙動にどの程度影響を与えるか検討する。すなわち、幾何学的非線形性の影響を支配するパラメータや実設計において幾何学的非線形性を考慮しなくてよい限界などについて検討する。ここで用いる解析法は付録 4 に示す、せん断変形を無視した Bernoulli-Euler はり要素を用いた幾何学的非線形性と材料的非線形性の両者を考慮した骨組の複合非線形解析であり、静的解析[後藤ら, 1994] [Goto et al., 1995]のみならず動的解析 [後藤ら, 1998c]への拡張もなされている。静的複合非線形解析は鋼製橋脚の地震時保有水平耐力法にもとづく実務設計に適用されている[鋼構造新技術小委員会, 1996]。なお、有限変位解析は、有限ひずみ・有限変位理論[後藤ら, 1991]に基づいている。

b) 単柱式鋼製橋脚のパラメータ選定

単柱式鋼製橋脚の終局挙動解析をはり理論で解析をするので、簡単のために、断面積、外形、全塑性モーメントが一定という条件で、断面を無補剛断面に置換する。この無補剛断面柱の解析モデルを決定する際には、図 5.7.2 に示す 8 個のパラメータの値を決定する必要がある。この値が決まれば単柱式鋼製橋脚のモデルを決定することができる。

弾塑性領域での構造の無次元化支配パラメータは B_f/t_f , B_w/t_w , B_w/B_f , $\bar{\lambda}$ (細長比パラメータ), $P/A\sigma_y$ (軸力比), σ_y/E の 6 つが考えられる。材料構成則は繰り返し塑性の影響を考慮した 3 曲面モデル[後藤ら, 1998a]を用いる。例として単調載荷条件下の SM490Y の一軸応力・ひずみ関係を図 5.7.3 に示す

c) 静的解析

イ) 性域での数値解と解析解の比較

有限変位解析の数値解を検証するため、弾性域で線形化有限変位理論に基づく線形化はり・柱の式による解析解との比較を行う。図 5.7.4 の鋼製橋脚モデルの水平力 H と水平変位 U の関係は、線形化はり・柱の式による解析解によると

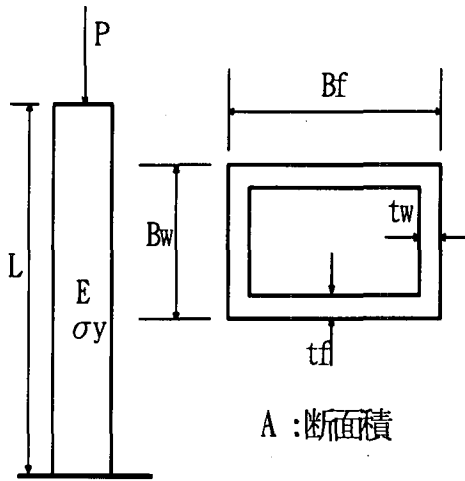


図 5.7.2 モデル諸元の定義

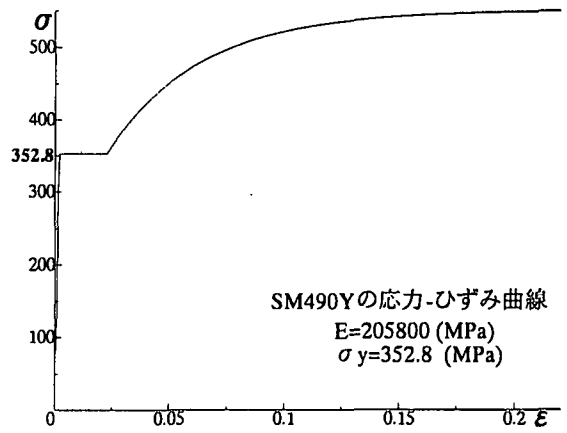


図 5.7.3 材料構成則

$$U_l = \frac{\tan(\alpha L) - \alpha L}{\alpha P} H_l \quad (5.7.1)$$

$$\text{ここに } \alpha = \sqrt{\frac{P}{EI}} \quad (5.7.2)$$

また微小変位理論による解は

$$U_s = \frac{L^3}{3EI} H_s \quad (5.7.3)$$

ここに、下添字 l は幾何学的非線形性を考慮したことを、 s はこれを無視した微小変位解析による解であることを表す。式(5.4.1)、(5.4.3)より、水平荷重が同じである場合は柱頭部の有限変位理論による変位と微小変位理論による変位の誤差 e_1 は次のようになる。

$$e_1 = \frac{U_l - U_s}{U_s} = \frac{3(\tan(\alpha L) - \alpha L)}{(\alpha L)^3} - 1 \quad (5.7.4)$$

幾何学的非線形性を考慮した数値解と微小変位理論の数値解との誤差が式(5.7.4)の関数上に乗ればその精度が検証される。

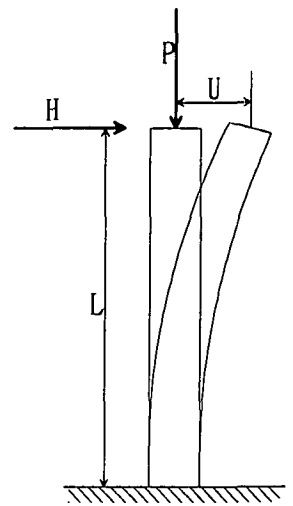


図 5.7.4 橋脚モデル

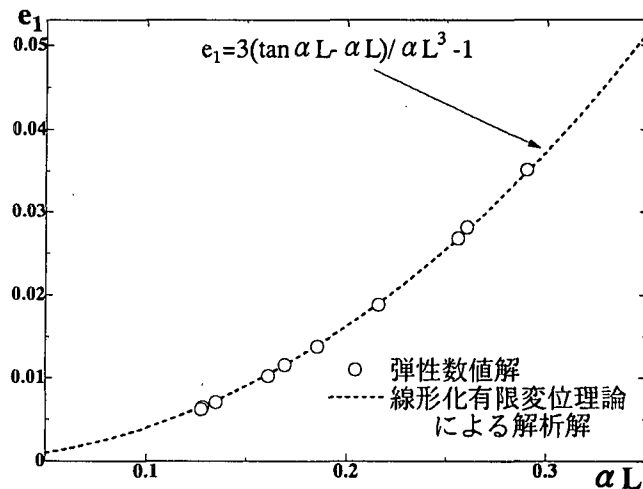


図 5.7.5 弾性域での有限変位解析と微小変位解析の誤差

図 5.7.5 は弾性解析の結果より、横軸に αL を、縦軸に有限変位理論と微小変位理論による数値解の誤差 e_1 を示したものである。図 5.7.5 には、式(5.7.4)による解析解が示してある。 αL の大きな領域で微小なずれはあるものの、有限変位解析の数値解と線形化有限変位理論の解析解はよく一致している。 αL の大きな領域で数値解が解析時より若干大きくなるのは、数値解がより厳密に幾何学的非線形性を考慮しているためであり、数値解の誤差によるものではない。以上の結果より数値解析の妥当性が検証されるとともに、 αL が幾何学的非線形性を表す重要な支配パラメータであることがわかる。 αL を、b)で述べた無次元化パラメータで表すと次のようになる。

$$\alpha L = \sqrt{\frac{P}{EI}} \cdot L = \sqrt{\frac{P}{A\sigma_y} \frac{A\sigma_y}{EI}} \cdot L = \frac{\pi}{2} \bar{\lambda} \sqrt{\frac{P}{A\sigma_y}} \quad (5.7.5)$$

式(5.7.5)より、 αL は軸力比の平方根と細長比パラメータの積に比例する。

ロ) 弾塑性域での有限変位解析と微小変位解析の誤差

弾性解析の結果より得られたパラメータ αL を用いて有限変位理論による弾塑性解析と微小変位理論に基づく弾塑性解析の誤差を整理することを考える。微小変位理論に基づく弾塑性解析としては、ここで用いた複合非線形解析プログラムにおいて、幾何学的非線形性のみ無視したもので、材料的非線形解析のルーチンは全く同一である。弾塑性解析の結果を比較する点としては基部の要素が限界ひずみ[鋼構造新技術小委員会, 1996]に達する時の水平力、水平変位を用いる。この際、有限変位解析と微小変位解析において比較点の水平力、水平変位が異なるので、相対誤差を以下の式を用いて評価する。

$$e_2 = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{\left(\frac{U_l - U_s}{U_s}\right)^2 + \left(\frac{H_l - H_s}{H_s}\right)^2} \quad (5.7.6)$$

比較のため、弾性解析による e_2 の解析解を次のように導く。柱基部のひずみは柱頭部の水平力、水平変位を用いて次式のようなになる。

$$\varepsilon_s = \frac{1}{E} \left(\frac{P}{A} + \frac{H_s L}{I} \cdot \frac{B_w}{2} \right) \quad (5.7.7)$$

$$\varepsilon_l = \frac{1}{E} \left(\frac{P}{A} + \frac{H_l L + U_l P}{I} \cdot \frac{B_w}{2} \right) \quad (5.7.8)$$

柱基部のひずみが同じになる点で比較を行うため $\varepsilon_s = \varepsilon_l$ の条件下で式(5.7.1), (5.7.3)を式(5.7.7), (5.7.8)に代入することにより有限変位解析と微小変位解析の水平力の比および水平変位の比が求められる。これを式(5.7.6)に代入することにより弾性解析時の e_2 の解析解は次式のように求められる。

$$e_2 = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{\left(\frac{3(\tan(\alpha L) - \alpha L)}{(\alpha L)^3} \cdot \frac{\alpha L}{\tan(\alpha L)} - 1 \right)^2 + \left(\frac{\alpha L}{\tan(\alpha L)} - 1 \right)^2} \quad (5.7.9)$$

e_2 の支配パラメータも αL である。

弾塑性域での誤差の計算結果として、図 5.7.6 には $e_2 \cdot \alpha L$ の関係を示している。この図には、参考のため弾性数値解析による結果および式(5.7.9)による曲線も実線で示している。これより弾塑性域での幾何学的非線形性の影響は、弾性解析で求めた αL を支配パラメータ

として考えればほぼ十分であることがわかる。弾塑性解析における幾何学的非線形性の影響は弾性解析より若干大きい、その傾向は弾性解析とほぼ同様である。弾塑性解析における幾何学的非線形性の影響が若干大きくなる理由としては塑性化による変位の増加によるものと考えられる。図 5.7.6 には最小二乗法を用いて求めた弾塑性解析での e_2 と αL の近似の関係式と、近似式による曲線を破線で示している。この近似誤差曲線を用いると、有限変位解析と微小変位解析の相対誤差が予測ができる。

解析の許容誤差の限界を 5% とすると、静的弾塑性解析における αL の限界値は、誤差 e_2

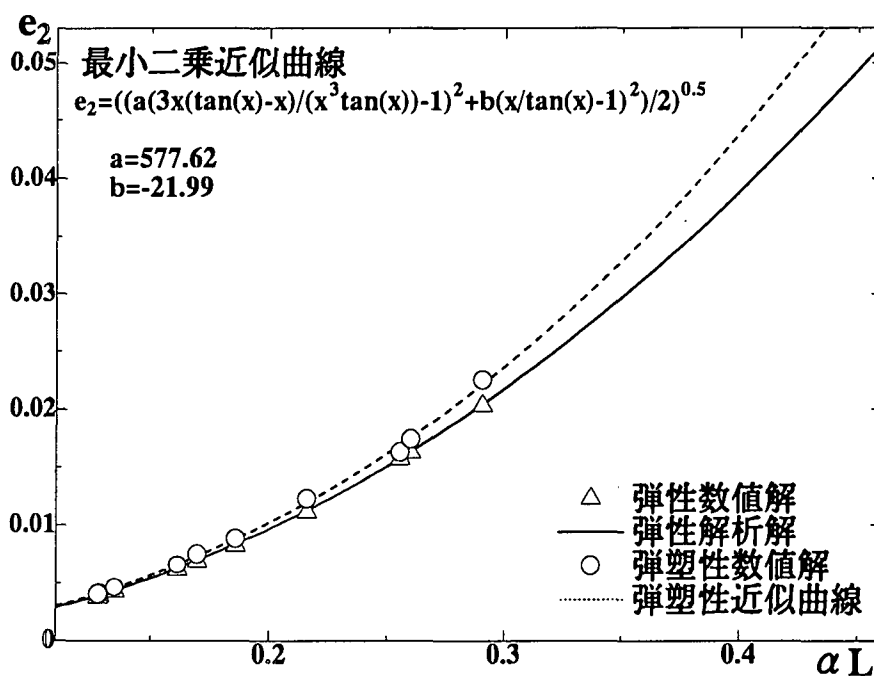


図 5.7.6 限界ひずみ到達時の有限変位解析と微小変位解析の誤差

評価の近似式より $\alpha L = 0.42$ となる。静的弾性解析では限界値はやや大きくなる。なお、この限界値を細長比パラメータで表してみる。式(5.7.5)で単柱式鋼製橋脚のほぼ最大値である $P/\sigma_y A = 0.2$ を代入すると、 $\bar{\lambda} = 0.598$ となり第 4 章 4.3.3 で求めた限界値よりかなり大きくなる。

d) 動的応答解析

静的解析に用いた単柱式鋼製橋脚モデルに地震波が作用した場合の弾塑性動的応答を有限変位理論と微小変位理論を用いて計算し、その差を前節で導いたパラメータ αL を用いて整理する。入力地震波は道路橋示方書[日本道路協会, 1996a]の標準地震波のうち、TYPE II に分類される 9 種類の地震波を用いる。また、減衰は考慮していない。解析結果として図 5.7.7 に有限変位解析と微小変位解析で得られた最大応答変位の比と、パラメータ αL の関係を示す。最大応答変位に達する時刻が微小変位解析と有限変位解析で異なるものもあるが、比較に用いた変位はそれぞれ純粋な最大応答変位である。また各 αL ごとの平均値曲線も示してある。この図から、 αL が大きい場合は有限変位解析と微小変位解析の差が大きくなるようであるが、静的解析時のような一定な傾向は見られない。図 5.7.7 に示してあ

U_{lmax}/U_{smax}

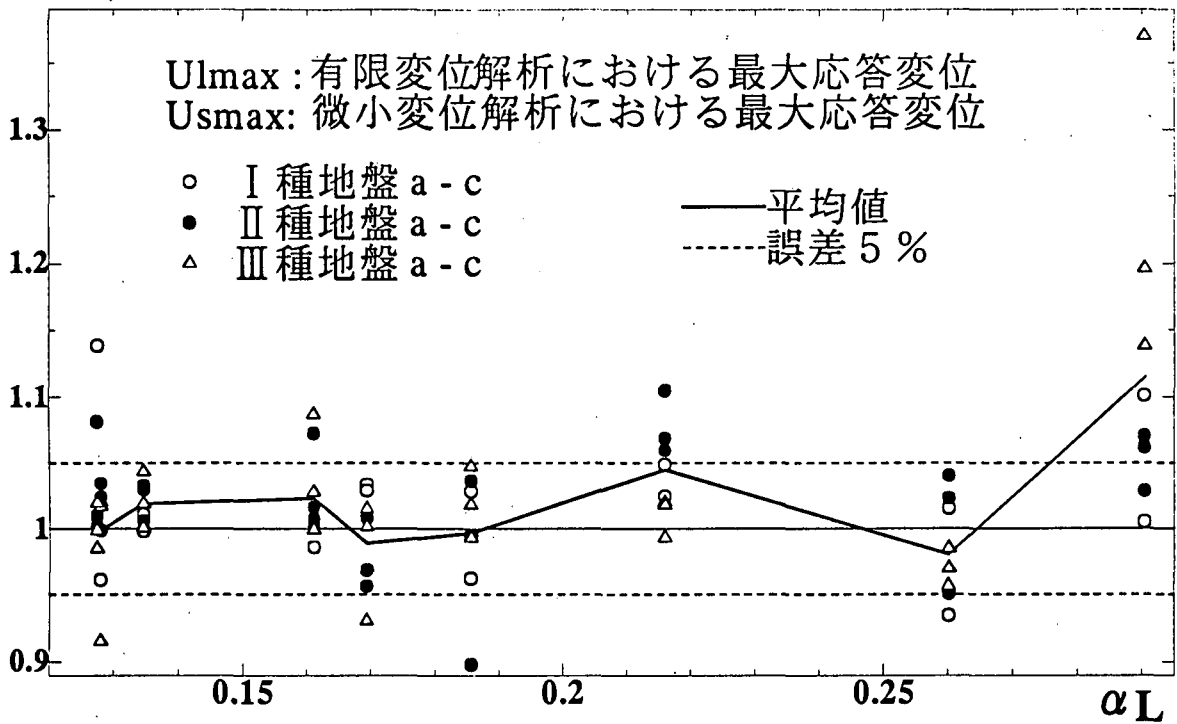


図 5.7.7 最大応答変位における誤差

U_s/L

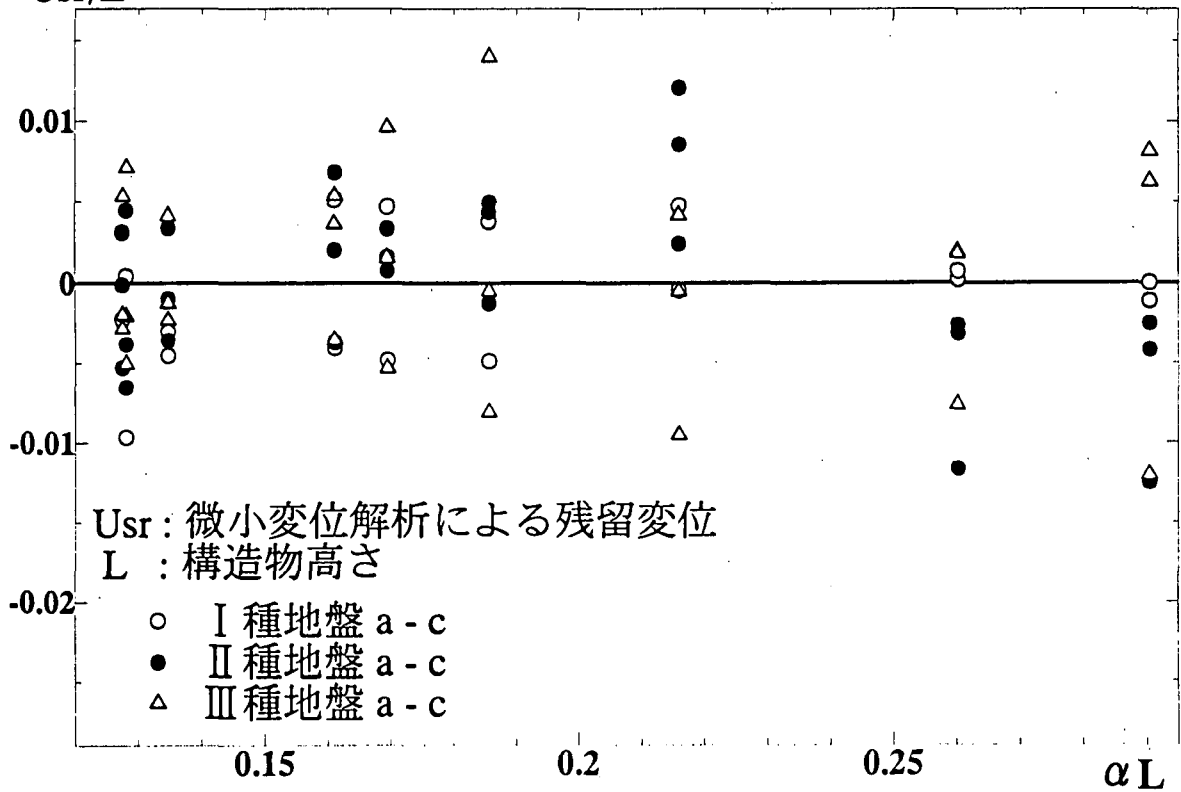


図 5.7.8 微小変位解析による残留変位

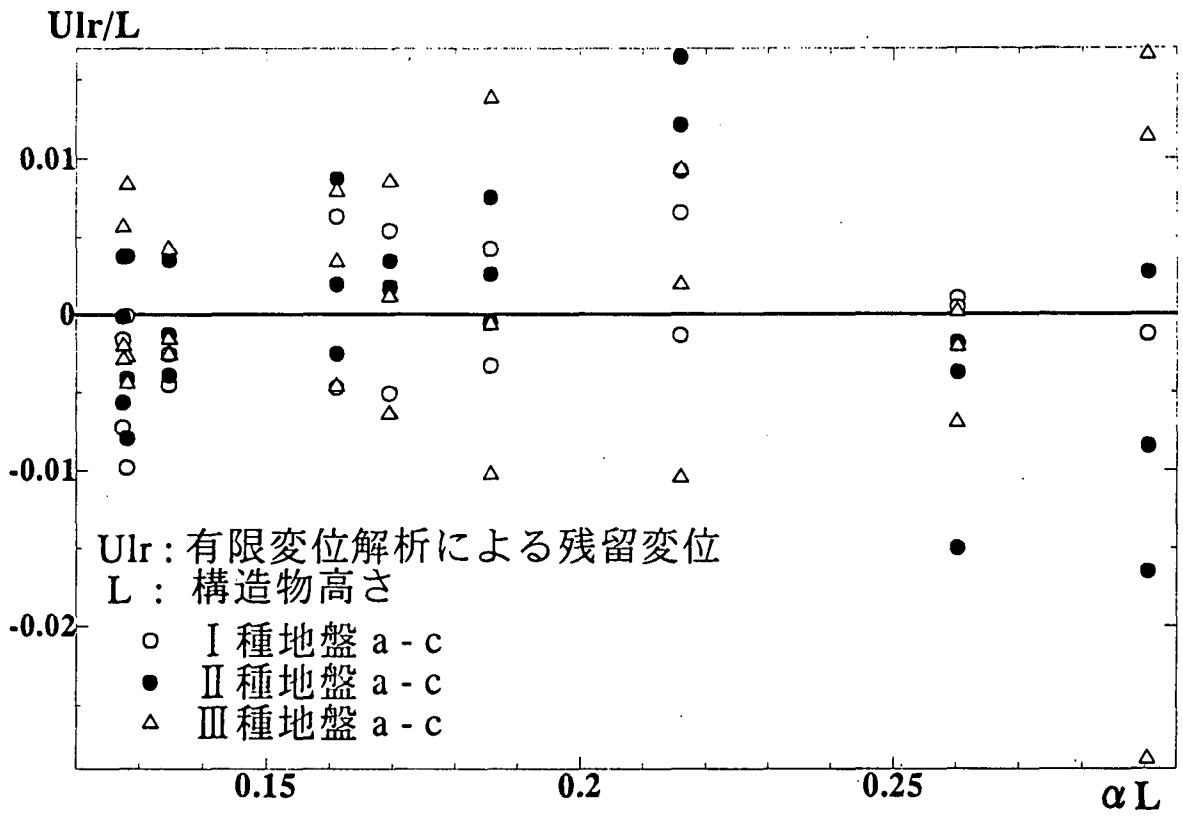


図 5.7.9 有限変位解析による残留変位

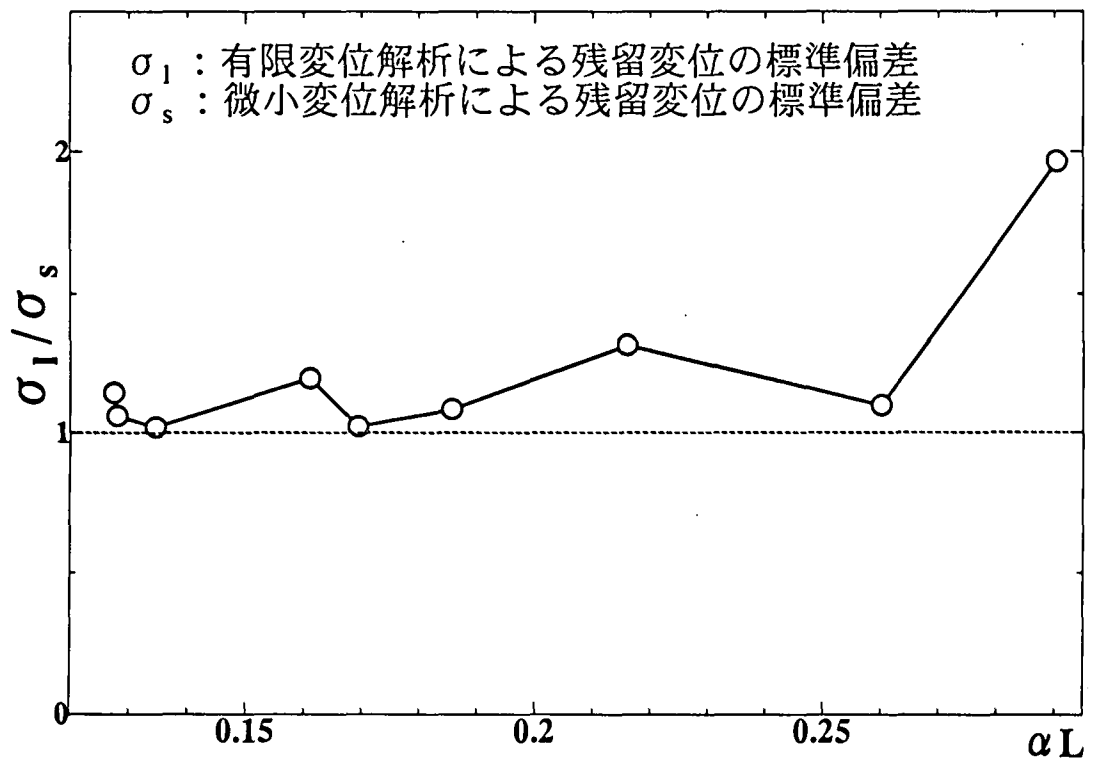


図 5.7.10 有限変位解析と微小変位解析における標準偏差の比

る破線は有限変位解析と微小変位解析との差が 5%となる境界線である。これによると、ある一定の αL の値に対して、有限変位解析と微小変位解析の差がすべてにおいて 5%の中に収まる場合は一つもないが逆に全ての解析モデルで 5%以上の差が出る場合もない。静的解析で有限変位解析と微小変位解析の差がほとんどない最も小さな αL においても最大 14%の誤差が生じている。このように、静的解析と異なり、動的解析において有限変位解析と微小変位解析の差が非常に大きく生ずるのは、幾何学的非線形性で橋脚の剛性が低下し、橋脚の固有周期が長周期化することによる材料の非線形領域での振動特性の変化が一つ原因と考えられ、今後さらなる検討が必要である。動的解析では有限変位解析での最大応答変位、残留変位は微小変位解析に比べ増加するか、減少するかは地震波の影響が大きく必ずしも明らかでないが、振動特性の変化により、静的解析より、幾何学的非線形性の影響が非常に大きく現れる潜在的な可能性を持っているといえる。以上より、通常の単柱式橋脚の動的解析においては静的解析に比べ幾何学的非線形性の扱いについてはより慎重な検討が必要であろう。

つぎに、橋脚頂部の残留変位の水平成分について検討する。残留変位は最大応答変位よりさらに有限変位解析と微小変位解析の差が大きく現れ、残留変位の方向が逆となることもある。縦軸に残留変位を橋脚高さで割ったものを用い、 αL との関係をもそれぞれの解析法に対して図 5.7.8、図 5.7.9 に示す。2つの図を比べてみると明らかに有限変位解析の結果の方が上下に大きくばらついているのがわかる。特に αL の最大値 $\alpha L = 0.29$ ではかなり顕著である。また小さい方の $\alpha L = 0.13$ 前後では、ばらつき幅にあまり差が見られない。このことをより明確にするために図 5.7.8、図 5.7.9 の各 αL に対するばらつきを表す指標として、標準偏差を求め、その比を算出した結果を図 5.7.10 に示す。これより、全ての αL に対して有限変位解析の方がばらつきが大きいこと、また αL が大きくなると微小変位解析に較べ有限変位解析のばらつきが大きくなる傾向にあることがわかる。検討に用いた直下型の地震動では、最大応答変位は地震動継続時間の初期の段階で現れるのに対し、残留変位はより長い時間の地震動の影響を受けるため、有限変位解析と微小変位解析の支配方程式の差が、より大きく現れる可能性が考えられる。

e) まとめ

静的解析では幾何学的非線形性の影響を評価する支配パラメータとして αL が有効である。 αL が増加するにつれ、幾何学的非線形性の影響が大きくなり、鋼製橋脚の剛性が低下する。幾何学的非線形解析と微小変位解析の誤差が一般的な許容範囲である 5%以内となるためには $\alpha L \leq 0.42$ を満たす必要がある。

動的応答解析に幾何学的非線形性が及ぼす影響としては、鋼製橋脚の剛性の低下とこれによる長周期化が挙げられる。動的解析では、入力地震動の影響が大きく、静的解析のように最大応答変位、残留変位が微小変位解析に比べ必ずしも増加するわけではない。しかしながら、動的解析では幾何学的非線形性に起因する橋脚剛性の低下と振動特性の変化の相乗作用により、幾何学的非線形性の影響が非常に大きく現れる潜在的な可能性を持っていると考えられる。これは、すべての αL の値に対し、微小変位解析と有限変位解析の最大応答変位の差が 5%に収まらないケースが存在し、最も小さな αL においても最大 14%の誤差が生じている事実が示している。これより、動的解析における、幾何学的非線形性の扱いに対してはより慎重な検討が必要であろう。

5.8 まとめ

極大地震時に構造物の損傷を制御するためには、地震時の終局状態に至までの挙動を予測することが重要である。このような終局時には構造物が塑性化し、変形も大きくなることから従来設計に用いられてきた微小変位弾性解析では対応できず、材料的非線形性と幾何学的非線形性を考慮した複合非線形解析による必要がある。1995年の兵庫県南部地震以来、耐震設計において、構造物の地震時終局挙動を予測するための多くの非線形解析法が開発され実務にも適用されてきた。さらに、計算機能力の急速な向上により、非線形解析を容易に実行する環境も整いつつある。しかしながら、従来、許容応力度設計が中心であった実務分野では一部を除き、このような非線形解析に対するなじみがほとんどなく、非線形解析の適用を押し進めるためにはいまださまざまな障害がある。現在、数多くの耐震解析専用の非線形解析ソフトや汎用非線形解析ソフトが容易に利用できる状態にある。しかしながら、非線形解析では、収束計算を含む逐次解析によるため、静的解析では荷重あるいは変位増分の大きさ、動的解析では時間増分の大きさ、さらに収束判定の指標となる許容誤差などに大きな影響を受け、これらの諸量が適当に設定されていないと、妥当な解析ソフトを用いても正確な解を得ることはできない。このような諸量は現状において、すべては自動的に設定されないため、妥当な解析を行うためには利用する技術者の非線形解析に対する知識と経験に依存するところが多い。

本章では非線形解析を実務で実施する上での、障害を少しでも取り除くことを目的に各種の検討を行った。なかでも、非線形解析の経験の少ない技術者が解析の妥当性を検証できるための信頼のおけるベンチマークを鋼製橋脚の静的非線形解析や動的非線形解析さらに高架橋システムの動的非線形解析において提供することが大きな目的の一つであった。

以下に本章のまとめを示す。

1. 1995年以來急速に發展した耐震設計における非線形解析の現状を整理した。ここでは、解析手法の解説などを行い耐震解析に対する共通の認識が形成されるように配慮した。さらに、高架橋を具体例として、モデル化や開発された非線形解析の適用法などについて文献を数多く引用することで説明した。高架橋の耐震設計で特に重要な構造要素である橋脚躯体や橋脚のアンカー部についてはより詳しく述べた。また、時刻歴応答解析における減衰の設定方についてもまとめた。
2. 単柱、逆L形、1層および2層ラーメン橋脚のPushover解析に用いるはり要素による静的非複合線形解析(材料的非線形性+幾何学的非線形性)においては、解析法や解析ソフトの差によらずほぼ同一の解が得られ、信頼の置けるベンチマークが提供できた。解析ソフトの信頼性を検討する場合、このベンチマークに対して終局時の相対誤差が3%~5%以内であれば良いと考えられる。なお、非線形解析では解が収束していることを確認することが重要である。
3. 鋼製橋脚の静的繰り返し解析では、等方硬化則、移動硬化則、修正2曲面モデルおよび3曲面モデルによる解析結果の比較を行った。幅厚比パラメータや径厚比パラ

メータが大きい薄肉断面鋼製橋脚の場合、4つの構成則モデルは、水平荷重－水平変位履歴曲線の包絡線を十分な精度で予測できることが示された。ただし、吸収エネルギー等を評価しようとするときに、等方硬化則や移動硬化則を用いた繰り返し解析による履歴曲線の形状が実験に比較して異なり、実挙動を高く評価するので、注意を払う必要がある。一方、厚肉断面鋼製橋脚に従来の構成則モデルを適用するとき、履歴曲線はもとより、その包絡線にもかなり違ったものが予測されることを指摘した。一般に、等方硬化則モデルは、実挙動を大幅に大きく予測し、移動硬化則は、実挙動を大幅に小さく予測する。これに対し、修正2曲面モデルと3曲面モデルは、薄肉断面だけでなく厚肉断面にも非常に良い精度で荷重－変位履歴特性を表せる。したがって、薄肉断面から厚肉断面までの鋼構造物の繰り返し弾塑性解析を精度良く実施するためには、材料レベルで十分に検討をなされた構成則を用いることが肝要である。その意味で、現在の所、修正2曲面モデルと3曲面モデルを用いることは適切であると考えられる。

4. 動的非線形解析では、小さな復元力の誤差であっても構造物の振動特性を変化させるため、地震波によっては誤差が非常に大きく増幅される場合もあり、静的解析より誤差が大きくなる潜在的な可能性を持っている。したがって、今回示した各種解析法や解析ソフトによる解析結果は静的解析に較べ、やや広い範囲にばらつき、静的解析のような明確なベンチマークを示すことはできなかった。このようなばらつきが避けられない動的解析ソフトの妥当性を検証するための基準については今後さらなる検討が必要である。また、動的解析を設計に用いる場合、解析法によりばらつく可能性のある計算値を設計でどのように評価するかも今後の問題である。
5. 鋼製橋脚の非線形解析に用いる構造モデルとして、板・シェルモデル、はりモデル、1自由度系モデル等がある。さらにこれらのモデルに用いる材料構成則や復元力モデルも複数提示されているので、構造モデルと材料モデルの組み合わせを考えるとかなり多くの解析モデルが可能となる。それぞれの解析モデルは適用範囲が明らかに異なっており、これらを十分理解した上で適用しなければ鋼製橋脚の終局挙動を正確に予測することはできない。たとえば、本来なら局部座屈現象を解析できる板・シェルモデルを用いても適切な材料構成則を用いなければ、はりモデルより予測精度が低下する場合もあり得る。このような各種解析モデルの適用範囲は構造パラメータや変位量などで規定される解析範囲により定量的に設定するのが望ましい。今後、比較計算例を蓄積することにより実務者が容易に判断できる定量的な適用基準を設定することが重要である。
6. 幾何学的非線形性についてはコンクリート橋脚を持つ高架橋では耐震設計で対象とする終局状態では、変位量が小さいという理由により無視されることが多い。一方、鋼製橋脚では、コンクリート橋脚に較べスレンダーであるため終局時において座屈の影響が無視できないであろうとの認識から、一般に、非線形耐震解析では幾何学的非線形性は考慮される。ここでは、はり理論を用いた単柱式橋脚の耐震解析での

幾何学的非線形性の影響について定量的に検討した。その結果、保有水平耐力法に用いられる静的非線形解析においては支配パラメータを明らかにし幾何学的非線形性が無視できる範囲を明確にした。動的非線形解析においては入力地震動の影響が大きく、静的解析のように最大応答変位、残留変位が微小変位解析に比べ必ずしも増加するわけではないが、幾何学的非線形性に起因する橋脚剛性の低下と振動特性の変化の相乗作用により、幾何学的非線形性の影響が静的解析に較べかなり大きく現れる潜在的な可能性を持っている。したがって、幾何学的非線形性を無視する場合にはより慎重な検討が必要である。

阪神大震災以来、通常の耐震設計業務に非線形解析が導入されたが、非線形解析を適用する上で、未だ解決しなければならない問題点も多く存在している。本章では、このような問題点を解決するための検討を行い、十分とはいえないがある程度の成果は得られたものとする。現在、非線形解析は特殊な技術であるとの認識があるが、近い将来、計算機のさらなる進歩により、一般化するのには容易に想像できる。一方で、非線形解析に線形解析と同じレベルの精度を確保するためには線形解析に比べ、非常に多くの配慮と経験が必要であり、このような点について設計技術者の理解を深めることが重要である。非線形解析は実務での適用の歴史が浅いため、今後とも継続的に非線形解析による計算例、設計例を蓄積するとともにその問題点を積極的に公開し、解決することも必要であろう。

Appendix 5.1 局部座屈を考慮したファイバー要素用復元力モデル

1. まえがき

一般に鋼構造物を骨組構造として解析するためにはファイバーはり要素を用いることが最も解析精度が高く汎用性にも優れていることは周知のとおりである。しかし、これまでに、ファイバーはり要素に適用できる応力-ひずみ関係には局部座屈による劣化と履歴特性が精度良く考慮できるものは見あたらない。ここでは、局部座屈を考慮した等価な応力-ひずみ関係を求め [渡辺ら,1997]、これを応力-ひずみレベルの復元力モデルとして動的応答解析を行う手法について、その適用性を検討する [崎元ら,2000] [渡辺ら,2000]。

2. 鋼箱形断面部材の等価な応力-ひずみ関係

2.1 局部座屈を生じる鋼箱形断面部材のFEM解析

ここではまず、鋼箱形断面部材を対象にコンクリートを充填しない鋼箱形断面部材（以下中空断面部材という）、コンクリートを充填した鋼箱形断面部材（以下充填断面部材という）の別にFEM解析を行い、それらの結果をもとに局部座屈挙動の定義を試みた。

解析モデルは、得られた応力-ひずみ関係に汎用性を与えるため、図A5.1.1に示すような任意の柱脚の一部を取り出した短柱とした。これに对称条件を考慮して、同図のような1/8部分を解析対象とし、汎用FEM解析プログラムMARCを用いた弾塑性有限変位解析を行った。解析対象は簡略化のために正方形断面とし、補剛材間の補剛板幅厚比パラメータ R_R と補剛材剛比 γ/γ^* を実構造の構造パラメータを包含するように表A5.1.1の範囲で組み合わせ設定した。

鋼材はSM490を想定し、文献 [王ら,1997] を元にひずみ硬化挙動を考慮したマルチリニア型の応力-ひずみ関係を与えた。履歴硬化則は移動硬化則を用いた。境界条件は通常の1/8解析で見られるように図A5.1.2のように与えた。これは、純

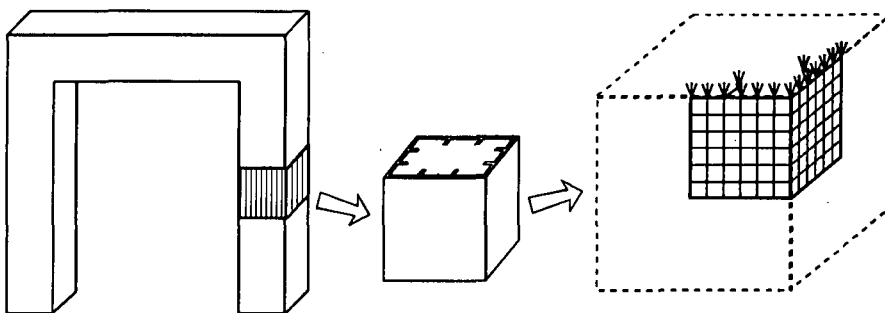
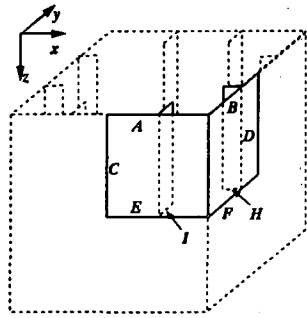


図 A5.1.1 鋼管の FEM 解析モデル

表 A5.1.1 FEM 解析モデルの諸元と構造パラメータ

断面種類	補剛材間幅厚比 パラメータ R_R	補剛材剛比 γ/γ^*	板厚 (mm)	補剛材細長比 パラメータ λ	アスペクト比
中空断面部材	0.3, 0.4, 0.5	0.6, 1, 3, 5	28	0.16~0.92	1
充填部材	0.6, 0.7				



		辺A	辺B	辺C	辺D	辺E	辺F	辺G	辺H
変	x		○	○					
	y	○			○				
	z					○	○	○	○
回	θ_x	○	○			○	○	○	○
	θ_y	○	○				○		○
	θ_z			○	○				

○印は拘束を与えたことを示す

図 A5.1.2 固定境界条件の設定位置

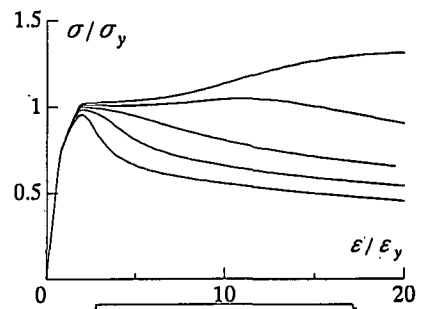
表 A5.1.2 要素分割数

補剛板		補剛材		長さ
幅	板厚	幅	板厚	
12	5	10	5	12

曲げを受ける補剛箱形断面部材の座屈強度 [中井ら,1996] に一致するように定めたもので、荷重辺の板曲げに対して固定の条件となっている。さらに、充填断面部材では内部コンクリートによる変位拘束を考慮するためにMARC固有の機能であるCONTACT機能を用いて内部への変形を拘束した。

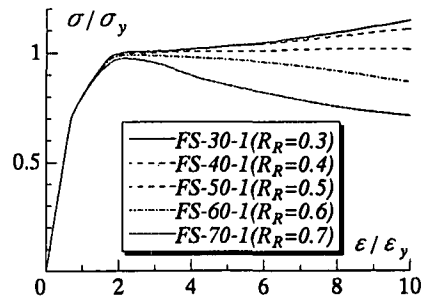
初期たわみは正弦波で近似できるものとし、補剛板全体と補剛材間の双方の座屈が考慮できるように与えた。その形状は中空断面部材では隣り合う辺を外内に交互に、充填断面部材では内部コンクリートの存在を考慮してすべて外側とした。大きさは小松らによる実測値 [小松ら,1977] に基づき、幅厚比の関数として定義した。要素分割数は解析精度を確認した上で表A5.1.2のとおりとした。

解析では部材両端部に軸圧縮-引張力を与え、軸方向力と変位との関係を求めた。軸方向力を断面積で除するこ



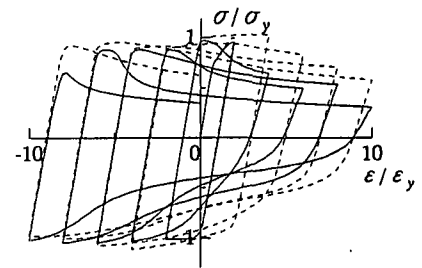
上から US-30-1($R_R=0.3$)
US-40-1($R_R=0.4$)
US-50-1($R_R=0.5$)
US-60-1($R_R=0.6$)
US-70-1($R_R=0.7$)

(a) 中空断面部材 / 単調荷重 / $\gamma/\gamma^*=1$



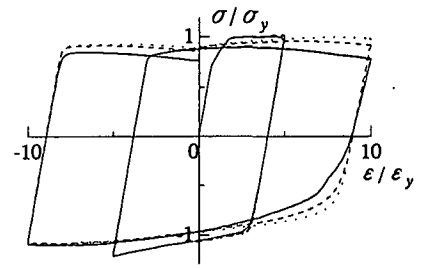
FS-30-1($R_R=0.3$)
FS-40-1($R_R=0.4$)
FS-50-1($R_R=0.5$)
FS-60-1($R_R=0.6$)
FS-70-1($R_R=0.7$)

(b) 充填断面部材 / 単調荷重 / $\gamma/\gamma^*=1$



FS-60-0($\gamma/\gamma^*=0.6$)
FS-60-3($\gamma/\gamma^*=3$)

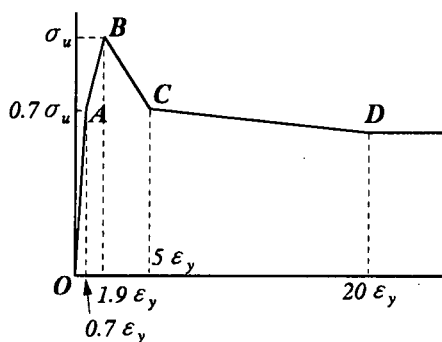
(c) 中空断面部材 / 繰り返し荷重 / $R_R=0.6$



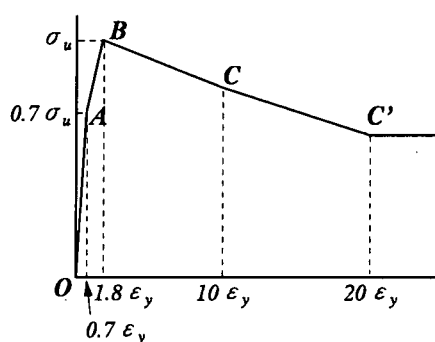
FS-50-1($\gamma/\gamma^*=1$)
FS-50-2($\gamma/\gamma^*=2$)
FS-50-3($\gamma/\gamma^*=3$)

(d) 充填断面部材 / 繰り返し荷重 / $R_R=0.5$

図 A5.1.3 FEM 解析による応力-ひずみ関係



(a) 中空断面部材 / 単調載荷



(b) 充填断面部材 / 単調載荷

図 A5.1.4 単調載荷時の等価な応力-ひずみ関係の定義の方法

とにより平均応力が、また部材両端の軸方向変位差を柱長さで除することにより局部座屈の影響を含む平均ひずみを求めた。

2.2 FEM解析の結果

図 A5.1.3は単調圧縮載荷および繰り返し載荷におけるFEM解析結果の例である。これらの図より以下の性質がうかがわれる。

- 中空断面部材で補剛材剛比が小さく幅厚比が大きい場合には大きな軟化挙動が見られる。
- 充填断面部材では幅厚比が比較的大きい場合でも局部座屈による劣化は顕著には見られない。
- 局部座屈により大きく劣化した後に引張を受ける場合、その途上では引張応力が小さくなる傾向がある。
- 繰り返しが進むにつれてひずみ硬化が進むため局部座屈の影響が小さいモデルでは強度が増加する。
- 単調載荷では局部座屈による劣化が見られないものでも繰り返し載荷では劣化が見られる場合もある。

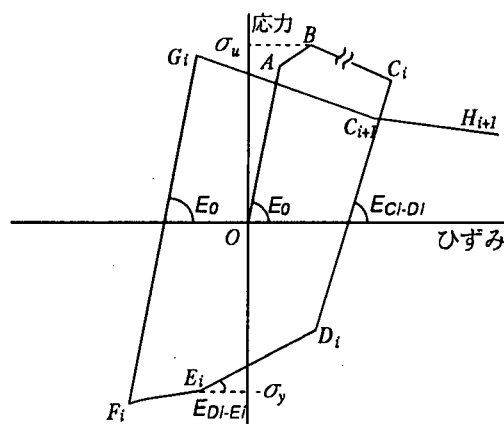
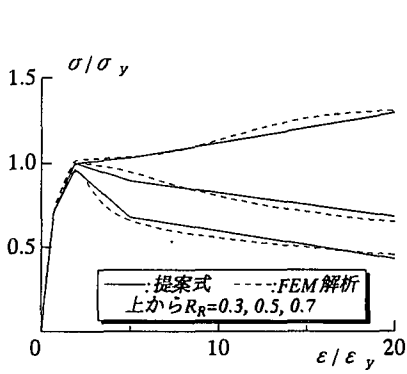


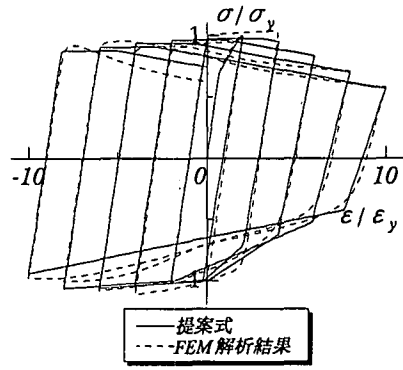
図 A5.1.5 繰り返し載荷時の等価な応力-ひずみ関係の定義の方法

2.3 鋼箱形断面部材の応力-ひずみ関係の定義

以上の解析結果により示された鋼箱形断面部材の応力-ひずみ関係を図 A5.1.4 および図 A5.1.5 に示すような折れ線を表す陽な関数で近似する。方法としては A, B, C, ... の点の応力度とひずみ値のFEM解析値を構造パラメータまたは直前の折れ点の応力値やひずみ値に対してプロットし、誤差の2乗を最小とする回帰式として求める。構造パラメータとしては種々検討の結果次式で示す $\bar{\lambda}^*$ [奈良ら, 1992] が最適と判断し、これのみを用いるものとした。

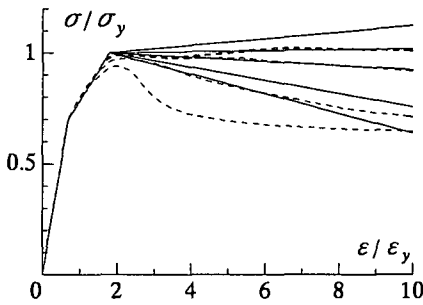


(a) $\gamma/\gamma^*=1$ / 単調載荷

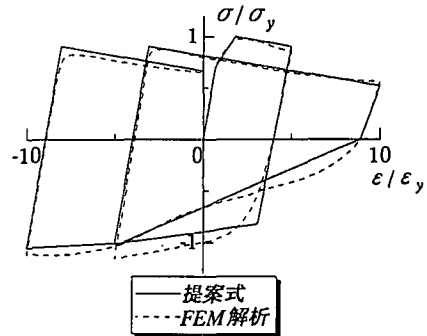


(b) $R_R=0.4, \gamma/\gamma^*=0.6$ / 繰返し載荷

図 A5.1.6 FEM 解析と提案式との比較 (中空断面部材)



(a) $R_R=0.7$ / 単調載荷



(b) $R_R=0.7, \gamma/\gamma^*=1$ / 繰返し載荷

図 A5.1.7 FEM 解析と提案式との比較 (充填断面部材)

$$\bar{\lambda}^* = (2400/\sigma_y)^{1.2} \cdot \bar{\lambda} \quad (\text{A5.1.1})$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\eta a}{\pi r} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (\text{A5.1.2})$$

$$\eta = \frac{1}{\sqrt{(\sigma_u/\sigma_y)_{plate}}} \quad (\text{A5.1.3})$$

$$(\sigma_u/\sigma_y)_{plate} = \begin{cases} 1.0 & (R_R \leq 0.453) \\ (0.453/R_R)^{0.495} & (R_R > 0.453) \end{cases} \quad (\text{A5.1.4})$$

r: 補剛板と補剛材からなるT型断面部の断面2次半径

a: 短柱の長さ

具体的な式表現は文献 [崎元ら,2000] [渡辺ら,2000] を参照されたい。

定義された近似値をFEM解析値と比較したものが図A5.1.6, A5.1.7である。いずれのモデルについても比較的よく近似できていることがわかる。

2.4 充填コンクリートの復元力モデル

充填鋼管におけるコンクリートは鋼管により横拘束を受けるため、通常のコンクリートと比較してその強度が上昇し、最大強度発生後も安定した軟化挙動を示すと言われている。文献 [渡辺ら,1997] では、鋼管の板厚と幅厚比を変化させた

充填鋼柱の圧縮実験により、鋼管によって拘束を受ける充填コンクリートの応力度-ひずみ関係が図5.1.8のように示されている。ここでは最大強度を示す点Cまでが放物線、軟化域CEが直線とされており、C点の応力 σ_{cc} およびひずみ ϵ_{cc} 、および軟化勾配CEが鋼管の幅厚比 b/t の関数として与えられている。ただし、鋼管に充填されていることを考慮して圧縮応力の最小値は圧縮最大応力の20%とする。引張応力は無視する。

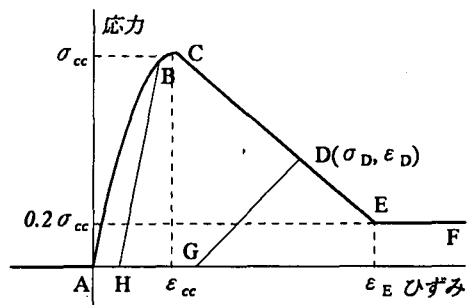


図 A5.1.8 充填コンクリートの応力-ひずみ関係の定義

また、繰返しに関しては、最大強度発生以前に除荷された場合は初期弾性係数で、またそれ以降で除荷された場合は $2\sigma_D/\epsilon_D$ の傾き (σ_D, ϵ_D) はD点での応力およびひずみにより応力度は減少し、その後は横軸上を移動する。再載荷では除荷された経路を逆にたどるものとする。

以上のように、断面の諸元が与えられると、この後はFEM解析などに依存することなくその挙動は応力-ひずみ関係として得ることができる。ここではこれを等価な応力-ひずみ関係と呼ぶことにする。

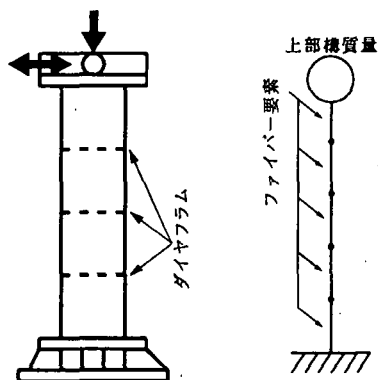
3. 地震応答解析

3.1 実験の概要と解析手法

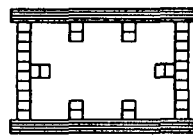
以上により定義された等価な応力-ひずみ関係をTDAPⅢのユーザーサブルーチンに組み込み、ファイバーはり要素を用いた地震応答解析を行った。

なお、これらの等価な応力-ひずみ関係は純圧縮による解析で得られたものであることから、曲げ部材を解析する本題ではこれらをフランジ材のみに適用する。厳密には前述の等価な応力-ひずみ関係の定義にあたってウェブ材のための等価な応力-ひずみ関係の定義も行うべきではあるが、そのプロセスの複雑さや、ウェブの曲げ挙動に対する影響はフランジと比較して十分に小さいこと等を考慮してウェブの座屈の影響は無視することとし、ウェブには材料そのものの応力-ひずみ関係を導入した。

解析対象としたのは、名古屋大学で行われた単柱式橋脚モデルのハイブリッド地震応答実験[才塚ら,1996]である。供試体は図A5.1.9(a)のような片持ち式で、解析モデルでは図A5.1.9(b)のように、長さ方向に4~8分割し、さらに各部材を



(a) 実験供試体の概要 (b) 解析モデル



(c) 解析における断面分割の方法 (ファイバー要素)

図 A5.1.9 実験供試体と解析モデル

表 A5.1.3 実験供試体と材料の諸元

	モデル名	S2-35-35-H[10]				SC-40-3	SC-45-6	SC-45-6	SC-45-6
		No.1	No.2	No.3	No.4	5-20	0-20	0-30[1]	0-30[2]
供試体寸法	供試体高さ (mm)	1388				1125	1434	1470	
	断面寸法 (mm)	346×211				275×175	207×130	208.5×138.5	
	板厚 (mm)	6.1				5	5	4.5	
	相似率	8							
各構造パラメータ	補剛板幅厚比 R_F	0.353				0.368	0.400	0.450	0.440
	補剛材細長比 $\bar{\lambda}$	0.391				0.232	0.248	0.250	0.248
	補剛材剛比 γ/γ	0.79				3.00	2.30	1.69	
	細長比パラメータ $\bar{\lambda}$	0.372				0.372	0.619	0.620	
	コンクリート充填率	-				0.2		0.3	
	降伏変位 δ_y (cm)	7.08	7.41	7.65	7.91	0.68	1.40	1.54	
	降伏荷重 H_y (tf)	104	103	101	103	9.27	3.91	4.02	
鋼材	ヤング係数 (GPa)	218				209	208	207	
	ポアソン比	0.281				0.263	0.266	0.260	
	圧縮強度 (MPa)	454				303	295	318	
コンクリート	ヤング係数 (GPa)	-				21.8	21.2	22.1	
	ポアソン比	-				0.168	0.160	0.159	
	圧縮強度 (MPa)	-				18.2	17.3	18.4	
地震波		JMA	JRT	JMA ×1.5	JRT ×1.5	JMA JRT HKB	JMA JRT HKB	G.T.I	G.T.III

×1.5 は地震波を 1.5 倍したことを示す

表 A5.1.4 ハイブリッド実験に用いた地震波

地震波		地盤種別	本文内での略称
兵庫県南部地震地震記録 (実測値)	神戸海洋気象台 N-S 成分	I	JMA
	JR 鷹取駅構内 N-S 成分	II	JRT
	東神戸大橋 N168E 成分	III	HKB
地震時保有水平耐力照査用レベル II 地震波		I	G.T.I
		III	G.T.III

A5.1.9(c)のようにファイバー要素に分割した。供試体の諸元を表 A5.1.3 に、また諸解析条件を表 A5.1.4, A5.1.5, A5.1.6に示す。

3.2 解析結果と実験結果との比較

図 A5.1.10は中空断面柱の解析結果とハイブリッド実験結果を比較の例である。これらによると、JMAを入力したNo.1では概ね良好な解析結果が得られているのに対し、JRTを入力したNo.2では解析結果は実験結果と比較してさらに大きな応答を示している。

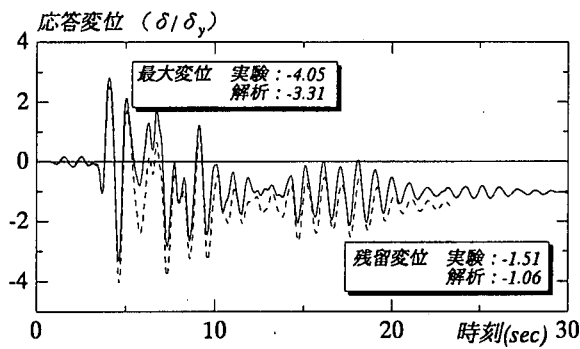
この傾向はNo.3, 4についても同様であった。これは本論文の復元力モデルの強度や剛性の評価がわずかながら過小であったためと思われるが、非常に微妙な現象であることからさらに検討の余地があると思われる。

表 A5.1.5 要素および断面分割数

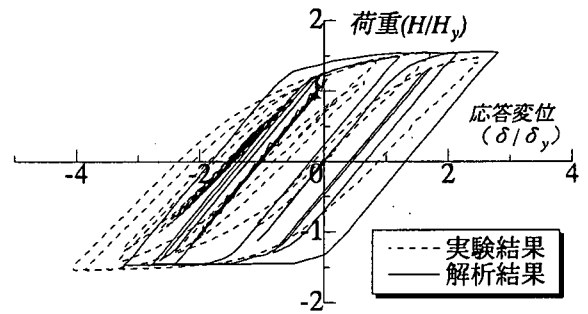
長さ方向	部材長が長さが断面幅と等しくなるように 4~8 分割
断面	20 分割 (15 層)

表 A5.1.6 動的解析における諸条件

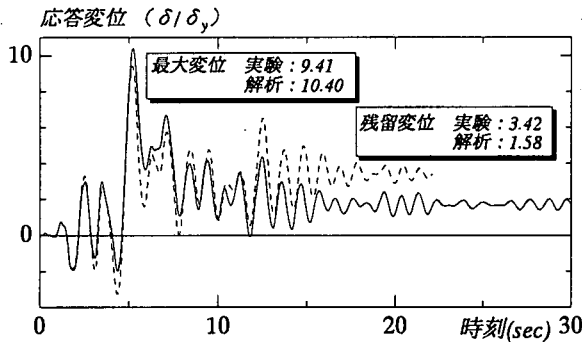
要素タイプ	2次元ファイバー要素
積分方法	Newmark の β 法 ($\beta=0.25$)
入力地震波間隔	0.01sec
積分間隔	0.001sec
初期軸力	上載荷重分を考慮
長さ方向分割数	5 節点 4 要素
アスペクト比	1
フランジ	4 層
ウェブ	10 層
減衰	質量比例型 5%



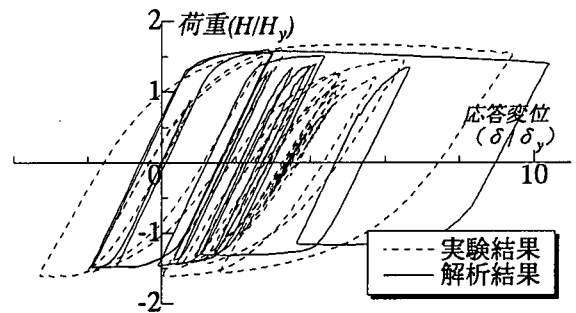
(a) 応答変位 (供試体 No.1)



(b) 荷重-変位曲線 (供試体 No.1)



(c) 応答変位 (供試体 No.2)



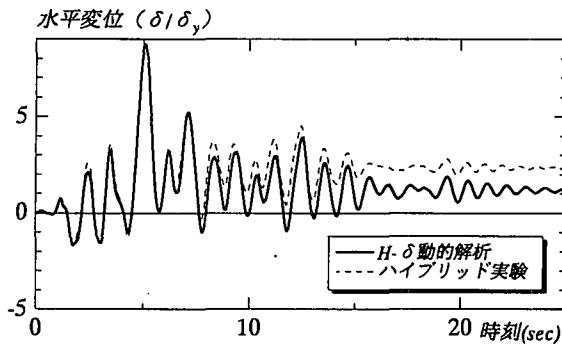
(d) 荷重-変位曲線 (供試体 No.2)

図 A5.1.10 実験結果と解析結果の比較 (中空断面柱)

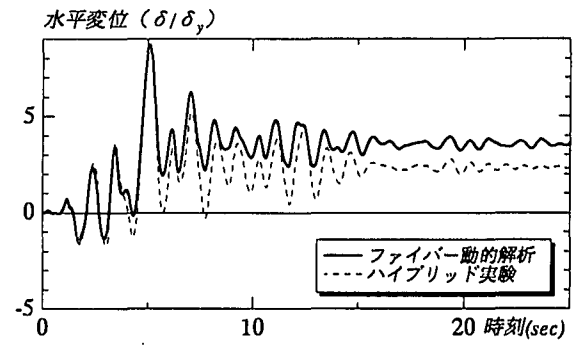
図 A5.1.11, 5.1.12は充填鋼管柱の解析結果とハイブリッド実験結果 [宇佐美ら,1995] の比較の例である。ここでは, 提案法による解析を「ファイバー動的解析」と称しており, 比較のため名古屋大学による2パラメータモデルによる解析 [鈴木ら,1996] [小林ら,1997] を「H- δ 動的解析」と称し比較している。これらの結果によると, いずれのモデルでも2種類の解析法によりハイブリッド実験の結果と同様な解析結果が得られることがわかる。

表 A5.1.7はこれらの解析結果のうち最大応答変位と残留変位を実験結果と比較したものである。また, これらを幅厚比パラメータ R_F および細長比パラメータ λ で整理すると図 A5.1.13のようになる。これらの結果より以下の知見が得られる。

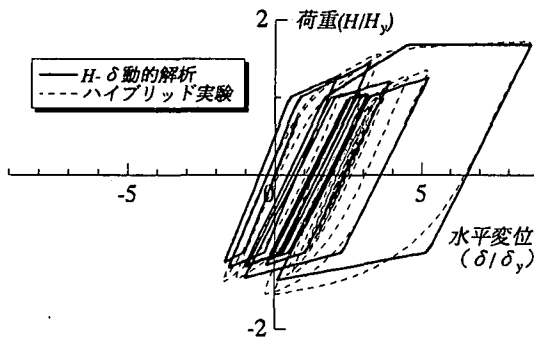
- 最大応答変位はファイバー動的解析, H- δ 動的解析のいずれの手法においても実験結果と比較して90%~120%程度であり, おおむねよく評価できている。
- 残留変位については, ファイバー動的解析はH- δ 動的解析よりも実験結果をよく評価できている傾向がある。しかしながら, 本法によっても実験結果と比較して70%~150%とばらつきが大きく, 一般論として残留変位の評価には今後解決すべき問題が残されている。
- ファイバー動的解析, およびH- δ 動的解析のいずれの場合も, 最大応答変位, 残留変位の双方について幅厚比パラメータや細長比パラメータとの関係は認められない。
- 図 A5.1.11は最大変位が大きく塑性化の著しい例であるが, 他のケースにおいて



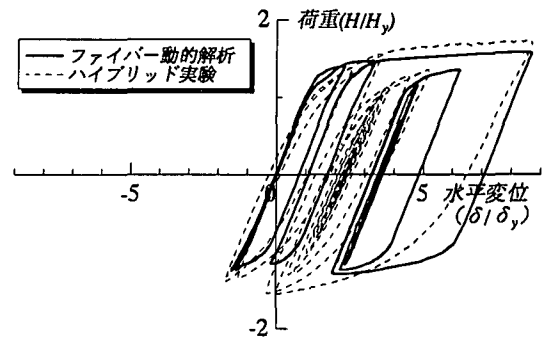
(a) 時刻歴応答変位の比較 (H- δ 動的解析)



(b) 時刻歴応答変位の比較 (ファイバー動的解析)

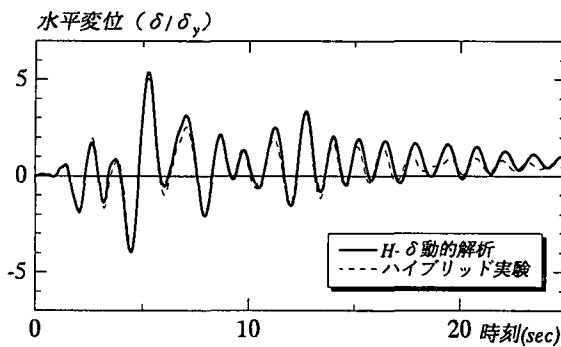


(c) 荷重-変位履歴曲線 (H- δ 動的解析)

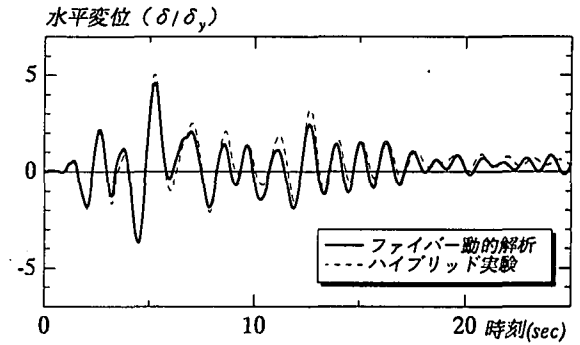


(d) 荷重-変位履歴曲線 (ファイバー動的解析)

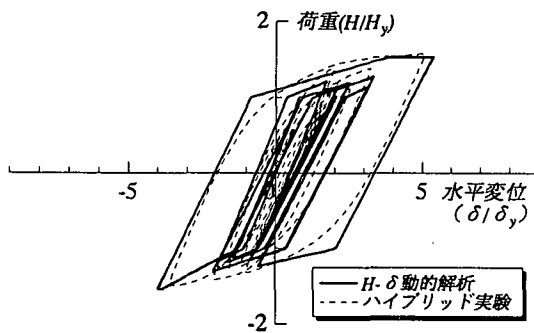
図 A5.1.11 解析結果の比較 (充填断面柱 モデル SC-40-35-20 地震波: JRT)



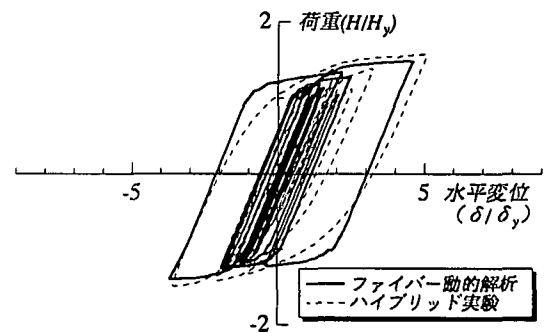
(a) 時刻歴応答変位の比較 (H- δ 動的解析)



(b) 時刻歴応答変位の比較 (ファイバー動的解析)



(c) 荷重-変位履歴曲線 (H- δ 動的解析)



(d) 荷重-変位履歴曲線 (ファイバー動的解析)

図 A5.1.12 解析結果の比較 (充填断面柱 モデル SC-45-60-20 地震波: JRT)

表 A5.1.7 最大応答変位と残留変位の比較

断面種類	モデル		地震波	最大応答変位				残留変位					
				実験結果	H- δ 動的解析		ファイバー動的解析		実験結果	H- δ 動的解析		ファイバー動的解析	
					解析値	解析値/実験	解析値	解析値/実験		解析値	解析値/実験	解析値	解析値/実験
中空	S2-35-35-H[10]	No.1	JMA	-4.05	-	-	-3.31	0.82	-1.51	-	-	-1.06	0.70
		No.2	JRT	9.41	-	-	10.40	1.11	3.42	-	-	1.58	0.46
		No.3	JMA \times 1.5	-4.45	-	-	4.26	0.95	1.20	-	-	1.05	0.88
		No.4	JRT \times 1.5	-9.29	-	-	11.46	1.23	4.31	-	-	1.38	0.34
充填	SC-40-35-20	JMA	3.69	3.38	0.92	3.23	0.88	0.39	0.46	1.17	0.37	0.95	
		JRT	8.87	8.74	0.96	8.70	0.98	2.34	1.26	0.54	3.53	1.51	
		HKB	2.66	2.36	0.89	2.68	1.01	0.73	1.13	1.54	1.03	1.41	
	SC-45-60-20	JMA	2.38	2.44	1.03	2.65	1.11	0.33	0.44	1.35	0.43	1.30	
		JRT	5.10	5.37	1.05	4.61	0.90	0.41	0.93	2.25	0.41	1.00	
		HKB	2.59	2.40	0.93	2.75	1.06	0.76	0.95	1.25	0.88	1.16	
	SC-45-60-30[1]	G.T.I	3.08	3.21	1.04	2.90	0.94	1.35	1.85	1.37	0.95	0.70	
	SC-45-60-30[2]	G.T.III	2.40	2.89	1.20	2.18	0.91	0.17	0.46	2.69	0.18	1.05	

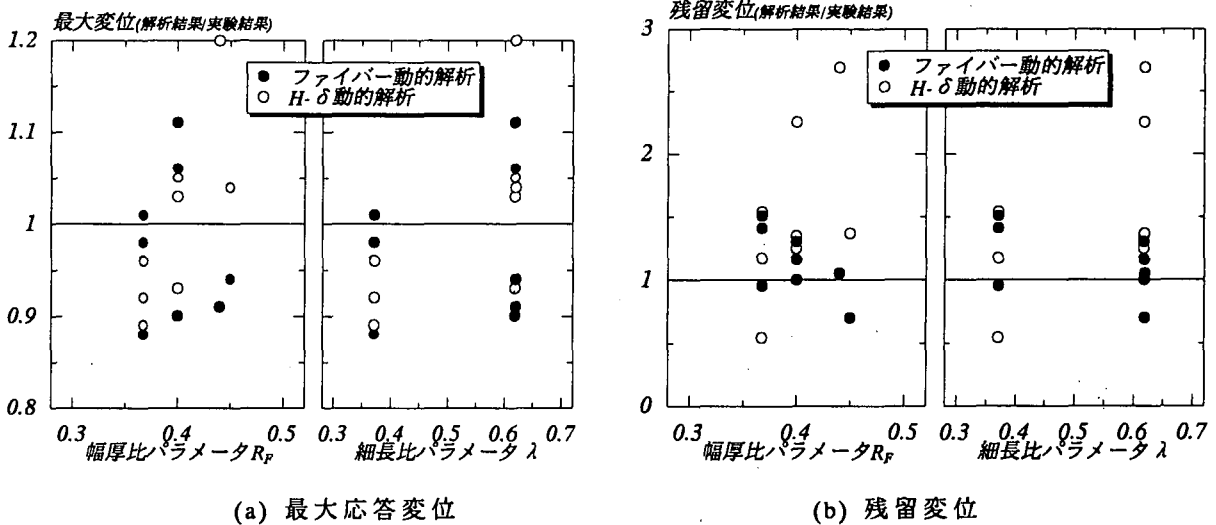


図 A5.1.13 最大応答変位と残留変位の各構造パラメータとの関係（充填断面柱）

は図形状としては概ね一致した結果が示されている。

○今回対象とした実験は8ケースであり、また橋脚の幅厚比パラメータはいずれも0.4程度であったことから、負勾配の劣化域を持たない場合である。本法では負勾配の劣化域を有する場合についても解析可能であるが、ハイブリッド実験の結果がなく、比較・検討ができない。これらについては今後の課題である。

以上のことから本論文において提案した等価な応力-ひずみ関係をファイバー要素を用いた動的解析に適用することで良好な解析結果が得られることがわかった。ファイバー動的解析ではH- δ 動的解析と比較して解析労力は若干大きくなるものの、複雑な骨組構造に対して局部座屈による劣化を考慮した動的解析が可能であることから、動的解析法のツールとして非常に有用であると考えられる。

Appendix 5.2 コンクリート部分充填鋼製橋脚の静的繰返し解析および動的解析

1. はじめに

コンクリート充填鋼製橋脚対して、ファイバーモデルで用いられる材料構成則の研究については、十分とは言い難いのが現状である。そこで、ひとつの例として本報告書の設計事例で用いられている比較的簡易な材料構成則（**図 A.5.2.1** 参照）に対し解析精度の検証を試みてみた。この検証は、解析結果と実験結果を比較することにより行われた。解析対象は、名古屋高速道路公社が実施したコンクリート部分充填単柱式鋼製橋脚の実験供試体 N-3 [土木研究所等, 1998] およびコンクリート部分充填単柱式鋼製橋脚八角形断面供試体 [前野ら, 1998] である。この対象橋脚について、繰返し載荷解析および非線形動的解析を行った。

2. 解析条件

(1) N-3 供試体（供試体の寸法等は、**第 5 章の表 5.6.1** 参照）

① 解析の種類

繰返し強制変位を作用させた弾塑性有限変位解析（〈Q. static〉〈N2〉解析）

② 材料構成則

(i) 鋼材

- ・ 応力-ひずみ関係

ひずみ硬化を考慮したバイリニアモデルとする。2次勾配は、 $E/100$ とする（**図 A.5.2.1(a)**参照）。

- ・ 硬化則

移動硬化則とする。

(ii) 充填コンクリート

新技術報告書 [鋼構造新技術委員会, 1996] に規定されている地震時保有水平耐力法の充填コンクリートの材料構成則を用いる。ただし、除荷および再載荷については、規定されていないため**図 A.5.2.1 (b)**に示すように初期剛性で行うものとする。

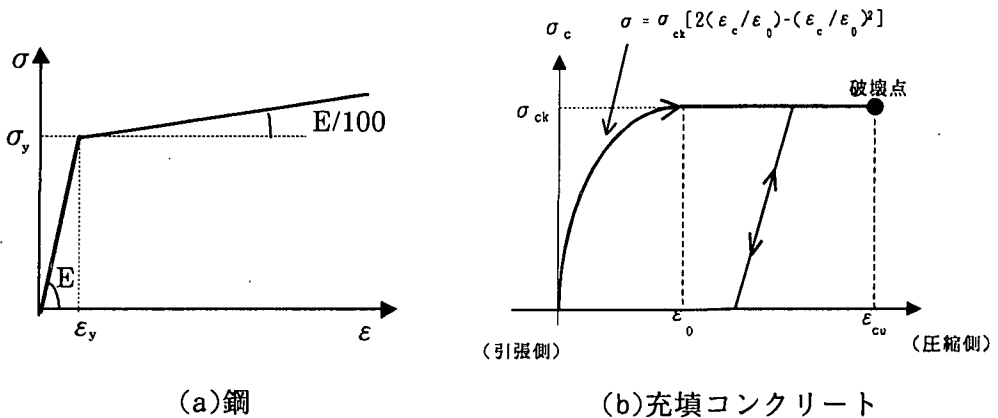


図 A.5.2.1 材料構成則

③ 要素分割

脚の断面は、新技術報告書で提案されている等価断面に換算したのち、下図のようにファイバー要素分割を行う。脚の部材軸方向の要素分割数については、60分割とした。なお、これらの分割には、分割数による影響がほとんどない程度になっている。

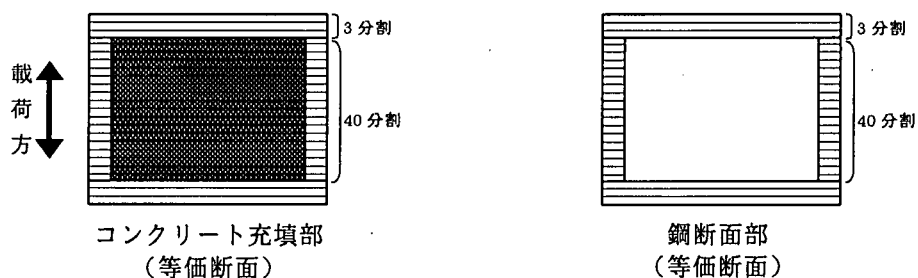


図 A.5.2.2 断面のファイバー要素分割

(2)八角形断面橋脚

①解析の種類

非線形時刻歴応答解析

②材料構成則

図 A.5.2.1 と同様な構成則を用いる。

③ 要素分割

下図に示すように等価断面に変換せず、リブも含めてファイバー要素分割を行う。脚の部材軸方向の要素分割数については、60分割とした。

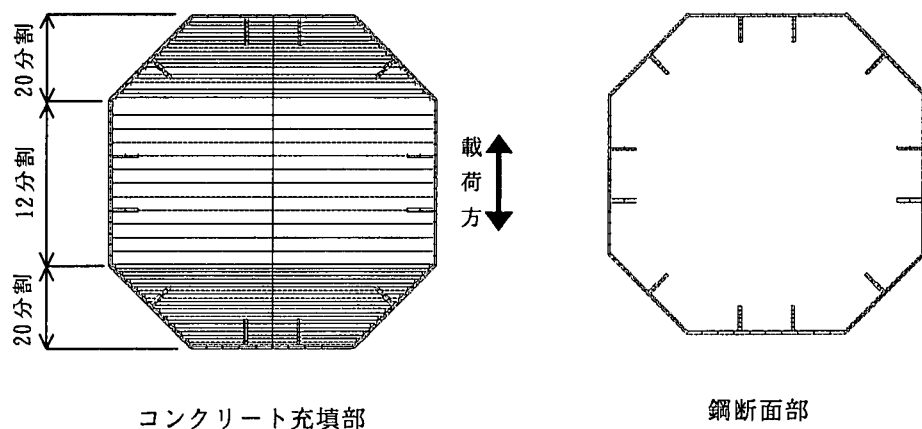


図 A.5.2.3 断面のファイバー要素分割

④その他の解析条件

入力地震波および減衰定数については、ハイブリッド地震応答実験と合わせる。

3. 解析結果および考察

(1)N-3 供試体

繰返し荷重実験との比較結果を図 A.5.2.4 に示す。最大荷重までは、実験とよく一致しているのがわかる。特に、最大水平荷重についてはよい精度で実験と解析が一致し

ている。実験の最大荷重 H_{max} は水平荷重が最大となる点、解析の H_{max} は橋脚基部の有効破壊長領域における、コンクリートの平均ひずみが限界ひずみ (1.1%) に達したときの点とした。履歴ループの形については、弾性域の縮小が考慮されない鋼材の材料構成則 (バイリニアモデル) を使用しているため、角張った紡錘形になっている。特に、対象橋脚が単柱形式であるため、この傾向は強い (構成則の形がそのまま荷重-変位曲線にでやすい)。

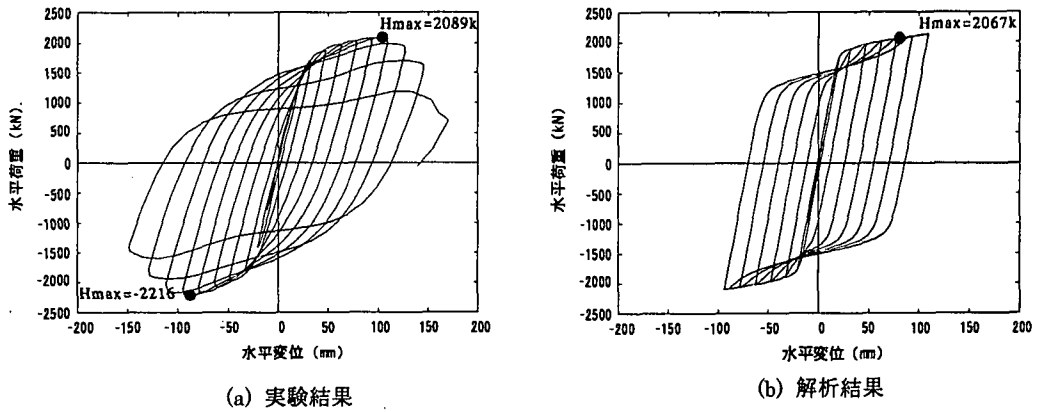


図 A.5.2.4 荷重-変位曲線(N-3)

(2)八角形断面橋脚

ハイブリッド地震応答実験結果との比較結果を図 A.5.2.4 に示す。

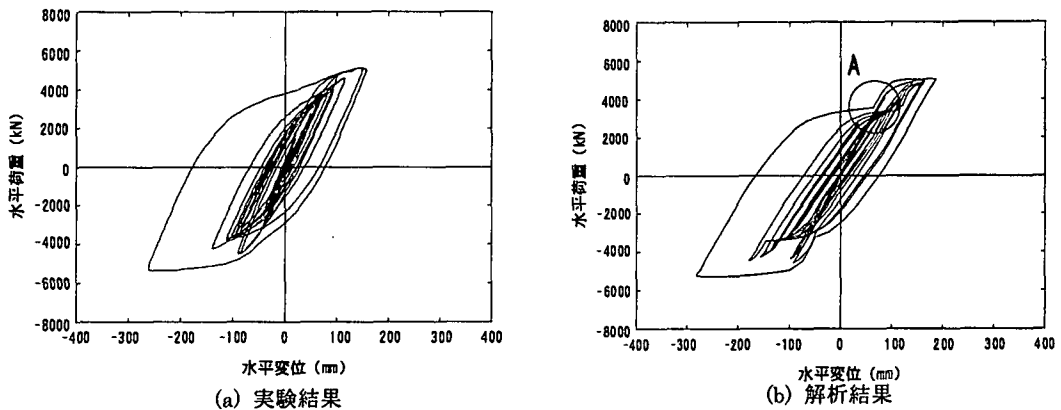


図 A.5.2.5 荷重-変位曲線(八角形断面橋脚)

この図から、解析結果と実験結果が概ね一致しているのがわかる。ただし、解析結果の図で、最も外側の履歴ループにおいて、途中でくぼみ (図中の A 点) が実験と比較して極端になっている。これについては、以下のような原因が考えられる。

- (i) 鋼の構成則がバイリニアモデルであるため、角張ったループとなり、くぼみが目立つ。
- (ii) 図 A.5.2.5(b) の図中の A の部分は、コンクリートの構成則において図 A.5.2.4(b) の図内 A のように再負荷される (コンクリートが急に強度を持つようになる) ときである。この載荷勾配がコンクリートの応力-ひずみ関係の初期勾配としているため実際の載荷勾配より高くなっているためである。
- (iii) RC 橋脚ほどではないが、多少の鋼とコンクリートの付着力はあると考えられ

る。この付着力により再載荷したときの水平荷重（鋼の強度により決まる荷重でこの例では約 3700kN）が増加し、このくぼみがさらに目立たなくなると考えられる。

このような現象を回避するためには、除荷、再負荷時のコンクリートの構成則を $\sigma = 0$ の軸に滑らかに漸近させるモデルを使う必要がある。上記(i)の原因を確認するために、一例として高度な構成則のひとつである BMC モデル [西村ら, 1995] を用いて解析を行った。なお、充填コンクリートの構成則はそのままである。その解析結果を下図に示す。この図からくぼみは多少小さくなっているのがわかる。

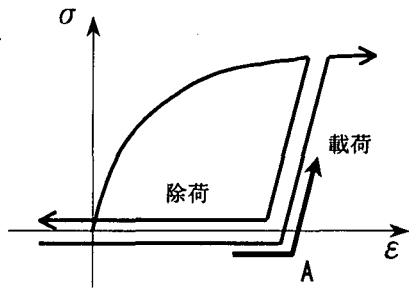


図 A.5.2.6 A 領域での充填コンクリートの応力-ひずみ関係

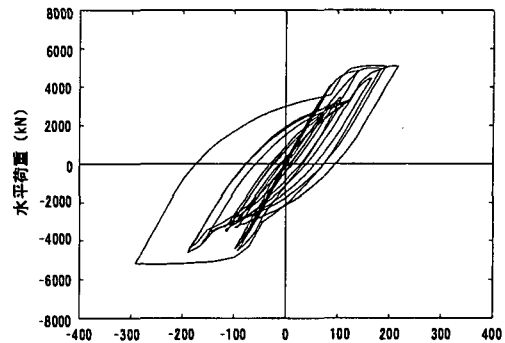


図 A.5.2.7 BMC モデルによる荷重-変位曲線 (八角形断面橋脚)

4. まとめおよび今後の課題

解析精度を検証するために、解析と実験結果を比較検討した。その結果をまとめると以下のようなになる。

①静的繰返し解析においては、最大荷重までは解析と実験結果が概ね一致した。特に、最大荷重においてはよい精度で一致した。

②非線形動的解析においても、解析と実験結果は概ね一致させることができた。しかし、解析結果の履歴ループの形において、極端にくぼみが大きくなり、実験と異なる現象となった。これは、コンクリートの構成則などの問題が考えられ、今後の研究課題である。

参考文献

- [Penzien et al., 1964] Penzien, J., Scheffey, C. F. and Parmelee, R. A. : Seismic analysis of bridges on long piles, ASCE, Vol.90, No.EM3, pp.223-254, 1964.6.
- [西野ら, 1975] 西野文雄, 倉方慶夫, 後藤芳顯 : 一軸曲げと軸力を受ける棒の有限変位理論, 土木学会論文集, No.237, pp.11-26, 1975.
- [Gurson, 1977] Gurson, A. L.: Continuum theory of ductile rupture by void nucleation and growth: Part I- Yield Criteria and flow rules for porous ductile media, ASME, J. Engrg. Mater. Tech. Vol.99, pp.2-15, 1977.
- [阪神高速道路公団, 1981] 阪神高速道路公団:鋼製橋脚の実績調査報告, 1981.
- [柴田, 1981] 柴田明德:最新耐震構造解析, 最新建築学シリーズ 9, 森北出版, 東京, 1981.6.
- [Goto et al., 1987] Goto, Y. and Chen, W.F.: Second order elastic analysis for frame design, J. Struct. Engineering, ASCE, Vol. 113, pp.1501-1519, 1987.
- [皆川, 1988] 皆川勝:構造用鋼材の弾塑性履歴挙動のモデル化とそれの構造部材への応用, 武蔵工業大学学位論文, 1988.
- [阪神高速道路公団, 1990] 阪神高速道路公団:設計基準第 2 部, 鋼構造設計基準(橋梁編), 1990.
- [後藤ら, 1991] 後藤芳顯, 吉光友雄, 小畑誠, 西野文雄:平面骨組の有限ひずみ・有限変位理論の解に収束する 2 種類の数値解法と精度特性, 土木学会論文集, No. 428, I-15, pp.67-76, 1991.
- [日本道路協会, 1991] 日本道路協会:道路橋支承便覧, 丸善, 東京, 1991.7.
- [土木研究センター, 1992] 土木研究センター:道路橋の免震設計法マニュアル(案), 建設省, 1992.12.
- [川島ら, 1992] 川島一彦, 大志万和也, 長谷川金二, 運上茂樹, 桶田憲一, 前原康夫:道路橋の耐震設計計算例, 山海堂, 東京, 1992.2.
- [奈良ら, 1992] 奈良 敬:縦補剛材で補剛された連続圧縮板の極限強度の評価法, 構造工学論文集, Vol.38A, pp.223-230, 1992.3.
- [Shen et al., 1993] Shen, C., Mizuno, E. and Usami, T.: Development of cyclic two-surface model for structural steels with yield plateau, NUCE Report, No.9302, 1993.
- [首都高速道路公団, 1992a] 首都高速道路公団:鋼構造物設計基準, 1992.
- [首都高速道路公団, 1992b] 首都高速道路公団:下部構造設計基準, 1992.
- [川島ら, 1993] 川島一彦, 長島寛之, 岩崎秀明:エネルギー比例減衰法による免震橋のモード減衰定数の推定精度, 土木技術資料, 35-5, pp.62-67, 1993.
- [前野ら, 1993] 前野裕文, 後藤芳顯, 小畑誠, 小林洋一, 松浦聖:付着型アンカーボルトを用いた鋼製橋脚定着部の耐荷力実験, 構造工学論文集, Vol.39A, pp.1321-1334, 1993.
- [土木学会, 1994] 土木学会:鋼構造物の終局挙動と設計, 付録編 第 3 編 2 有限変位解析と設計, pp. 15-58, 土木学会, 1994.
- [後藤ら, 1994] 後藤芳顯, 宮下敏:平面骨組の弾塑性分岐挙動の解析法と初期曲げを受ける剛結門型骨組の座屈特性, 構造工学論文集, Vol.40A, pp.283-294, 1994.3.
- [Goto et al., 1995] Goto, Y. and Miyashita, S.: Validity of classification systems of semi-rigid

connections, Engineering Structures, Vol. 17, 1995.

- [後藤ら, 1995] 後藤芳顯, 日比幸一, 上條崇, 藤原英之, 小畑誠: アンカーフレーム杭方式による鋼脚柱定着部の繰り返し載荷実験, 構造工学論文集, Vol.41A, pp.1137-1143, 1995.
- [日本道路協会, 1995] 日本道路協会: 「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様の」準用に関する参考資料(案), 1995.
- [西村ら, 1995] 西村宣男, 小野潔, 池内智行: 単調載荷曲線をもとにした繰り返し塑性履歴を受ける鋼材の構成式, 土木学会論文集, No.513/I-31, pp.27-38, 1995.
- [Shen et al., 1995] Shen, C., Mamaghani, I. H. P., Mizuno, E. and Usami, T.: Cyclic behavior of structural steels. II: theory, J. of Eng. Mech., ASCE, Vol.121, No.11, pp.1165-1172, 1995.
- [宇佐美ら, 1995] 宇佐美 勉, 鈴木 俊光, 伊藤 義人: 実橋脚をモデル化した基部を有するコンクリート充填柱のハイブリッド地震応答実験, 土木学会論文集 No.525/I-33, pp.55-67, 1995.10.
- [鋼構造新技術小委員会, 1996] 土木学会鋼構造新技術小委員会・耐震設計WG, 鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術, 1996.7.
- [永田ら, 1996] 永田和寿, 渡邊英一, 杉浦邦征: 基礎-構造物系の非線形動的相互作用に関する研究, 構造工学論文集, Vol.42A, pp.593-602, 1996.3.
- [中川ら, 1996] 中川知和, 安波博道, 小林洋一, 橋本修身, 水谷慎吾, 森脇清明: 弾塑性有限変形解析による箱形鋼製橋脚の耐荷力と変形能の評価, 阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文, pp.599-604, 1996.
- [中井ら, 1996] 中井 博, 北田 俊行, 村山 泰男, 室塚 直人: 曲げとねじりを受ける箱桁の終局強度に関する解析的研究, 構造工学論文集 Vol.42A, pp.71-82, 1996.3.
- [中島ら, 1996] 中島章典, 大嶽敦郎, 安波博道: 上部構造の支承条件を考慮した高架橋の大地震時挙動に関する研究, 鋼構造年次論文報告集, 第4巻, pp.9-16, 1996.11.
- [中村, 1996] 中村秀治: 鋼製円筒橋脚の動的弾塑性座屈解析, 土木学会論文集, No.549/I-37, pp.205-219, 1996.10.
- [日本道路協会, 1996a] 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, V 耐震設計編, 丸善, 1996.12.
- [日本道路協会, 1996b] 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 III コンクリート橋編, 丸善, 1996.12.
- [日本道路協会, 1996c] 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 I 共通編 II 鋼橋編, 丸善, 1996.
- [西川ら, 1996] 西川和廣, 山本悟司, 名取暢, 寺尾圭史, 安波博道, 寺田昌弘: 既設鋼製橋脚の耐震性能改善方法に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.42A, pp.975-986, 1996.3.
- [才塚ら, 1996] 才塚 邦宏, 伊藤 義人, 木曾 英滋, 宇佐美 勉: 相似則を考慮したハイブリッド地震応答実験手法に関する考察, 土木学会論文集, No.549/I-37, pp.191-204, 1996.10.
- [桜井, 1996] 桜井孝昌: 構造工学震災調査特別小委員会WG 2資料(WG2-27), 土木学会構造工学委員会, 1996.

- [笹田ら, 1996] 笹田修司, 平尾潔, 沢田勉, 成行義文, 三上卓: 基礎との相互作用が強震時 RC 橋脚の所要降伏強度比に及ぼす影響, 構造工学論文集, Vol.42A, pp.615-626, 1996.3.
- [鈴木ら, 1996] 鈴木森晶, 宇佐美勉, 寺田昌弘, 伊藤努, 才塚邦宏: 鋼製箱形断面橋脚の復元力モデルと弾塑性地震応答解析, 土木学会論文集, No.549/I-37, pp.191-204, 1996.10.
- [首都高速道路公団, 1996] 首都高速道路公団: 首都高速道路の橋梁に関する調査研究(平成7年度), 1996.
- [高久ら, 1996] 高久達将, 安藤紘三, 川井豊, 山本学, 松田宏: 地震時の鋼製橋脚の弾塑性解析とベンチマークテスト, 橋梁と基礎, 8月号, pp.138-141, 1996.
- [唐ら, 1996] 唐嘉琳, 日野伸一, 黒田一郎, 大田俊昭: コンクリート充填円形鋼管柱を対象とした鋼管とコンクリートの応力-ひずみ関係のモデル化, 鋼構造論文集, Vol.3, No.11, pp.35-46, 1996.9.
- [山口, 1996] 山口宏樹: 構造振動・制御, 共立出版, 東京, 1996.5.
- [安波ら, 1996] 安波博道, 寺田昌弘, 名取暢, 寺尾圭史, 西川和廣: 弾塑性 FEM による鋼管柱載荷実験のシミュレーション解析, 鋼構造論文集, Vol. 3, No.9, pp.1-10, 1996.
- [ABAQUS, 1997] ABAQUS, Standard User's Manual: Ver.5.7, HKS, 1997.
- [葛ら, 1997a] 葛漢彬, 高聖彬, 宇佐美勉, 松村寿男: 鋼製パイプ断面橋脚の繰り返し弾塑性挙動に関する数値解析的研究, 土木学会論文集, No.577/I-41, pp.181-190, 1997.
- [葛ら, 1997b] 葛漢彬, 高聖彬, 宇佐美勉: 鋼製箱形断面橋脚の繰り返し弾塑性解析と耐震性評価, 鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集, pp.85-92, 1997.
- [後藤ら, 1997] 後藤芳顯, 宮下敏, 藤原英之, 上條崇: 繰り返し荷重を受ける鋼製橋脚アンカー部の挙動とモデル化, 土木学会論文集, No.563/I-39, pp.105-123, 1997.
- [葛西ら, 1997] 葛西昭, 葛漢彬, 宇佐美勉: コンクリート部分充填鋼製橋脚の耐震性能, 橋梁と基礎, Vol.31, No.9, pp.23-29, 1997.
- [伊津野ら, 1997] 伊津野和行, 児島孝之, 鈴木亮介, 和田教志, 濱田譲, 吉野伸: ゴム材の圧縮変形を利用した地震時反力分散装置の開発, 土木学会論文集, No.563/I-39, pp.71-78, 1997.4.
- [建設省土木研究所, 1997a] 建設省土木研究所, 首都高速道路公団, 阪神高速道路公団, 名古屋高速道路公社, 鋼材倶楽部, 日本橋梁建設協会: 道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同報告書 (I), 1997.
- [建設省土木研究所, 1997b] 建設省土木研究所, 首都高速道路公団, 阪神高速道路公団, 名古屋高速道路公社, 鋼材倶楽部, 日本橋梁建設協会: 道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同報告書 (VII), 1997.
- [子林ら, 1997] 子林 稔, 宇佐美 勉, 鈴木 森晶: コンクリート部分充填鋼製橋脚の復元力モデルと弾塑性地震応答解析, 構造工学論文集 Vol.43A, pp.859-868, 1997.3.
- [小松ら, 1977] 小松 定夫, 牛尾 敏孝, 北田 俊行: 補剛板の溶接残留応力及び初期たわみに関する実験的研究, 土木学会論文報告集, 第265号 pp.25-35, 1977.9.
- [構造工学震災調査特別小委員会, 1997] 構造工学震災調査特別小委員会: 鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集, 土木学会 (構造工学委員会), 1997.

- [黒田ら, 1997] 井原啓介, 黒田充紀, 阿部秀彦: 矩形断面鋼製橋脚の大変形時における各部破壊の予測の試み, 足利工業大学研究集録第 25 号, pp1-8, 1997.9.
- [中島ら, 1997] 中島章典, 庄司泰啓, 安波博道, 小野寺理: 簡易モデルを用いた多径間高架橋システムの大地震時応答解析, 鋼構造年次論文報告集, 第 5 巻, pp.313-320, 1997.11.
- [中村ら, 1997] 中村聖三, 安波博道, 小林洋一, 中川知和, 水谷慎吾: 少補剛コンパクト断面鋼製橋脚の耐震性能に関する実験的研究, 鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集, pp.331-338, 1997.5.
- [大田ら, 1997] 大田孝二, 中村聖三, 小林洋一, 中川知和, 水谷慎吾, 野中哲也: 鋼製橋脚の耐震設計に対する構造解析ソフトウェアの適用性, 橋梁と基礎, 12 月号, pp.33-39, 1997.
- [崎元ら, 1997] 崎元達郎, 渡辺 浩, 富田 聡, 中島黄太: 繰り返し水平力を受ける鋼柱の終局挙動の簡易解析法, 鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集, pp.111-116, 1997.
- [王ら, 1997] 王 慶雲, 後藤 芳顯, 高橋 宣男, 小畑 誠: 繰り返し荷重下の鋼製橋脚の有限要素法による解析について, 第2回阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集, pp.369-376, 1997.1.
- [渡辺ら, 1997] 渡辺 浩, 崎元 達郎, 千場 幸輝, 大西 俊一: コンクリート充填鋼管構造の終局挙動の簡易解析法, 構造工学論文集, Vol.43A, pp217-224, 1997.3.
- [矢部ら, 1997] 矢部正明, 武村浩志, 川島一彦: 直橋および斜橋の桁間衝突とその影響, 構造工学論文集, Vol.43A, pp.781-791, 1997.3.
- [高ら, 1998] 高聖彬, 葛漢彬, 宇佐美勉: 逆 L 形鋼製橋脚の繰り返し弾塑性解析, 第 2 回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集, pp.165-172, 1998.11.
- [葛ら, 1998] 葛漢彬, 高聖彬, 宇佐美勉: 鋼構造物の繰り返し弾塑性解析用構成則の実験データによる検証, 構造工学論文集, Vol.44A, pp.201-210, 1998.3.
- [Goto et al., 1998] Goto, Y., Wang, Q. Y. and Obata, M.: FEM analysis for hysteretic behavior of thin-walled column, J. of Struct. Eng., ASCE, Vol. 124, No. 11, pp.1290-1301, 1998.
- [後藤ら, 1998a] 後藤芳顯, 王慶雲, 高橋宣男, 小畑誠: 繰り返し荷重下の鋼製橋脚の有限要素法による解析と材料構成則, 土木学会論文集, No.591/I-43, pp189-206, 1998.4.
- [後藤ら, 1998b] 後藤芳顯, 上條崇, 藤原英之, 小畑誠: 縁端距離の短い杭方式による鋼製橋脚アンカー部のくり返し載荷実験, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.44A, pp.1271-1280, 1998.
- [後藤ら, 1998c] 後藤芳顯, 宮下敏: アンカー部を考慮した一柱式鋼製橋脚の地震時終局挙動特性, 土木学会論文集, No.598/I-44, pp.413-426, 1998.
- [家村ら, 1998] 家村浩和, 宮本文穂, 高橋良和: 鋼製支承の破損が橋梁の地震時損傷モードに与える影響, 構造工学論文集, Vol.44A, pp.659-666, 1998.3.
- [金田一ら, 1998] 金田一智章, 宇佐美勉, Satish Kumar: Damage Index に基づく鋼製橋脚の復元力特性, 構造工学論文集, Vol.41A, pp.667-678, 1998.3.
- [Li et al., 1998] Li, Xiao-Song and Goto, Yoshiaki: A three-dimensional nonlinear seismic

- analysis of frames considering panel zone deformations, Journal of Structural Mechanics and Earthquake Engineering, JSCE, No.605/I-45, pp.1-13, 1998.
- [前野ら, 1998] 前野裕文, 宇佐美勉, 葛漢彬, 岡本隆, 水谷慎吾, 魚井啓次: コンクリート部分充填鋼製八角形断面橋脚の強度と変形能に関する実験的研究, 構造工学論文集 pp.189-199, 1998.3.
- [村越ら, 1998] 村越潤, 西川和廣, 劉銘崇, 中嶋浩之: 鋼製橋脚の正負交番繰返し載荷実験データに基づく $M-\Phi$ 関係に関する一検討, 第 53 回年次学術講演会論文集, I-B105, 1998.10.
- [日本橋梁建設協会, 1998] 日本橋梁建設協会: 鋼製橋脚の耐震設計マニュアル, 1998.11.
- [Priestley et al., 1998] M.J.N. Priestley, F. Seible, G.M. Calvi (川島一彦監訳): 橋梁の耐震設計と耐震補強, pp.79-135, 技報堂出版, 東京, 1998.4.
- [田嶋ら, 1998] 田嶋仁志, 半野久光, 船本浩二, 松田宏: 実験結果に基づく鋼製橋脚の $M-\Phi$ 関係に関する一検討, 第 2 回鋼構造物の非線形解析と耐震設計の応用に関するシンポジウム, pp.33-40, 1998.11.
- [寺山ら, 1998] 寺山徹, 運上茂樹: 鋼製橋脚に対する曲げモーメント-曲率関係, 第 53 回年次学術講演会論文集, I-B104, 1998.10.
- [宇佐美, 1998] 宇佐美勉: Pushover 解析による鋼製橋脚の地震時保有水平耐力照査, 第 1 回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.183-186, 1998.
- [宇佐美ら, 1998] 宇佐美勉, 葛漢彬, 岡本真悟, 鷺見高典: 大型鋼製橋脚模型の繰返し載荷実験による Pushover 解析の精度検証, 土木学会第 53 回年次学術講演会論文集, I-B111, pp.222-223, 1998.10.
- [渡辺ら, 1998] 渡辺浩, 崎元達郎, 高橋功: 繰返し水平力を受けるコンクリート充填鋼製橋脚の簡易解析法, 第 2 回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集, pp.241-248, 1998.11.
- [梶田ら, 1999] 梶田幸秀, 渡邊英一, 杉浦邦征, 丸山忠明, 永田和寿: 鋼製支承の破損を考慮した連続高架橋の地震時応答性状と落橋防止装置の有効性の検討, 構造工学論文集, Vol.45A, pp.903-914, 1999.3.
- [川島ら, 1999] 川島一彦, 庄司学: 衝突緩衝用落橋防止システムによる桁間衝突の影響の低減効果, 土木学会論文集, No.612/I-46, pp.129-142, 1999.1.
- [Liu et al., 1999] Liu, Q.Y., Kasai, A. and Usami, T.: Comparative study of four hysteretic models for pipe-section steel bridge piers, Struct. Mech./Earthquake Eng., JSCE, No.633/I-49, pp.11-24, 1999.10.
- [中島ら, 1999] 中島大輔, 宇佐美勉, 金田一智章: 免震支承を有する鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験, 第 25 回地震工学研究発表会講演論文集, pp.733-736, 1999.7.
- [中島ら, 1999] 中島章典, 金丸和稔, 土岐浩之: 橋脚-基礎地盤系の地震時における減衰性状について, 構造工学論文集, Vol.45A, pp.763-770, 1999.3.
- [小畑ら, 1999] 小畑誠, 水谷明嗣, 後藤芳顯: 鋼構造の延性破壊の有限要素法解析への導入に関する基礎的検討, 土木学会論文集, I-48, pp.185-196, 1999.
- [小澤ら, 1999] 小澤一誠, 石川貴士, 王慶雲, 後藤芳顯: 鋼製橋脚を対象とした圧縮補剛

- 板の単調載荷挙動における平均応力-平均ひずみ関係のモデル化, 構造工学論文集, Vol.45A, pp.125-136, 1999.3.
- [迫田ら, 1999] 迫田治行, 北田俊行, 尾立圭巳, 加賀山泰一: 鉄筋コンクリート方式で設計された鋼製橋脚定着部の終局限界状態と非弾性挙動の定式化, 鋼構造論文集, Vol.6, No.21, pp.83-96, 1999.
- [田嶋ら, 1999a] 田嶋仁志, 半野久光, 藤原英之, 後藤芳顯: 単調載荷条件下での矩形断面鋼製橋脚アンカー部の終局挙動とモデル化, 土木学会論文集, No.612/I-46, pp.297-312, 1999.
- [田嶋ら, 1999b] 田嶋仁志, 半野久光, 藤原英之, 後藤芳顯: 繰り返し荷重下の矩形断面鋼製橋脚アンカー部の終局挙動, 土木学会論文集, No.612/I-46, pp.313-324, 1999.
- [宇佐美ら, 1999] 宇佐美勉, 本間大介, 芳崎一也: 鉛直荷重が偏心して作用する鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験, 土木学会論文集, No.626/I-48, pp.197-206, 1999.7.
- [渡辺ら, 1999] 渡辺 浩, 崎元 達郎: 繰り返し荷重下におけるコンクリート充填鋼管柱の終局挙動の簡易解析法とその適用性に関する検討, 構造工学論文集 Vol.45A, pp.1461-1468, 1999.3.
- [藤野ら, 2000] 藤野陽三, 阿部雅人, 宇佐美哲, 柳野和也, 阿部哲子, 森重行雄, 鶴野禎史: 金属支承に関連した兵庫県南部地震における道路橋の被害分析と終局水平挙動に関する実験的検討, 第3回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集, pp.191-197, 2000.1.
- [葛西ら, 2000] 葛西昭, 河村康文, 宇佐美勉: 地盤との連成を考慮した鋼製橋脚の激震時挙動の解析, 第3回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集, pp.121-128, 2000.1.
- [前野ら, 2000] 前野裕文, 森下宣明, 野中哲也: 高架橋の耐震設計法の一考察, 第3回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集, pp.33-42, 2000.1.
- [崎元ら, 2000] 崎元 達郎, 渡辺 浩, 中島 黄太: 局部座屈を考慮した箱形断面部材の復元力モデル, 土木学会論文集, No.647,I-51,2000.4.
- [渡辺ら, 2000] 渡辺 浩, 崎元 達郎: コンクリートを充填した鋼製橋脚の地震応答解析法に関する研究, 土木学会論文集, No.647,I-51,2000.4.
- [渡辺ら, 2000] 渡辺浩, 崎元達郎: コンクリートを充填した鋼製橋脚の地震応答解析法に関する研究, 第3回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集, pp.113-120, 2000.1.