

3 動的解析モデルの精緻化に向けて

3.1 動的相互作用を考慮した基礎地盤モデル

2.3 節でも述べたように、構造物と比べて無限の広がりを持ち、かつ複雑な非線形性を示す地盤を、橋梁上部構造物と精度のバランスをとりながら解析することは容易ではない。この意味で不必要に基礎・地盤系を複雑にすることは、全体系の挙動を検討する上で望ましいことではない。2.3 節で提示した解析スキームのうち SR モデル[土木学会, 1992]は、橋脚フーチング下面に基礎ばねを集約する点で、道路橋示方書[日本道路協会, 1996]の方法と共通し、かつ基礎・地盤の動的挙動の効果を、簡便にかつ合理的に評価できるものとの判断に則って、その具体的な解析手順と課題への対応についていくつかの提案を含ませながら解説する。以下に解析の流れを再確認しておく。

- (1) 自由地盤の応答 $\{u'\}$ を求める。様々な手法が可能であるが、ここでは等価線形化手法が使える範囲内のひずみしか発生しないという前提で、水平に成層した地盤に鉛直方向にせん断波が伝播する場合の応答を計算する SHAKE を用いることにする。言うまでもなくこの $\{u'\}$ を求める段階では基礎構造物の存在を考慮する必要はない。ここに示す具体例では沖積地盤の基盤への入力地震動を振幅調整し、地盤内部のせん断ひずみが 1 % を越えないようにしている (3.1.1 項)。
- (2) 基礎の存在による地盤変位の変化分 $\{u''\}$ を求める。基礎の剛性が高い場合、 $\{u'\}$ には水平動しかないのに $\{u''\}$ に回転成分が生じることがある。例えばケーソンのように剛な基礎が軟弱な地盤内部にあり、ロッキングを誘発される場合を想定すればわかりやすい。ただしここで具体例としてとりあげる杭基礎では、基礎そのものが撓みやすくほぼ地盤に追随して変形するので $\{u''\} \cong \{0\}$ としてほとんど差し支えないことが示される (3.1.2 項)。
- (3) 上部構造物の慣性力で上部構造物が地盤を揺すりかえすこと (慣性力相互作用) による変位の変化分 $\{u'\}$ を算定するために群杭頭部 (フーチング頭部) の水平方向、および回転方向の剛性 S_{xx} , $S_{\theta\theta}$ の周波数依存性を TLEM というプログラムを用いて厳密に誘導し、これらをそれぞれの方向について M , C , K なるパラメータで近似する (3.1.3 項)。
- (4) 最後に橋梁全体系の運動方程式を記述し、これを解くことで、 $\{u'\}$ を上部構造物の変位 $\{u_{upper}\}$ と同時に求める (3.1.4 項)。

3.1.1 自由地盤の応答 $\{u'\}$ の応答解析

近年構造物が実際に建設される地盤の影響を考慮するため、設計段階でも地盤の地震応答解析を実施することが多くなった。特に、軟弱地盤などで地盤改良による効果を評価する場合、工学的基盤が深く堆積層が互層になっている場合など、震度法による耐震設計の適用が難しい場合に、深度方向または平面的に伝播する地盤の震動を解析するケースが増えている。

地盤の地震応答解析方法には、地盤の地震時挙動をどこまで再現するかで種々の解析手法が提案されている。従来は最も簡便な手法である「全応力法」が一般的に用いられていたが、地盤の液状化現象をシミュレーションするために、土中の間隙水圧の上昇・消散による影響を考慮した「有効応力法」による解析手法も多用されるようになった。

ここでは一般的に多用されている一次元の地盤応答解析プログラム SHAKE を $\{u'\}$ の解析に用いることにする。これは深さ方向に地震動を受けて変化した平均的な地盤の剛性を求めることができ、これに大きく支配される群杭基礎の剛性を評価する上でも使いやすくかつ合理的な情報を提供できるからである。まず SHAKE の特徴の概要を述べる。

(1) SHAKE の特徴

a) 概要

SHAKE では地盤を水平成層構造を有する弾性体と見なしており、地盤の震動を鉛直に伝播する実体波の波動問題として定式化している。また、等価線形化手法によって地盤のせん断剛性 G や減衰特性 h など、地層に生ずるせん断ひずみ γ への依存性を考慮することができる。

b) 重複反射理論

SHAKE では重複反射理論を用いて波動伝播を解析している。この方法は地盤を連続体として見なし、この地盤中を伝播する波動の層境界での反射、透過を求め、これらの波動成分を重ね合わせて各深度の波動を求める。この方法は解析的な方法であるため、地盤内の任意な深さの応答を求めることができ、その成分を上昇波、下降波に分けることができる。

c) 等価線形化手法

SHAKE では複素剛性モデルによる等価線形法で、地盤の非線形挙動を擬似的に表現している。複素剛性モデルとは、せん断ひずみのヒステリシス・ループにおける地盤のエネルギー逸算現象を、 G と h を用いて表現するものである。

土質のせん断ひずみ特性として、ひずみの振幅が小さい範囲では安定した紡錘型のヒステリシス・ループを描く。等価線形法ではこの特徴を利用して、ヒステリシス・ループが線形のせん断剛性 G と減衰定数 h で記述できるものとし、繰り返し計算で G や h の最適値を求める。地盤のせん断ひずみ $\gamma_{\max}$ が 1% を越えて大きくなると、この近似が困難になり、等価線形法の適用がその妥当性を失うこと

きくなると、この近似が困難になり、等価線形法の適用がその妥当性を失うことになる。

(2)SHAKE を用いた解析事例

a)解析に用いた地盤

本委員会で対象とした連続高架橋脚（P14～17）の鋼管杭基礎が長尺であることから、当該地盤がかなり軟弱で、支持層がかなり深いものと想定される。しかしながら、対象橋梁周辺の地盤条件を明確に特定できる資料がない。そこで、道路橋示方書・同解説のV耐震設計編[日本道路協会，1996]に掲載されている参考資料Ⅱ「地盤種別の実績」の中から、P15 周辺地盤と同様に軟弱で支持層が深い下田市下田地区(Ⅲ種地盤)を選択し、この地盤条件を用いた。この下田の地盤条件を表－3.1.1 に示す。

表-3.1.1 地盤条件(Ⅲ種地盤：下田市下田)

深度 GL(m)	層厚 Hi(m)	土質	単重 $\gamma t(\text{tf/m}^3)$	初期				収束						
				せん断波 速度 $V_{si}(\text{m/s})$	地盤特性 値 $TG(\text{s})$	せん断剛 性 $G0(\text{tf/m}^2)$	減衰定数 $h0$	透過周波 数 $f0(\text{Hz})$	最大せん 断ひずみ $\gamma_{max}(\%)$	せん断波 速度 $V_{si}(\text{m/s})$	地盤特性 値 $TG(\text{s})$	せん断剛 性 $G(\text{tf/m}^2)$	減衰定数 h	透過周波 数 $f(\text{Hz})$
0.0	3.8	As1	1.9	144.0	0.106	4020	0.05	9.47	0.046	97.4	0.156	1840	0.201	6.41
-3.8	3.6	As2	1.9	129.3	0.111	3241	0.05	8.98	0.323	58.8	0.245	671	0.293	4.09
-7.4	12.2	Ac1	1.4	159.8	0.305	3648	0.05	3.27	0.198	121.8	0.401	2119	0.073	2.50
-19.6	0.9	As3	1.9	173.2	0.021	5816	0.05	48.11	0.182	120.0	0.030	2794	0.192	33.35
-20.5	11.5	Ac2	1.4	159.5	0.288	3634	0.05	3.47	0.305	118.9	0.387	2018	0.078	2.58
-32.0	5.0	As4	1.9	161.0	0.124	5026	0.05	8.05	0.572	84.2	0.238	1373	0.269	4.21
-37.0	6.0	As5	1.9	188.2	0.128	6867	0.05	7.84	0.220	143.2	0.168	3978	0.156	5.97
-43.0		基盤			$\Sigma=1.083$						$\Sigma=1.624$			

b)入力地震動

1995 年兵庫県南部地震の際、ポートアイランドの基盤で観測された図－3.1.1 に示す地震波(NS 成分，E+F， $A_{max}=535.86\text{gal}$)を、工学的基盤表面に入射した。この際、観測波の振幅そのままでは、地盤の非線形性(例えば $\gamma_{max}>1\%$)が大きくなり、等価線形法が成立しなくなるので、ここでは $\gamma_{max}<1\%$ となるように加速度振幅の最大値を $A_{max}=350\text{gal}$ に調整した。

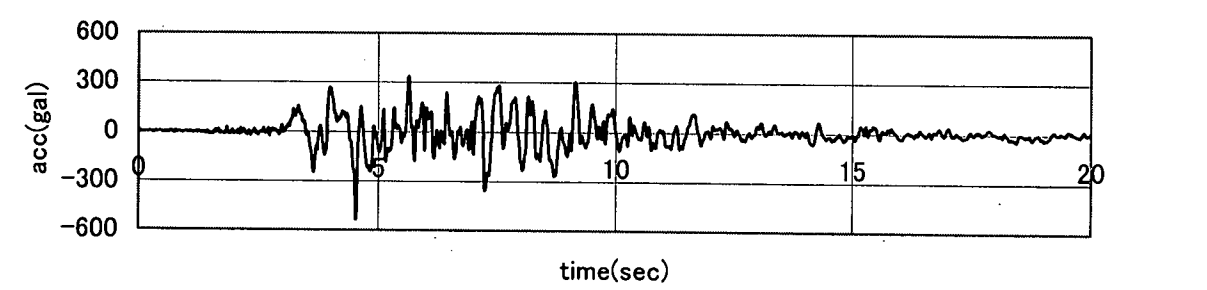


図-3.1.1 ポートアイランド観測波(KP-79、NS)

c)地盤のせん断ひずみ特性

せん断ひずみに対応したせん断剛性 G や減衰定数 h を求めるためには、地層毎に振動三軸試験などの動的変形特性試験を実施する必要がある。しかし、P15 周辺地区や下田市下田地区でのせん断ひずみ特性を入手するのは困難であるため、過去に建設省・土木研究所資料の中で公表された沖積砂層と沖積粘土層の試験結果 [岩崎, 1979] を用いた。その結果を図-3.1.2 と図-3.1.3 に示す。

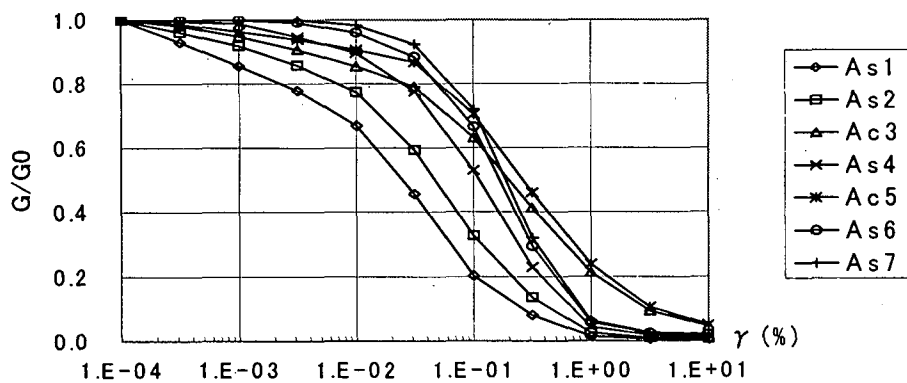


図-3.1.2 せん断ひずみ特性 (G/G_0)

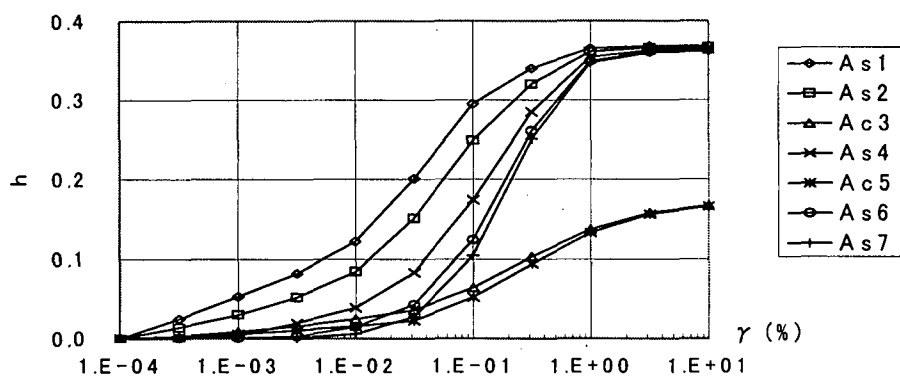


図-3.1.3 せん断ひずみ特性 (h)

d)最大せん断ひずみと最大加速度の深度分布

最大せん断ひずみ γ_{max} と最大加速度 A_{max} の深度分布を図-3.1.4に示す。入力した地震加速の振幅を観測値の約 65%に縮尺しているため、図-3.1.4 と表-3.1.1に示すとおり γ_{max} は第 4 沖積砂層に 0.6%程度発生している。そのため、その地層の収束せん断剛性 G は初期せん断剛性 G_0 の約 1/3 以下になり、その上の層では最大加速度が著しく小さくなっている。

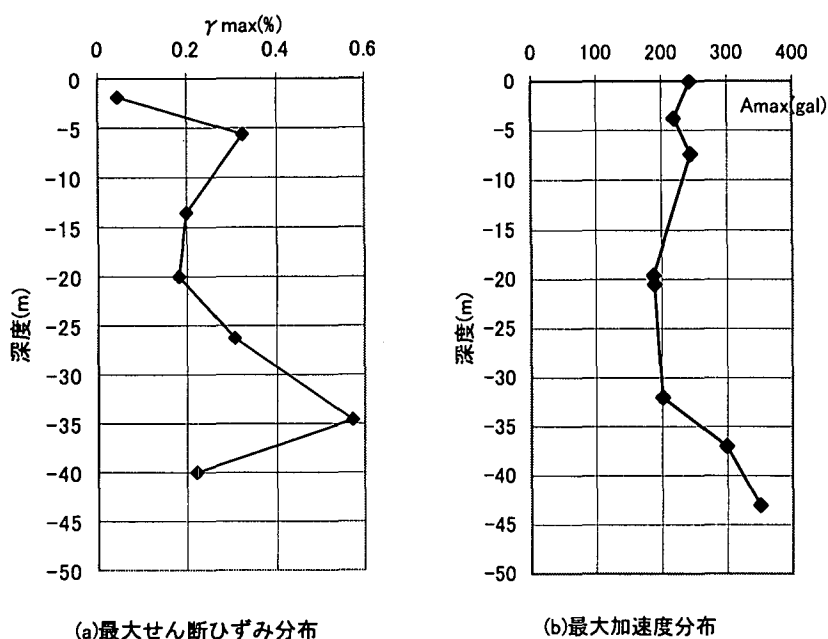


図-3.1.4 解析結果

e)地表面の変位波形

図-3.1.5 に地表面での応答変位波形を示す。表-3.1.1 に示すとおり、第 2 および第 4 沖積砂層ではせん断剛性が初期剛性の約 1/5~1/3 程度になり、また減衰定数が初期の 5~6 倍に増加する。そのため、高周波数領域の加速度が減衰し、低周波数領域の加速度のみが伝播する。その結果、応答変位波形は非常になめらかになり、地表での最大応答変位は 10cm 程度になった。

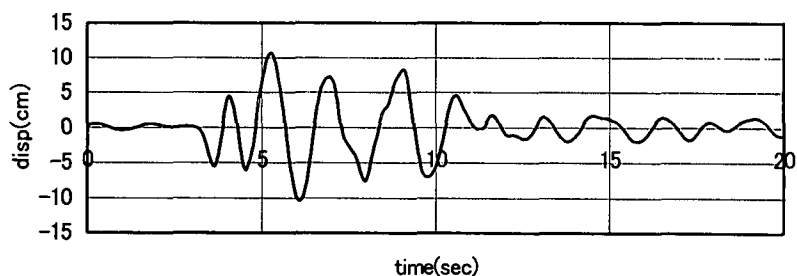


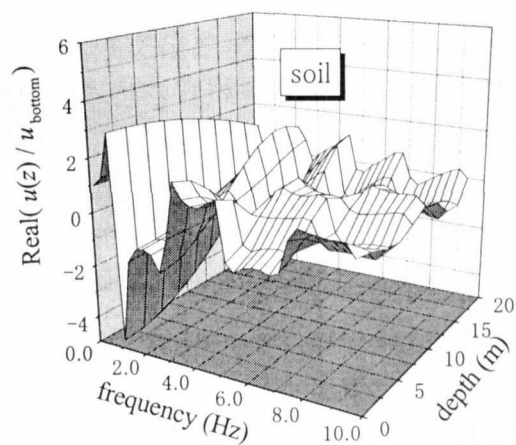
図-3.1.5 地表面の応答

3.1.2 有効入力地震動 $\{\mathbf{u}^f\} + \{\mathbf{u}^s\}$ の評価

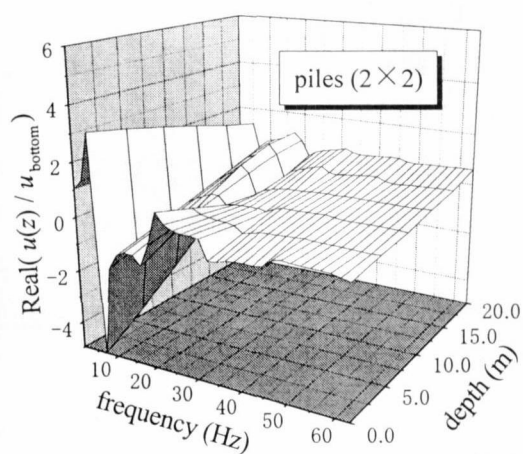
自然地盤に杭基礎を置いた場合の地盤の動き，すなわち有効入力地震動 $\{\mathbf{u}^f\} + \{\mathbf{u}^s\}$ は，後述の 3.1.3 で紹介する手法で厳密に求めることができる．その手続きの概念はおよそ以下のようなものである．すなわち，群杭と等価な直立梁の質量マトリックス，剛性マトリックス [Konagai, 2000] をそれぞれ， $[\mathbf{M}_{eq}]$ ， $[\mathbf{K}_{eq}]$ ，さらにこの直立梁を支え水平に無限の広がりを持つ地盤の複素剛性マトリックスを $[\mathbf{K}_{soil}]$ と記述すると，上部構造物の存在しない基礎の動きは以下の方程式に支配される．

$$[\mathbf{M}_{eq}]\{\ddot{\mathbf{u}}^f\} + \{\ddot{\mathbf{u}}^s\} + [\mathbf{K}_{eq}]\{\mathbf{u}^f\} + \{\mathbf{u}^s\} + [\mathbf{K}_{soil}]\{\mathbf{u}^s\} = \{\mathbf{0}\} \quad (3.1.1)$$

この方程式を与えられた自然地盤の応答 $\{\mathbf{u}^s\}$ のもとに解けばよい．地中の群杭基礎（直立梁）の質量の影響は一般に極めて小さい．したがって，基礎 $[\mathbf{K}_{eq}]$ が地盤 $[\mathbf{K}_{soil}]$ に比べて柔らかければ， $\{\mathbf{u}^s\}$ はほぼ $\{\mathbf{0}\}$ とみなしてよく， $\{\mathbf{u}^f\} + \{\mathbf{u}^s\}$ は自然地盤としての応答 $\{\mathbf{u}^f\}$ と大差ない．図-3.1.6(a)，(b) はそれぞれ自然地盤の応答 $\{\mathbf{u}^f\}$ と，鋼管群杭基礎に対し式(3.1.1)を計算された $\{\mathbf{u}^f\} + \{\mathbf{u}^s\}$ （ともに実部）を比較した例である．基礎は低い振動数領域では周辺地盤にほぼ追従して変形しているが，周波数が高くなり地盤に生じる波長が短くなるにつれ，さざ波に浮かぶ船のように地盤の動きにあまり追従しなくなる．図-3.1.7 は 3.1.1 で紹介した P15 橋脚基礎について，有効入力地震動を解析したものである（図-2.3.7 の再掲）．縦軸は自然地盤の応答に対する有効入力地震動の割合，すなわち， $(\mathbf{u}^f + \mathbf{u}^s)/\mathbf{u}^f$ のスウェイ，ロッキングの成分を示している．ただしロッキングの場合では分母にあたる自由地盤の $\mathbf{u}^f_\theta$ が 0 であるので，これを $\mathbf{u}^f_x$ に置き換えている．周波数が 4Hz を越えると，有効入力動のスウェイ成分は次第に小さくなり，基礎が周辺地盤の動きに追従しなくなる傾向が顕著に現れるようになる．または逆にロッキング次第に大きくなり，自然地盤には存在しなかった回転が現われるようになる様子を示している．しかしながら 3.1.1 で SHAKE を用いて算出された地震波形を見ると 4Hz はかなり高い周波数で，このような地盤で卓越する周波数を中心とする周波数領域ではこの杭基礎は周辺地盤の動きを拘束するほど堅いとは言えず，ほぼ地盤に追従して動いている．杭基礎では一般に（有効入力動） $\cong$ （自然地盤の応答），すなわち $\{\mathbf{u}^f\} + \{\mathbf{u}^s\} \cong \{\mathbf{u}^f\}$ とみなしてよい．

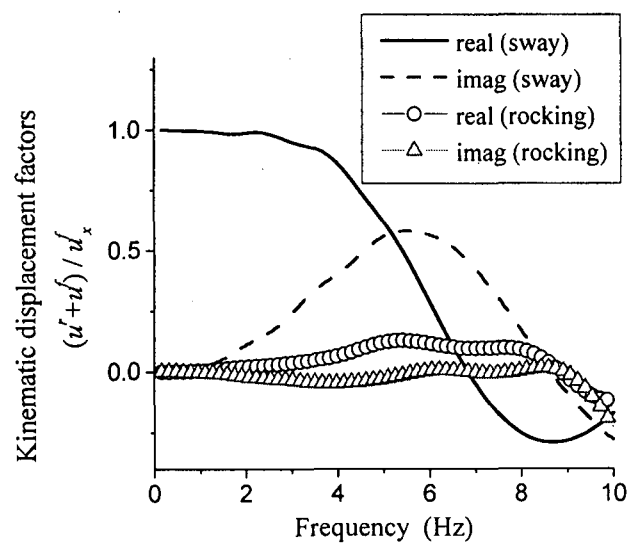


(a) soil deposit



(b) piles

図-3.1.6 深さ方向の自然地盤および群杭の変形モード（実部）



図－3.1.7 有効入力地震動と自然地盤の応答の比（図－2.3.7と同じ）

3.1.3 群杭頭部の剛性の評価

(1) 群杭・地盤系の有効入力地震動，および基礎頭部の剛性の評価手法

田治見，下村[田治見，1976]は円筒形の埋設基礎と層状地盤の3次元動的相互作用解析のための数値解析スキーム，薄層要素法を開発した．これは地盤を水平の薄層要素に分割し，各要素の深さ方向には特定の変位関数（直線）を仮定して Galerkin 法による離散化を行い，水平方向には無限遠方への波動の逸散を考慮し得る解析解を導入し定式化を行ったものである．この手法の詳細は文献[田治見，1976]に譲るが，以上の特徴から，水平方向の遠方に向かって要素分割を行う必要がなく，少ない要素数で地盤内部への波動の逸散効果を取り込んだ厳密な解を誘導できる利点がある．

一方，このような効率的な解析手法を用いても群杭の解析はその本数が増えると容易ではない．杭－地盤－杭間のあらゆる組み合わせについての相互作用を逐一評価することになるので，本数が多い杭基礎ではその計算量が膨大になりかねないからである．このため竹宮[Takemiya, 1986]は群杭をいくつかの同心円にまとめて解析する手法を提案している．小長井[Konagai, 2000a]はさらに群杭をまとめて等価な一本の直立梁に置き換え，その剛性マトリックスを提案している．

等価な直立梁とは図-3.1.8に示すような群杭とこれを取り囲む土を一体として取り扱うものである．等価な直立梁の剛性マトリックスは以下の仮定を満たすようにして設定される．すなわち，

- 1) 各杭は Bernoulli-Euler 梁とし，お互いの間隔を等しく保って変形する．この際杭間に挟まれた土は杭とともに動く．
- 2) 周辺地盤から各杭に伝達される周面せん断力によるモーメントの寄与は無視する，
- 3) 杭頭部分は剛体フーチングで固定されている．すなわち各杭頭の回転角は等しく同じ平面上にある．
- 4) 薄層各要素の境界面と杭の中心軸線の交わる点はすべて同じ平面上にある．しかし，杭そのものの断面はこの平面と必ずしも一致しない．

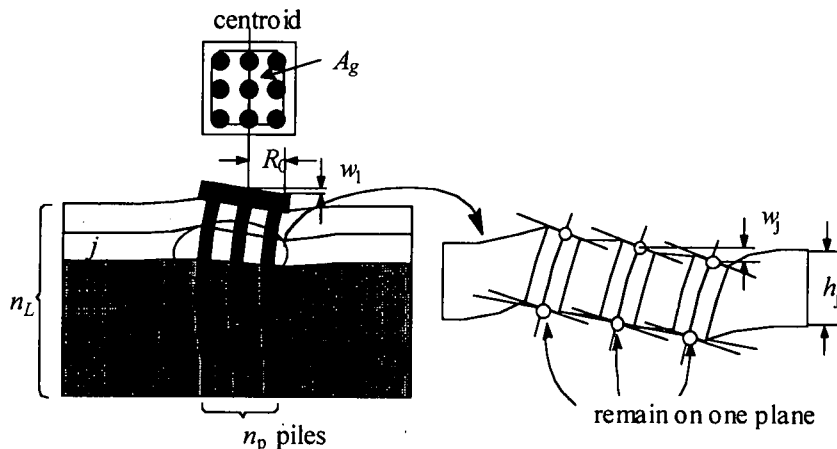
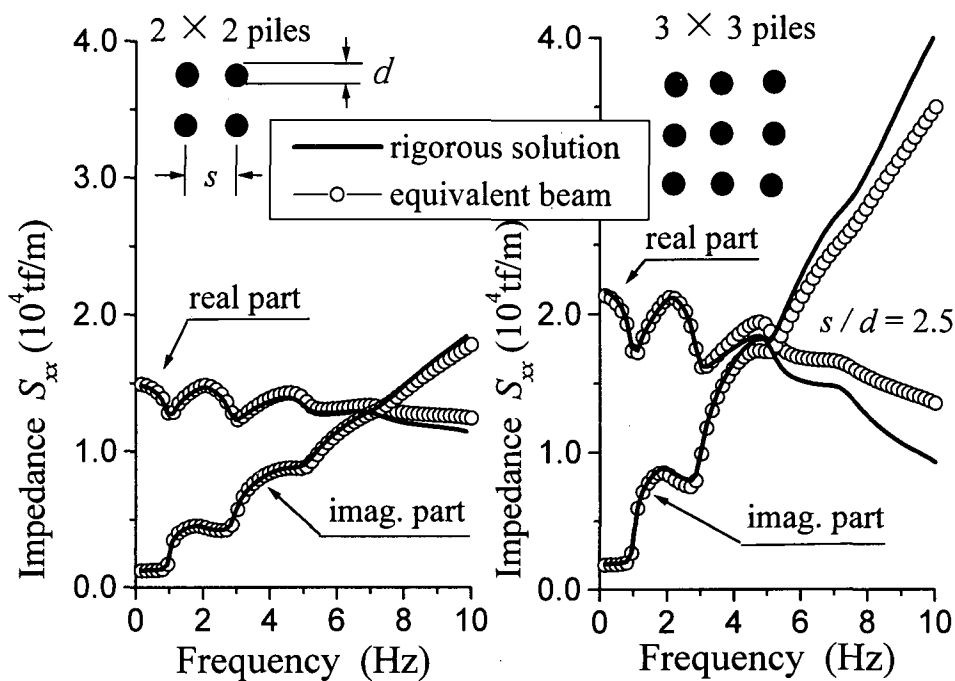
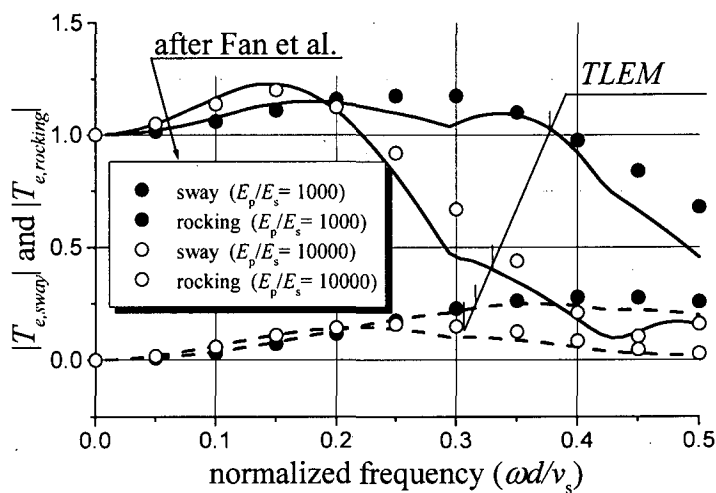


図-3.1.8 等価な直立梁の変形



図－3.1.9 杭頭剛性 S_{xx} の厳密解と近似解の比較



図－3.1.10 有効入力地震動と自然地盤の応答の比

このような仮定で求められた近似解は厳密解を実用上十分な精度で近似する。図－3.1.9 は 2×2 および 3×3 の鋼管の群杭基礎頭部の水平方向剛性の厳密解と等価な直立梁を用いた近似解（TLEM(Ver. 1.2)[Konagai, 2000b]）の比較例である。またこの方法で有効入力地震動をも精度良く評価できる。図－3.1.10 は Fan らによって弾性波動論を用いて厳密に求められた群杭基礎への有効入力地震動と、等

等価な直立梁でこれを評価した近似解を比較したものである．図中の縦軸のパラメータは図－3.1.7と同様，以下のように定義されている．

$$T_{e,sway} = \left(\frac{u^f + u^r}{u^f} \right)_{sway}, \quad T_{e,rocking} = \frac{u^r_{rocking}}{u^f_{sway}}$$

等価な直立梁の剛性マトリックスや誤差に関わる詳細な検討は文献[Konagai, 2000a] [Konagai, 2000b]に譲る．

さてこの方法でかなり精度の高い有効入力地震動と，群杭頭部の剛性を求められるが，有効入力地震動については既に述べたように，これを基礎の存在しない自然地盤の応答と大差ないとして，その誘導を省略できる．また杭頭の剛性は，例えば図－3.1.9にある細かな変動を無視して，実部についてはこれを $K - \omega^2 M$ なる右下がりの放物線で，虚部についてはこれを $i\omega C$ なる右上がりの直線に近似して，最小二乗規範を満たすよう等価剛性のパラメータ M, K, C を決定できる． M, K, C なるパラメータそのものは周波数に依存しないので時刻歴での橋梁全体形の解析にも使うことができる．

2.3.2 で述べたように基礎頭部で評価される地盤・基礎システムの剛性は，厳密解の実部を $K - \omega^2 M$ なる右下がりの放物線で，虚部についてはこれを $i\omega C$ なる右上がりの直線に近似して，最小二乗規範を満たすよう等価剛性（一自由度振動子）のパラメータ M, K, C を決定できる．基礎頭部の剛性には，式(2.6)に示すように， $S_{xx}, S_{x\theta}, S_{\theta x}, S_{\theta\theta}$ の4つの要素があるが，非対角項である $S_{x\theta}, S_{\theta x}$ についてはその影響はさほど大きくないので，ここでは対角項のみの検討を行う．

厳密解を求めるにあたっては，地震動を受けた地盤の物性値（表－3.1.1）に加え，鋼管杭の諸元，そして杭の配置が必要である．これらについては表－3.1.2～3.1.5にまとめた．

表－3.1.2 鋼管杭の諸元

橋脚番号	外半径(m)	内半径(m)	ヤング係数 (tf/m ²)
P14	0.4	0.3895	2.1×10^7
P15	0.4064	0.3944	2.1×10^7
P17	0.4	0.3895	2.1×10^7

表－3.1.3 杭の配置
(P14 橋脚)

杭番号	x (m)	y (m)
1	0.0	0.0
2	2.0	0.0
3	4.25	0.0
4	6.5	0.0
5	8.5	0.0
6	0.0	2.1
7	2.0	2.1
8	6.5	2.1
9	8.5	2.1
10	0.0	4.2
11	2.0	4.2
12	4.25	4.2
13	6.5	4.2
14	8.5	4.2

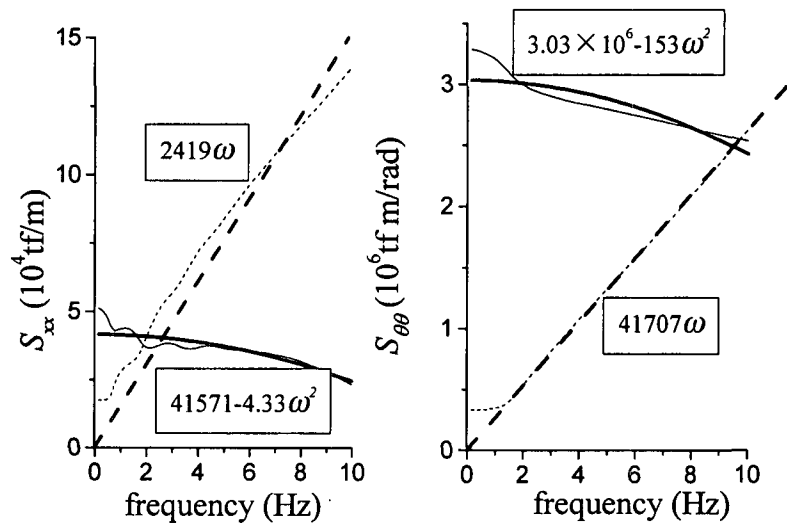
表－3.1.4 杭の配置
(P15 橋脚)

杭番号	x (m)	Y (m)
1	0.0	0.0
2	2.0	0.0
3	4.35	0.0
4	6.7	0.0
5	8.7	0.0
6	1.0	2.0
7	4.35	2.0
8	7.7	2.0
9	8.7	2.0
10	1.0	4.35
11	4.35	4.35
12	7.7	4.35
13	8.5	4.2
14	0.0	6.7
15	2.0	6.7
16	4.35	6.7
17	6.7	6.7
18	8.7	6.7
19	0.0	8.7
20	2.0	8.7
21	4.35	8.7
22	6.7	8.7
23	8.7	8.7

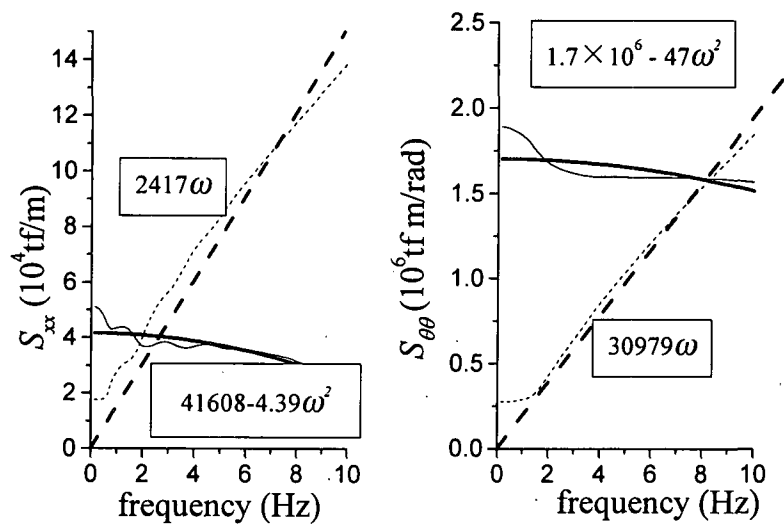
表－3.1.5 杭の配置
(P17 橋脚)

杭番号	x (m)	y (m)
1	0.0	0.0
2	3.75	0.0
3	7.5	0.0
4	1.75	1.1
5	5.75	1.1
6	0.0	2.1
7	7.5	2.1
8	1.75	3.1
9	5.75	3.1
10	0.0	4.2
11	3.75	4.2
12	7.5	4.2

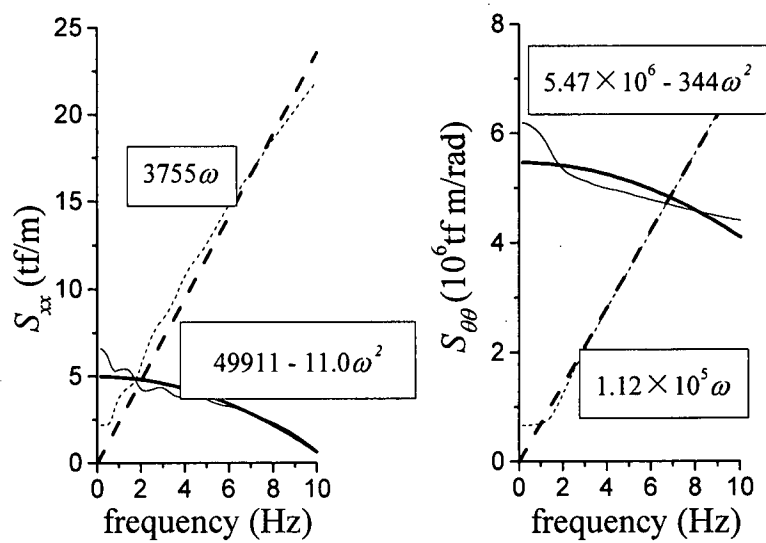
以下に P14-P17 橋脚までの基礎頭部剛性の厳密解と M , K , C を用いた fittingの結果を示す.



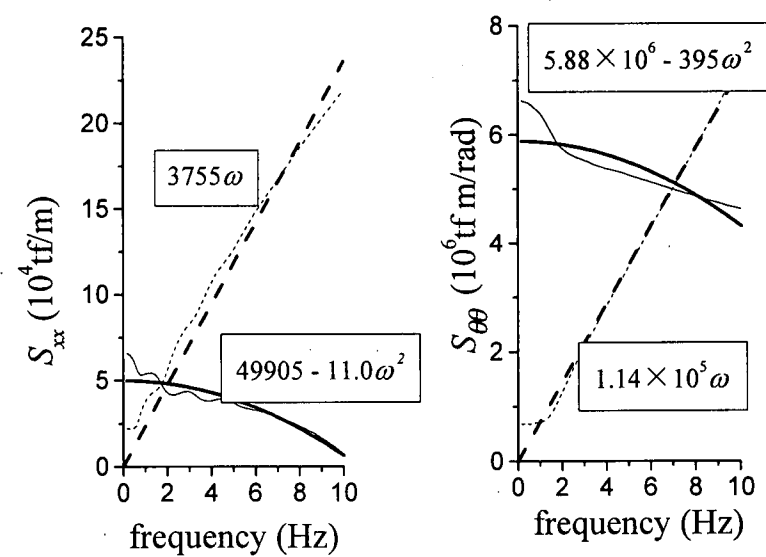
図－3.1.11 P 1 4 橋脚橋軸直角方向剛性



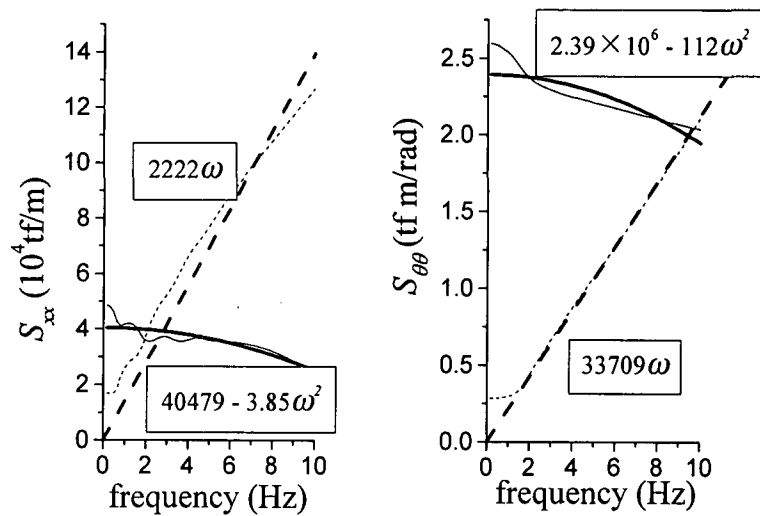
図－3.1.12 P 1 4 橋脚橋軸方向



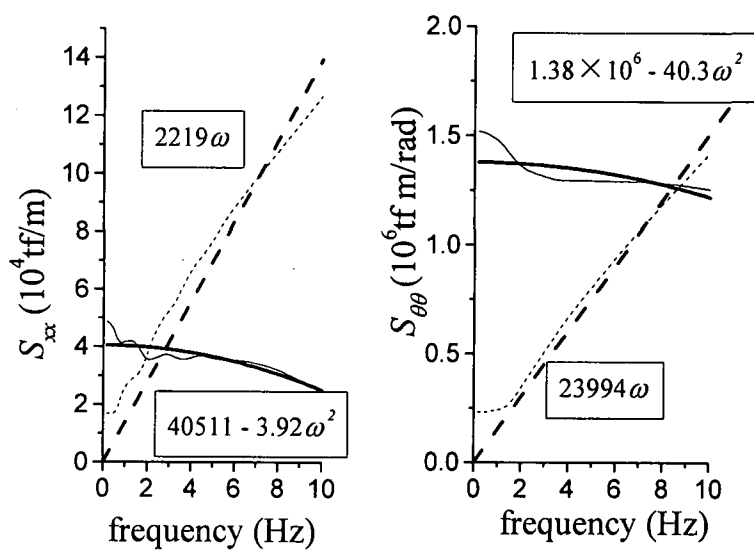
圖—3.1.13 P 1 5 橋脚橋軸直角方向剛性



圖—3.1.14 P 1 5 橋脚橋軸方向剛性



圖—3.1.15 P 1 7 橋脚橋軸直角方向



圖—3.1.16 P 1 7 橋脚橋軸方向

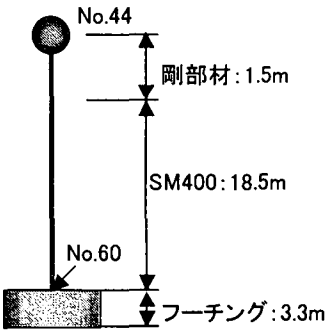
3.1.4 解析例

ここでは、実際に供用されている一般的な橋脚を対象に、地盤—構造物間の動的相互作用を考慮した地震応答解析例を示す。対象としたのは、半径 1.5m、高さ 18.5m の鋼製円筒橋脚であり、常時は 880ton の鉛直荷重を支えている。

(1) 解析モデル

a)構造データ

橋脚は 14 の弾性要素と、天端で質量を支えるために設けた 2 つの剛要素、および地盤の剛性を模擬しかつ地震力を導入するための 2 つのばね要素からなる。それらの諸元を表－3.1.6 に示す。



表－3.1.6 解析モデルの節点番号及び構造諸元

要素：空間 2 節点梁要素(B31)，円管断面(PIPE SECTION)を使用。

断面内の積分点は 36 点

節点番号		要素諸元							
No.	Y	No.	N_i	N_j	r(m)	t(m)	A(m ²)	I(m ⁴)	材質
44	19.0	44	44	45			0.5	0.5	剛部材
45	18.5	45	45	46			0.5	0.5	剛部材
46	17.5	46	46	47	1.5	0.038	0.3536	0.3879	SM400
47	15.9	47	47	48	1.5	0.028	0.2614	0.2887	SM400
48	13.9	48	48	49	1.5	0.028	0.2614	0.2887	SM400
49	12.0	49	49	50	1.5	0.025	0.2337	0.2585	SM400
50	10.5	50	50	51	1.5	0.025	0.2337	0.2585	SM400
51	9.5	51	51	52	1.5	0.025	0.2337	0.2585	SM400
52	8.5	52	52	53	1.5	0.032	0.2984	0.3286	SM400
53	7.0	53	53	54	1.5	0.032	0.2984	0.3286	SM400
54	6.0	54	54	55	1.5	0.032	0.2984	0.3286	SM400
55	5.0	55	55	56	1.5	0.032	0.2984	0.3286	SM400
56	4.0	56	56	57	1.5	0.036	0.3536	0.3682	SM400
57	3.25	57	57	58	1.5	0.036	0.3536	0.3682	SM400
58	2.5	58	58	59	1.5	0.036	0.3536	0.3682	SM400
59	1.5	59	59	60	1.5	0.036	0.3536	0.3682	SM400
60	0.5	60	60	61					地盤バネ
61	0.5	61	60	62					地盤バネ
62	-0.5								

b) 鋼製橋脚の応力-歪み関係（図-3.1.17 参照）

$$E_1 = 2.102E7 \text{ tf/m}^2$$

$$E_2 = 2.102E5 \text{ tf/m}^2 \quad (\text{歪み硬化係数: } 0.01)$$

$$\sigma_y = 24,286 \text{ tf/m}^2$$

$$\varepsilon_y = 1.1553E-3$$

$$\varepsilon_u = 0.01, \quad \varepsilon_u - \varepsilon_y = 8.8447E-3$$

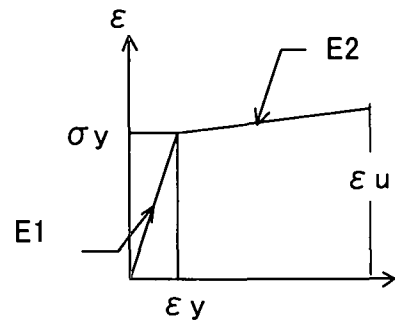


図-3.1.17 $\sigma - \varepsilon$ (バイリニア) 曲線

c) 地盤バネ（参考までに，道路橋示方書に示されている方法により計算されるばね剛性も示す）

	SR モデル（図-3.1.18）	道路橋示方書による
水平バネ（橋軸方向）： k_{hx}	4.99e4 tf/m	3.50e5 tf/m
回転バネ（橋軸直角軸回り）： k_{rz}	5.88e6 tf·m/rad	5.58e6 tf·m/rad

d) 減衰

減衰は鋼製橋脚および地盤のそれぞれに対し，以下の値を用いた．

① 鋼製橋脚

鋼製橋脚に相当する全要素にレーリー減衰を付加した． α （質量比例型）および β （剛性比例型）の値は，橋脚が単独で第1次および第2次固有振動モード相当の振動をした場合の減衰が5%相当となるように設定している．

$$f_1 = 0.952 \text{ Hz}, \quad f_2 = 39.23 \text{ Hz}$$

$$\alpha = 0.0032578, \quad \beta = 0.00034337$$

② 地盤（図-3.1.18 参照）

$$\text{水平方向（橋軸方向）} : c_x = 3750 \text{ tf} \cdot \text{s/m}$$

$$\text{回転方向（橋軸直角軸回り）} : c_{rz} = 1.14E5 \text{ tf} \cdot \text{m} \cdot \text{s/rad}$$

e) 質量

- ・ 常時橋脚に作用する桁重量として，軸力（ $N = 883.5 \text{ tf}$ ）を載荷する．
- ・ 振動に寄与する上部工質量として，集中質量（ $M = 90.153 \text{ tf} \cdot \text{s}^2/\text{m}$ ）を採用する．
- ・ 橋脚の自重は無視した．
- ・ フーチングの質量など

集中質量 $m_x = 11.0 \text{ tf} \cdot \text{s}^2/\text{m}$, $m_z = 11.0 \text{ tf} \cdot \text{s}^2/\text{m}$ (図-3.1.18 参照)

橋軸直角方向軸回り回転慣性 $I_z/G = 395.0 \text{ tf} \cdot \text{m}^2 \cdot \text{s}^2/\text{rad}$

橋軸方向軸回り回転慣性 $I_x/G = 344.0 \text{ tf} \cdot \text{m}^2 \cdot \text{s}^2/\text{m}$

f) 入力地震動

地震動は、上部構造が無い場合の地表変位 ($\{u^f\}$) と、それを時間で2階微分した加速度の両者を使用する。

モデルの全体図を、図-3.1.18 に示す。

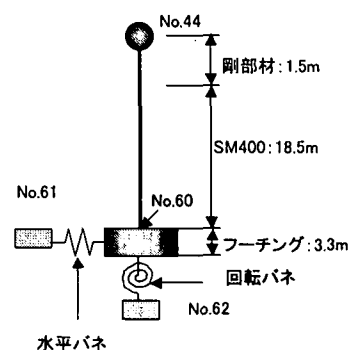


図-3.1.18 全体モデル

g) 荷重の載荷方法

以下の2つの力を同時に負荷する。

① 節点 No.61 に水平地震動・変位を強制変位として入力する。

② 節点 No.60 に、フーチングの集中質量 ($m_x = 11.0 \text{ tf} \cdot \text{s}^2/\text{m}$) と水平地震動・

加速度をかけたものを、強制力として入力する。

節点 No.61 および 62 は質量を持たない節点で、前者は水平方向の自由度のみを持っているが、後者は完全拘束である。

h) 解析時間など

時間刻み : $\Delta t = 0.002$ 秒

解析継続時間 : $t = 20$ 秒まで

(2) 解析結果

解析結果を、図-3.1.19~3.1.21 に示す。図-3.1.19 には各部の絶対加速度の時刻歴データを示す。橋脚の1次固有振動は 0.95Hz であり、橋脚頂部 (No.44) の加速度がほぼこれと対応した周波数で振動していることから、橋脚が1次モードに近い振動挙動をしていることが推定される。

図-3.1.20 には、橋脚の頂部と基部の変位を示す。ただし、橋脚頂部 (No.44) の変位は基部 (No.60) からの相対変位であり、また橋脚基部 (No.60) の変位は水平変位入力位置 (No.61) からの相対変位である。これらはほぼ同位相であり、大雑把にオーダを見ると、入力地震動の最大変位は 100mm 、入力点と基礎基部

の相対変位は 8～9mm，また橋脚頂部の基部に対する変位が 190mm であり，その内基礎部の回転による変位成分が 25mm（残り 165mm が橋脚の弾塑性変位）である．

図－3.1.21 には，橋脚の 4 つの断面における曲げモーメント－曲率関係を示す．ただし，着目した各節点の上側要素端部における曲げモーメントおよび曲率を参照した．図のように節点 56 および 60 は弾塑性挙動をしており，橋脚下端側の板厚 32mm と 36mm の部分がともに塑性化した結果となった．

(3) 道路橋示方書によるモデル化の結果との比較検討

SR モデル（図－3.1.18 参照）と，通常道路橋示方書に照らして作成されるモデル（以下道示モデルと呼ぶ）との応答を比較する．解析を簡単にするため，以下の条件を設けた．

- ① モデルは 1 本柱とする．
- ② 上部工は完全弾塑性（M－ ϕ 型）とし，若干の歪硬化を考慮する（0.01）．
 $\sigma_y = 24.3\text{kgf/mm}^2$
- ③ 挙動を単純化するため，sin 波入力とする（基盤入力：X1''）．入力加速度は 350gal とする．ただし，SR モデルと道示モデルの条件をそろえるため，まずは上部工を無視した道示モデルにより上記入力に対する地表面の応答を計算し（X2''），これを SR モデルに入力する．これにより上部工が無い場合の地表の挙動は，両モデルで一致する．

解析モデルを図－3.1.22 に示す．両者を比較すると，道示モデルの水平方向基礎ばねの方が SR モデルのものより 1 桁剛性が高いことが分かる．

入力方法を図－3.1.23 に示す．図左は道示モデルから上部工を除去したものであり，基盤部に sin 波（X1''）を入力する．得られた地表面（Nod60）の応答が X2'' である．道示モデルには X1'' を，SR モデルには X2'' を入力する（図－3.1.24 (a) および (b) 参照）．

解析結果を図－3.1.24 に示す．入力の周期は，同モデルの基部を固定した場合の固有振動数 0.95Hz を採用した．地表面付近（Nod60）と天端の加速度は図のように両モデルでよく一致する．この他，周期 0.48Hz と 1.90Hz の 2 種類の入力に対して応答を比較したが，両モデルの応答は良く一致する結果となった．両者の解析結果にあまり差が無かった原因として，地盤の剛性に比べて橋脚の剛性が低かったことが考えられる．

(E2/E1=0.01)

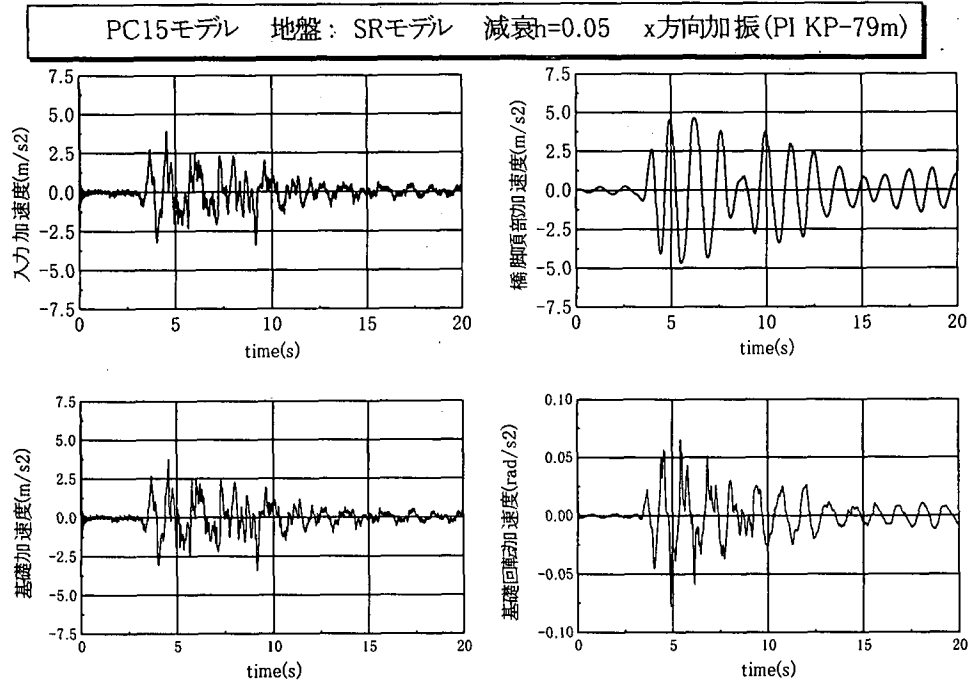


図-3.1.19 解析結果（加速度）

(E2/E1=0.01)

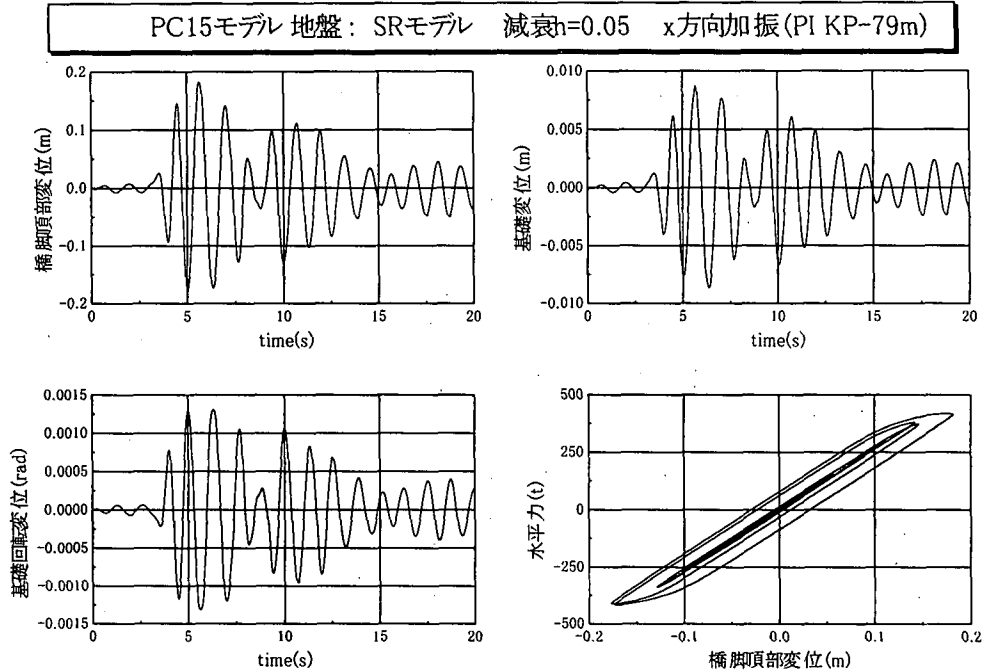


図-3.1.20 解析結果（変位及び水平力-変位関係）

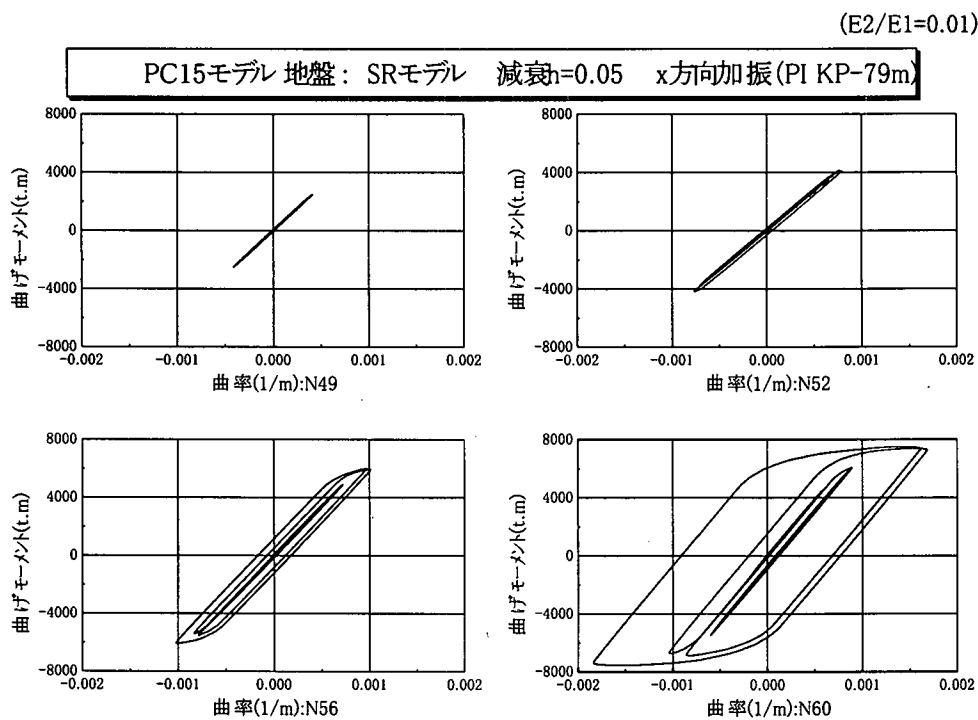


図- 3. 1. 21 解析結果 (曲げモーメント-変位関係)

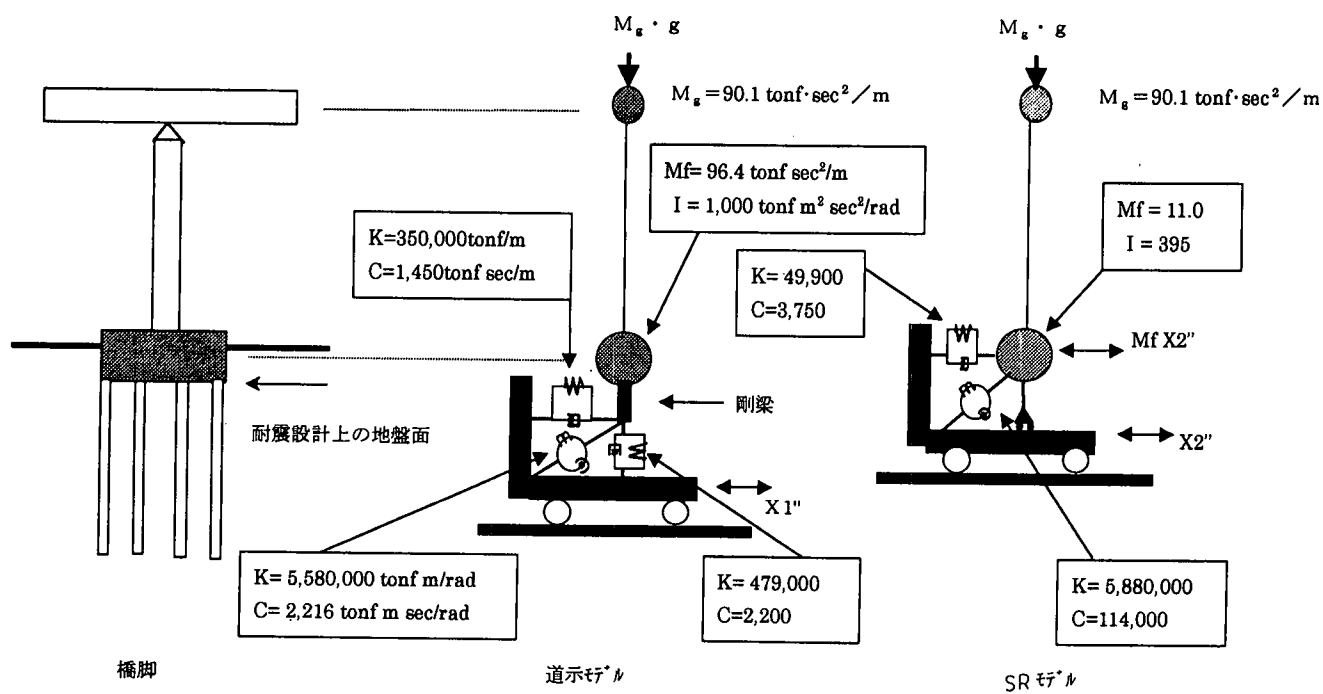
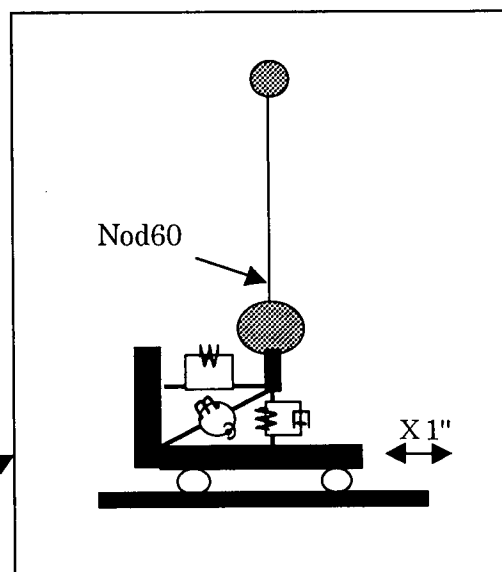
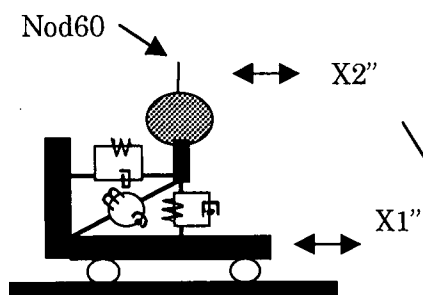


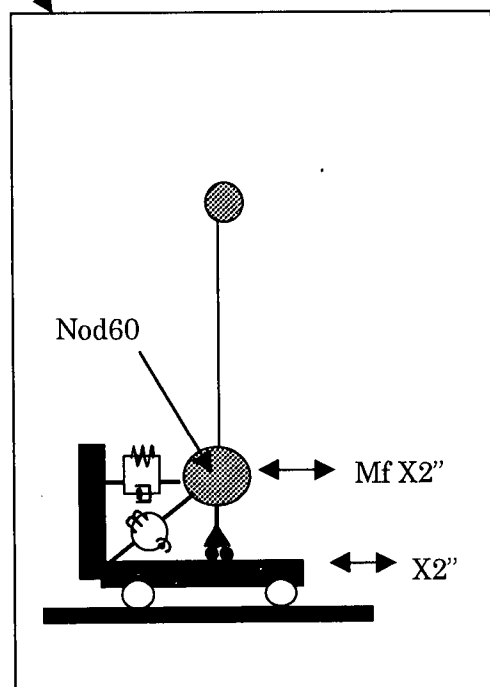
図- 3. 1. 22 解析モデル



道示モデル

＜モデル比較のための入力法＞
道示モデルから上部工相当要素を除去。
X1''を入力して X2''を得る。

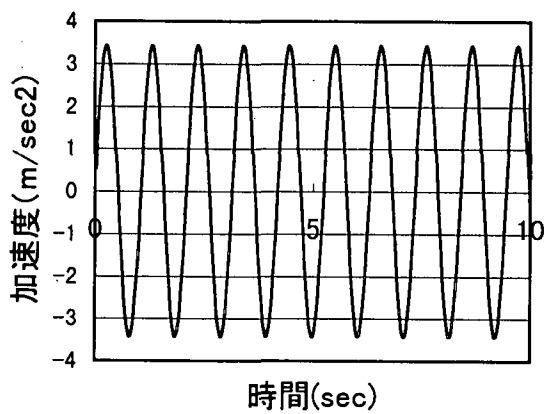
＜両モデルの対応＞
両解析モデルにおいて、上部工を除去した場合の Nod60 の水平変位は等しくなる。



SRモデル

図- 3.1.23 入力データ

(a) 基盤入力データ(X1'')



(b) 地表入力データ
(X2'')

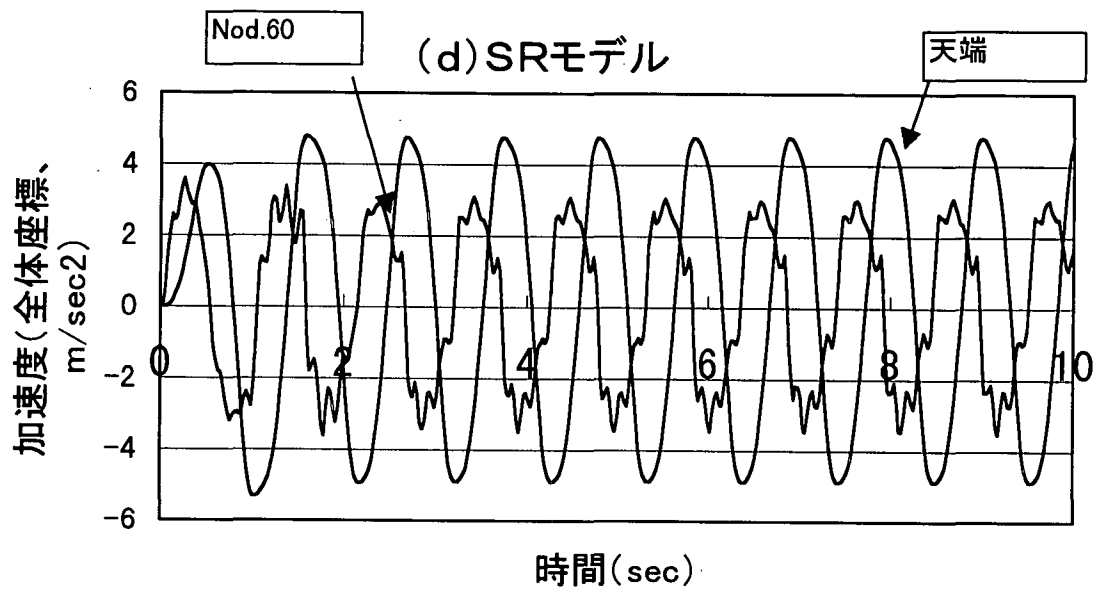
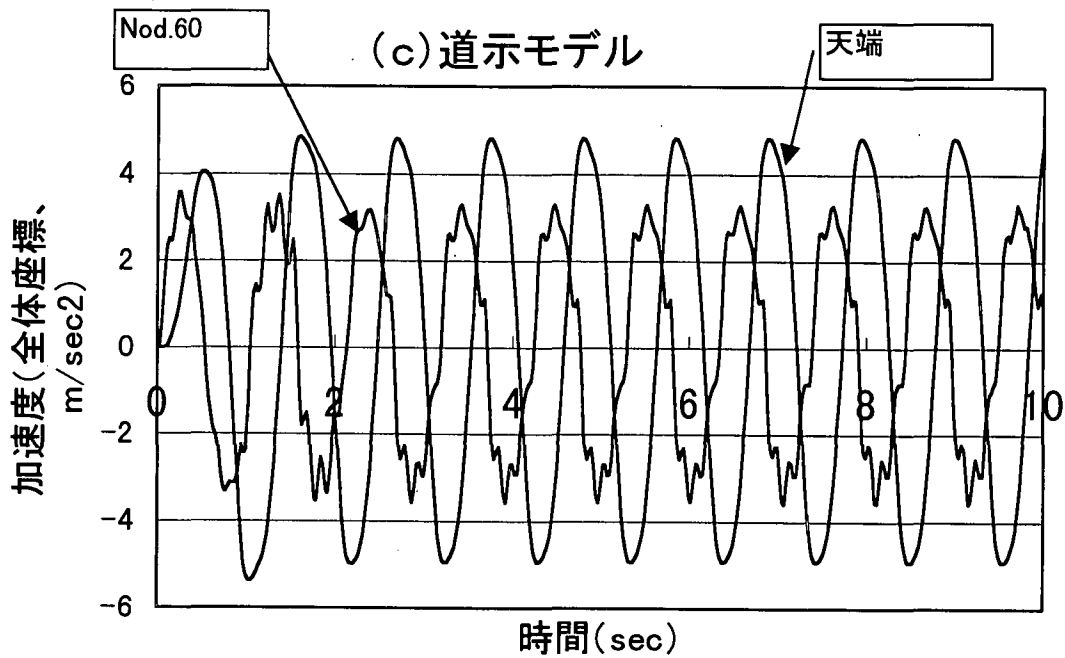
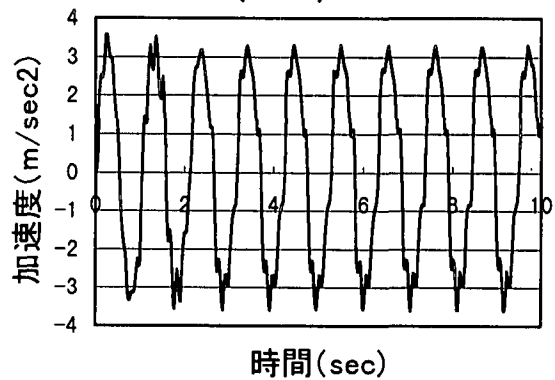


図-3.1.24 入力データと応答

3.1.5 基礎近傍の非線形性の取り扱い

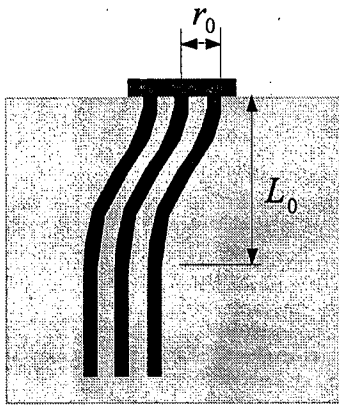
ここに示されたSRモデルの表現は、しかしながら地盤が等価線形化解析の適用可能なひずみ域にある場合に用いられるものである。上部構造物が極めて大きな慣性力をその基礎に伝える場合、近傍地盤は著しい非線形性を示し、場合によっては基礎と地盤の間に剥離やすべりが生じることもある。このような状況での基礎頭部での剛性の評価は、やはり現実の地盤に置かれた大きな基礎模型などを加振したり、push over解析を行うことで得られたデータを積み上げていくことで可能になると考えられる。一般に杭はたわみやすい構造であり、その変形はある深さで深ではほとんど無視しえるようになる。この限界の深さはactive pile lengthと称されており、道路橋示方書にある特性値 β の逆数に深く関連する。しかしこの特性値は単独の杭に関わるものであり、提案された等価直立梁のパラメータを用いることで、その概念を群杭に敷衍できる。すなわち群杭の場合のactive pile length, L_a は、

$$L_a = \alpha \cdot L_0 \quad (3.1.2)$$

ここに、

$$L_0 = \sqrt[4]{\frac{EI_p}{\mu}} \quad (3.1.3)$$

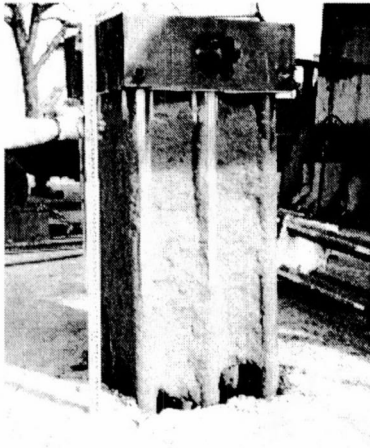
で α は地盤剛性の深さ方向の分布によって変化するパラメータである。



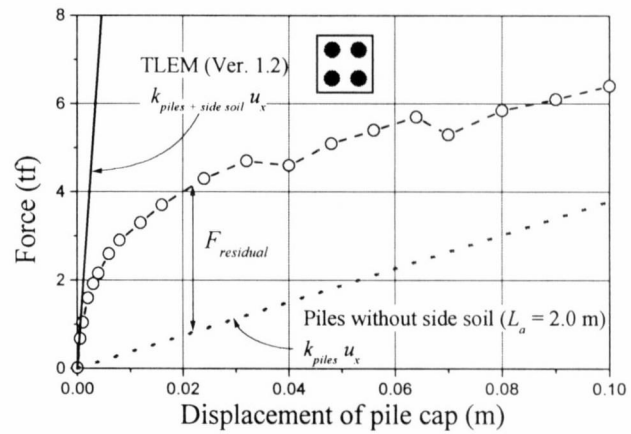
図－3.1.22 群杭のactive pile length

図－3.1.23(a)は外径101.6 mmの鋼管を9本、正方格子状に配置した群杭模型を左右に載荷した実験終了後、これを引き抜いたものである。杭の間に砂がしっかり挟み込まれ、群杭をまとめて等価な直立梁とするアイデアがこのような大変形時にも適用可能であろうことを示唆している。この群杭模型を取り囲む地盤が著しい非線形を示す場合には、荷重・変形曲線は図－3.1.23(b)に示すように、次第にその剛性を減じ、ゆるやかな右肩上がりの直線をたどるようになるがこの勾配は群杭単独の剛性 k_g に漸近していく。この k_g はactive pile length L_a に強く依存するであろうし、 k_g の寄与を差し引いた地盤からの終局反力も形成された土の受動破壊域の体積（重量）に大きく依存する。そしてこの土の破壊領域の重量も結局active pile length L_a と密接に関連することが推測できる。図－3.1.23(c)は3つの異なる群杭モデル載荷実験結果から土の終局反力 $F_{residual}$ と、土の破壊領域の重量に比例すると思われるパラメータ、 $\rho_s g \cdot R_0 L_0^2$ との関連を示したものである。土の終局反力 $F_{residual}$ はと $\rho_s g \cdot R_0 L_0^2$ きわめて明確な比例関係にありこれらの群杭模型の場合にその比例係数は9.4となっている。したがって群杭単独の（正確にはactive pile lengthより上部の）剛性の寄与を差し引いた地盤からの反力は、等価線形領域で

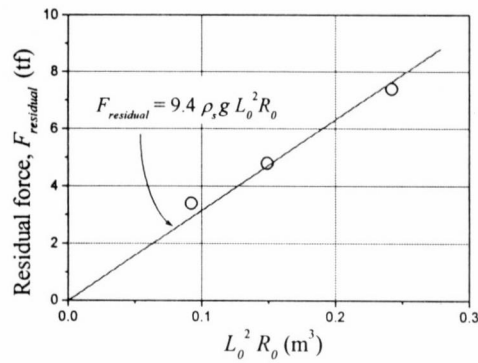
適用可能な式からの値を低ひずみ域の漸近解， $9.4 \rho_s g \cdot R_0 L_0^2$ を大きなひずみ域での漸近解として使用できる可能性がある．実際ここに例示した群杭模型の場合の結果は図－3.1.23(d)に示すとおりである．



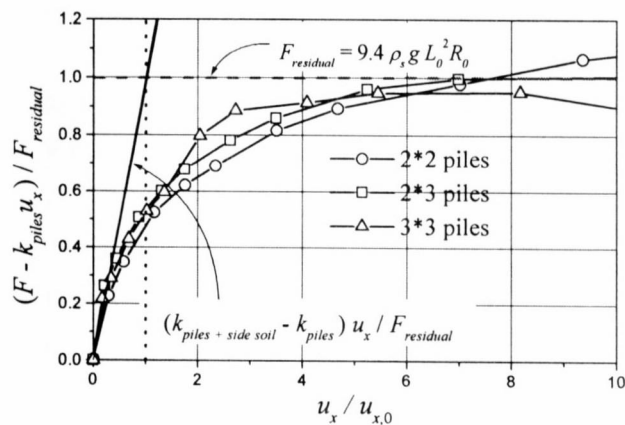
(a) 群杭模型写真



(b) 杭頭での水平方向荷重・変位曲線



(c) 地盤の終局反力と破壊領域の指標 $R_0 L_0^2$



(d) 群杭側方地盤反力

図－3.1.23 群杭模型の載荷実験結果（鉄道総合技術研究所データ提供）

参考文献

- [Konagai, 2000a] Konagai, K., Ahsan, R. and Maruyama, D.: Simple Expression of the Dynamic Stiffness of Grouped Piles in Sway Motion, International Journal of Earthquake Engineering, 2000 (in press).
- [Konagai, 2000b] Konagai, K.: Shaking Table Test Allowing Interpretation of Damage to Structure in terms of Energy Influx and Efflux through Soil-Structure Interface, Report of Research Project 1999 Grant-in-Aid for Scientific Research (B), No. 10450174, Ministry of Education, Science, Sports and Culture, 2000.
- [岩崎, 1979] 岩崎, 常田, 吉田: 沖積粘性土の動的変形, 建設省土木研究所資料, 1504, 1979.
- [田治見, 1979] 田治見, 下村: 3次元薄層要素法による建物-地盤系の動的解析, 日本建築学会論文報告集, 243, pp.41-51, 1976.
- [土木学会, 1992] 土木学会: 基礎・地盤・構造物系の動的相互作用 —動的相互作用効果の耐震設計への導入—, 耐震工学委員会動的相互作用小委員会, 1992.
- [日本道路協会, 1996] 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 (IV下部構造編), 丸善, 東京, 1996.

3.2 各種鋼製橋脚モデルの精度と適用限界

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, 1996]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、一般には幾何学非線形性や材料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、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ばねマス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、鋼製橋脚の解析に用いられる各種モデルについてその現状を説明するとともに、特に、変断面の鋼製T型円形断面橋脚を対象に各種手法を用いて解析し、その精度と適用限界について考察する。変断面構造を選んだ理由としては、等断面構造についてはすでに実験結果と各種解析法による結果の比較が各方面[高久達将, 1996], [中川知和, 1996], [安波博道, 1996], [大田孝二, 1997], [葛漢彬, 1997a, b, 1998], [後藤芳顯, 1998], [Goto, Y., 1998]においてなされていることと、変断面構造では終局状態で critical な断面が複数個存在するので、解析法による差がより大きく現れることが予想されるからである。

3.2.1 各種解析法の現状

(1) シェル要素を用いた解析

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シェル要素を用いた解析が不可欠である。従来、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[中村秀治, 1996], [高久達将, 1996], [中川知和, 1996], [安波博道, 1996], [大田孝二, 1997], [葛漢彬, 1997a, b, 1998], [後藤芳顯, 1998], [Goto, Y., 1998]。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[中村秀治, 1996], [後藤芳顯, 1998]などがみられるだけで、実務への導入には至っていない。さらに、コンクリート充填鋼製橋脚も原理的には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が、接触問題として扱う必要があり、数値解析の安定性や収束性においていまだ多くの問題が残されている。

シェル要素を用いた複合非線形解析において、幾何学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り[高久達将, 1996], [中川知和, 1996], [安波博道, 1996], [大田孝二, 1997], 鋼材の繰り返し塑性の特性が十分反映されていない。このような、従来の構成則を改良し、繰り返し塑性の特性を考慮したものとして、多曲面モデル[皆川勝, 1988], 三曲面モデル[後藤芳顯, 1998], 修正二曲面モデル[Shen, C., 1993], 単調載荷曲線によるモデル[西村宣男, 1995]などが提案されている。修正二曲面モデルと三曲面モデルについては商用非線形汎用ソフト ABAQUS [ABAQUS/Standard User's Manual, 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、鋼製橋脚の静的繰り返し実験を精度良く解析できることが示されている。三曲面モデルについては時刻歴応答解析への適用もなされている。

(2) はり要素を用いた解析

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考慮できないが、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、その汎用性を考えると、実務での使用に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、断面の平面保持と直角保持を仮定した Bernoulli-Euler はり要素であり、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様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。三次元解析ではねじりの影響も考えなければならない。三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ほとんどない。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, X. S., 1998]が主に用いられる。

はり要素においても幾何学非線形解析は商用プログラムにおいて十分実用化されている。材料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。Timoshenko はり要素や三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, Xiao-Song, 1998]が、一般の商用プログラムでは、このような連成が考慮されていない場合が多く、材料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せん断変形に関しては弾性と仮定している。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[寺山徹, 1998], [村越潤, 1998], [田嶋仁志, 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。しかしながら、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三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。

(3) 一自由度のばね・マスモデルを用いた解析

単柱式の橋脚は一自由度のばね・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。一自由度のばね・マス系モデルの場合、材料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, 1996]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[鈴木森晶, 1996]や Damage Index モデル[金田一智章, 1998]などが提案されている。一自由度のばね・マス系モデルの精度は、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、一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、三次元問題や、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。

3.2.2 数値計算例による検討

(1) 概要

実橋脚をモデルとした鋼製円形変断面橋脚の静的繰返し解析、動的な地震応答解析を行う。静的解析においては、シェル要素と Bernoulli-Euler はり要素を用い、鋼材の構成則としてミーゼス型の弾塑性モデルを採用し、硬化則には等方硬化則と移動硬化則を用いる。さらに、繰返し塑性を考慮した三曲面モデルによる解析も行い、要素モデルの差および構成則の差による解析結果の差異を検討する。動的解析においては、三曲面モデルによるシェル要素とはり要素を用いた有限要素解析および1自由度モデルの解析を行う。バイリニア型の復元力モデルによる解析では種々のパラメータ値を採用し、有限要素解析の結果と比較することにより、パラメータ設定法を検討する。なお、本研究のすべての有限要素解析には汎用ソフトである ABAQUS [ABAQUS/Standard User's Manual, 1997] を用いる。等方硬化則は

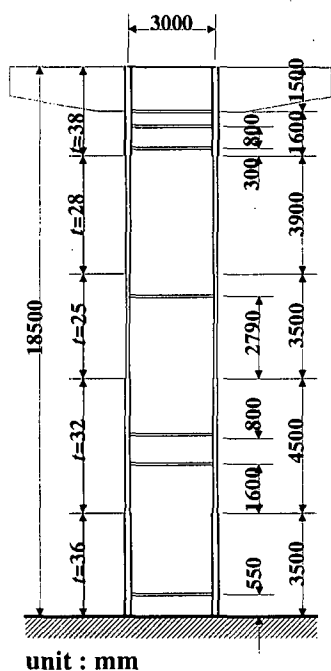


圖-3.2.1 鋼製円形断面橋脚

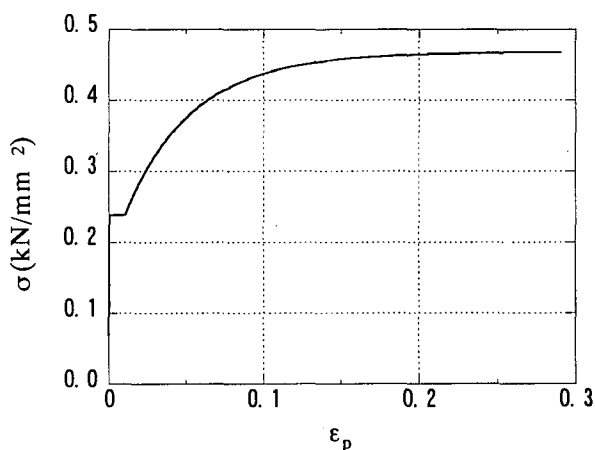


表-3.2.1 シェル要素のよる分割

位置		modelA	modelB	modelC	modelD
基部	$3\sqrt{Rt}$ の範囲の分割数 n ($3\sqrt{Rt} = 0.69$)	14	12	9	7
	要素形状比 (幅/高さ)	2.9	2.5	2.0	1.5
第一板厚 変化部 ($t36 \rightarrow t32$)	$3\sqrt{Rt}$ の範囲の分割数 n ($3\sqrt{Rt} = 0.65$)	13	11	9	7
	要素形状比 (幅/高さ)	2.9	2.5	2.0	1.5
第二板厚 変化部 ($t32 \rightarrow t25$)	$3\sqrt{Rt}$ の範囲の分割数 n ($3\sqrt{Rt} = 0.58$)	12	10	8	6
	要素形状比 (幅/高さ)	2.9	2.5	2.0	1.5

注：ここでは、余裕を持たせるために、板厚変化部として、板厚変化点を基準に上方向に 1000mm，下方向に 500mm の範囲を上記要素と同じものを用いている。また基部では上方向に 1000mm の範囲で同じ要素を用いている。

軸方向範囲は約 $3.0\sqrt{Rt}$ と仮定している。

周方向分割：要素の形状比が悪くならない程度の分割。剪断変形が予想されれば、円筒側面部付近を多少細かく分割。

従って、ここでは、上記基準を参考に表-3.2.1，図-3.2.3 に示す 4 種類の分割を設定し、収束性・計算効率の観点から適切な分割を検討する。図-3.2.3 に要素分割図を示しているが、橋脚基部，断面変化部では象脚型座屈変形が生ずる可能性があるため、先に示した基準を参考に、より広い範囲で細かく分割を行った。なお、橋脚基部から上方へ 15.4m の範囲をシェル要素 (S4R) で、それより上部は梁要素 (B31) 5 個で離散化している。

要素分割による影響を見るために、上部工重量を載荷した状態で、橋脚頂部の水平変位を単調増加させた場合を解析する。解析結果として、橋脚頂部の水平荷重－水平変位関係と終局変形状態を図-3.2.4 に示す。これより、分割数の差で 2 通りの終局変形状態が生じ、水平荷重－水平変位関係も大きく異なることがわかる。すなわち、より細かく分割した modelA, modelB では、上部の第二板厚変化部で、また modelC, modelD では基部でそれぞれ局部座屈が生じている。より板厚の薄いところで、局部座屈の生じた modelA, modelB

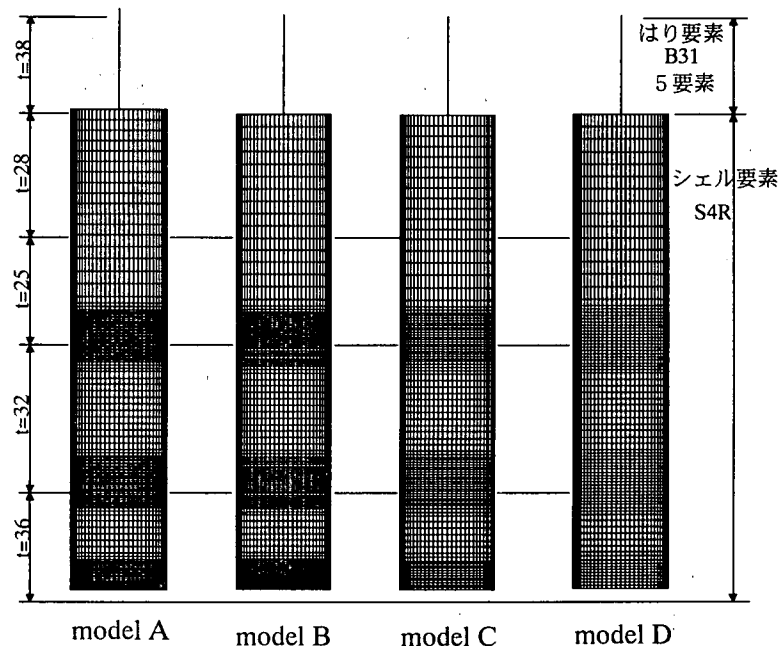


図-3.2.3 要素分割図

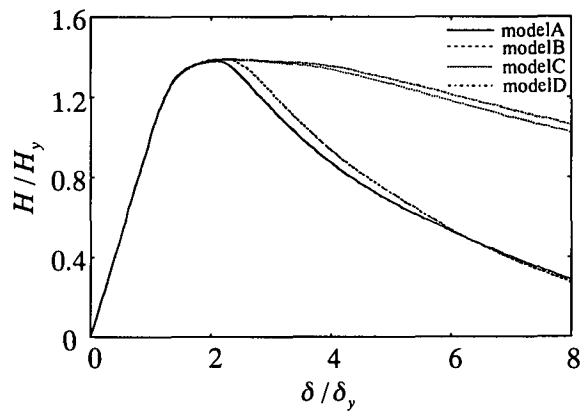
では，最大荷重点以降の荷重の低下が著しい．このような，大きな差が生じた原因としては，解析モデルが変断面の鋼製橋脚であるため，critical な断面が3カ所存在し，要素分割による解析結果の微妙な差が非常に大きく影響したことによる．したがって，変断面橋脚では，中村による基準の分割数よりかなり多くする必要があると考えられる．また，用いる有限要素の種類によっても適切な分割数が異なる可能性があるので，解析モデルに対して，収束性に関する十分な検討を行うことが重要である．以上のように従来型の設計に基づく変断面構造では，要素分割が局部座屈位置に及ぼす影響が大きく，また局部座屈位置によりその挙動が大きく異なるので，地震時終局挙動を予測することが難しい．したがって，従来の変断面構造は損傷を許容する耐震設計の観点からは好ましいものではない．以上の結果を基に，ここでは model A を以後の解析でのシェルモデルとして用いる．

はりモデルについても収束性の検討から，橋脚を B23 要素で 15 等分割する．

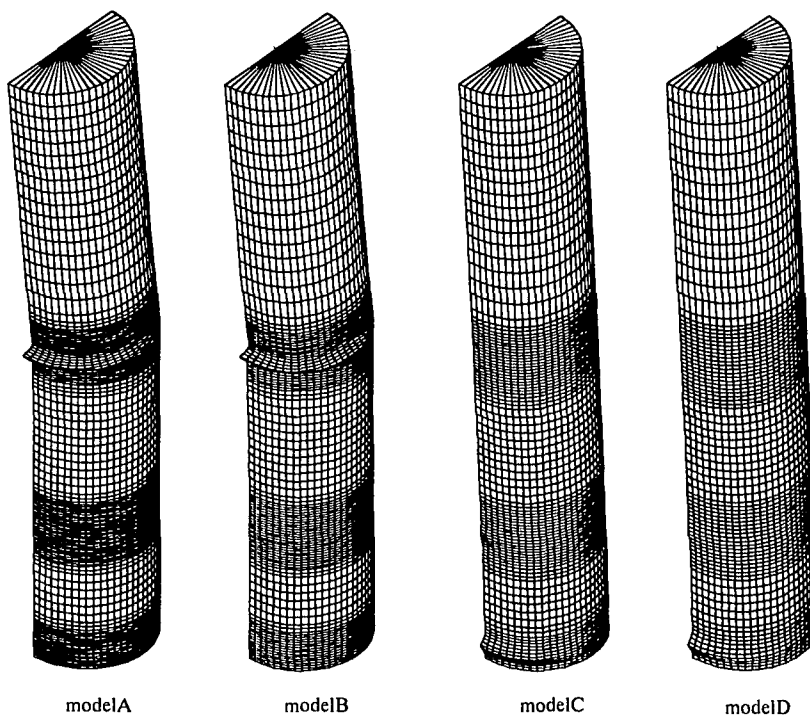
(3) 静的繰り返し解析

a) 解析条件

先に記したように，解析対象の橋脚には上部工重量として一定の圧縮軸力を常時载荷する．この静的解析では，さらに，繰り返し水平荷重 H を橋脚上端に作用させる．水平荷重 H の大きさは，ABAQUS の変位制御機能を使用して，载荷点の水平変位 δ の振幅が $0 \rightarrow +\delta_y \rightarrow -\delta_y \rightarrow +2\delta_y \rightarrow -2\delta_y \rightarrow \dots$ と漸次増加しながら変化するよう制御する．なお，基本変位 δ_y は橋脚を片持梁と見なして求めた初期降伏水平力 H_y に対応する载荷点水平変位の理論値であり，



(a) 水平荷重－水平変位関係



(b) $\delta / \delta_y = 5$ での変形状態

図-3.2.4 単調載荷時の変形挙動

この橋脚の場合には、 $H_y = 3041\text{tf}$ 、 $\delta_y = 8.9\text{cm}$ となる。なお、ここで採用した載荷条件は、鋼製橋脚の耐震性評価を行う際の標準的なものである〔建設省土木研究所, 1997〕。

本解析では、シェル要素とはり要素を用いた解析を実施する。非線形解析としては幾何学的非線形性（有限ひずみ・有限変位理論）、材料非線形性の両方を考慮する。材料構成則はミーゼス型の弾塑性モデルとし、硬化則には等方硬化則と移動硬化則を用いる。これら一般的な構成則に加えて、繰り返

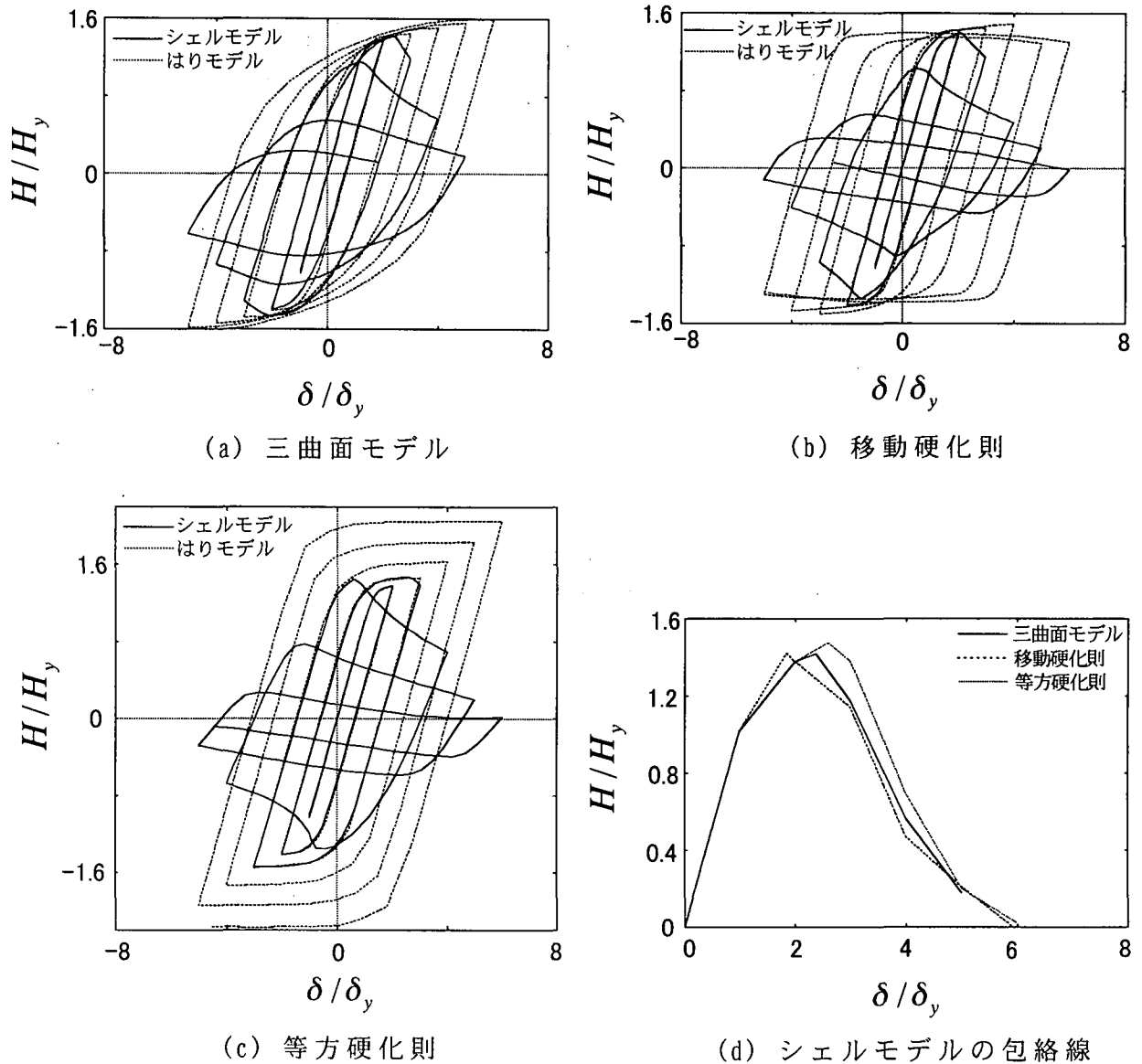
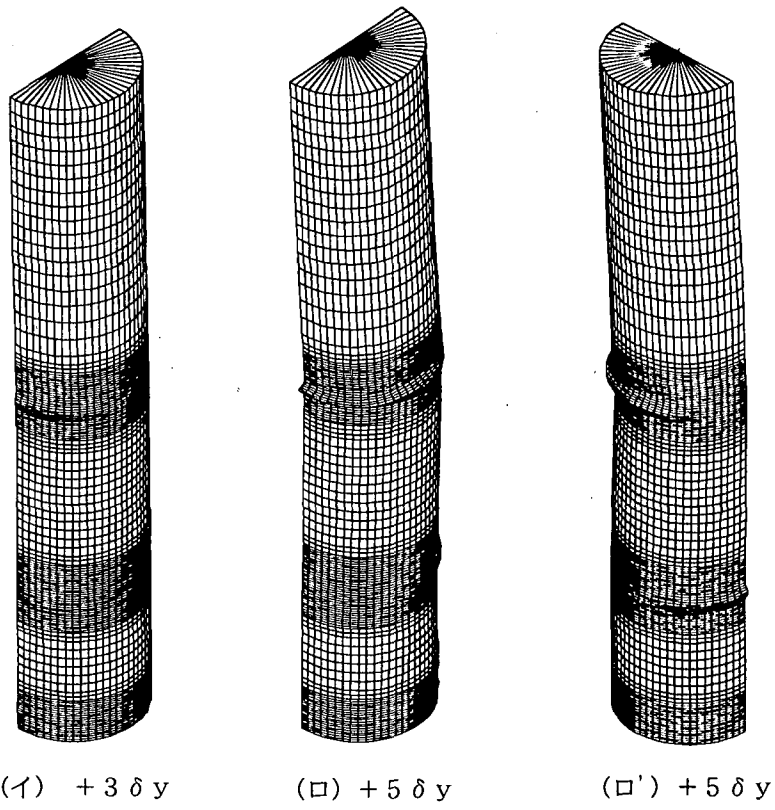


図-3.2.5 水平荷重－水平変位関係

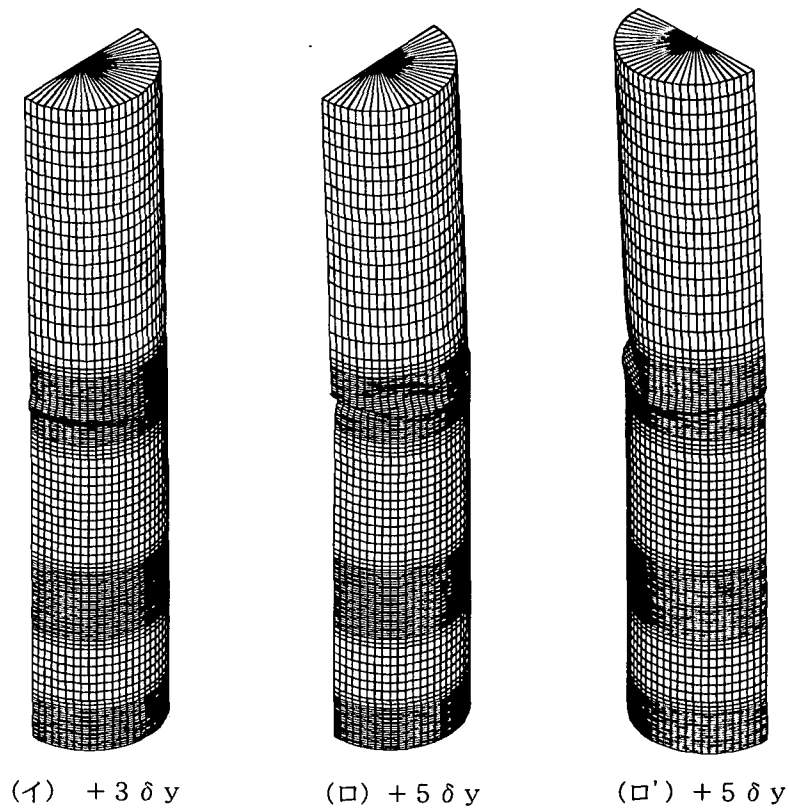
し塑性を適切に考慮した三曲面モデル[後藤芳顯, 1998]による解析も実施する。

b) 解析結果と考察

解析結果として，等方硬化則，移動硬化則と三曲面モデルをシェルモデル S4R とはりモデル B23 に適用した場合の載荷点での水平荷重 H －水平変位 δ 関係の無次元化履歴曲線を各構成則ごとに，シェルモデルとはりモデルによる結果を比較する形で図-3.2.5(a)～(c)に示している．また，シェルモデルの履歴曲線の第一象限における包絡線を図-3.2.5(d)に示す．さらに，各構成則ごとに，載荷点での水平変位が $+3\delta_y$ と $+5\delta_y$ の際のシェルモデルの変形形状を図-3.2.6(a)～(c)に示す． $+3\delta_y$ は包絡線における耐荷力の低下が少し始まった段階， $+5\delta_y$ は耐荷力低下がかなり進行した時点での変形図である．

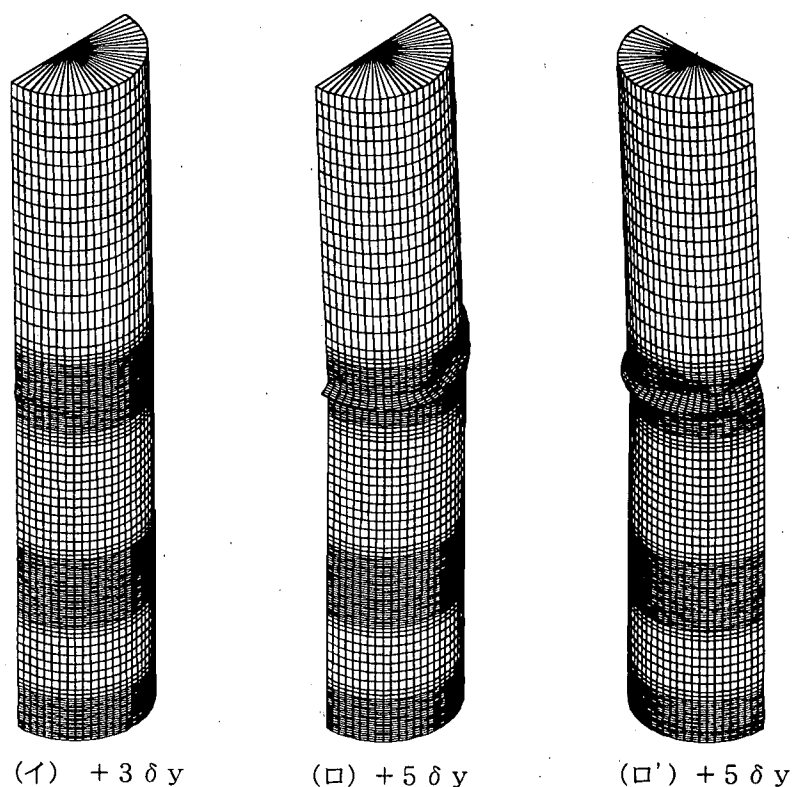


(a) 三曲面モデル



(b) 移動硬化則

図-3.2.6 変形性状



(c) 等方硬化則

図-3.2.6 変形性状 (続き)

まず、図-3.2.5(a)～(c)の無次元化履歴曲線における、シェルモデルとはりモデルを比較すると、局部座屈の影響が生ずるまではいずれの構成則の場合も両者の差はないが、局部座屈が生ずるとシェルモデルの荷重劣化が顕著になり、はりモデルとの差が大きくなる。具体的には、三曲面モデルと移動硬化則では変位振幅が $+2\delta_y$ まで、等方硬化則では硬化領域に及ぶ塑性化が繰り返して生ずることにより降伏曲面が広がり、局部座屈が生じにくくなるため、 $+3\delta_y$ までシェルモデルとはりモデルの解析結果は一致する。

つぎに、構成則の差がシェルモデルを用いた解析結果に与える影響を見ると、図-3.2.6(a)～(c)より、移動硬化則、等方硬化則と三曲面モデルでは局部座屈モードが異なることがわかる。前2者の構成則については、いずれも基部から第2の断面変化部で提灯座屈が生ずるが、三曲面モデルでは初期には第2断面変化部で提灯座屈が生じ、その後、第1断面変化部での提灯座屈に移行する。第2断面変化部では鋼管板厚が小さいため、構成則の差が履歴曲線に現れる前に提灯座屈が発生する。したがって、図-3.2.5(a)～(c)に示すシェルモデルの無次元化履歴曲線における、移動硬化則、等方硬化則の差は提灯座屈のような局部座屈の生じないはりモデルに比べかなり小さい。一方、三曲面モデルでは、提灯座屈は第2断面変化部から、板厚のより厚い第1断面変化部へ移行するため、移動硬化則、等方硬化則に比べ履歴吸収エネ

ルギーがかなり大きくなっている。このように、critical な断面が複数個存在する変断面構造では、三曲面モデルと他の構成則では局部座屈が発生する位置が大きく異なるため、履歴挙動に及ぼす構成則の影響が等断面構造に比べより大きくなっている。

図-3.2.5(d)に示すシェルモデルの履歴曲線の第一象限における包絡線について見ると、構成則の影響は履歴ループに現れるものより小さい。より詳細に見ると、 H/H_y が約 1.2 までは構成則による差は認められないが、これ以降、移動硬化則、三曲面モデル、等方硬化則の順で、最大耐荷力に達する。このとき最大耐荷力は等方硬化則を用いた場合が若干高い。その後、耐荷力は低下していくが、耐荷力低下率は構成則によらずほぼ同等である。等方硬化則で最大耐荷力がより大きくなるのは硬化領域に及ぶ塑性化が繰り返し生ずる場合、降伏曲面が広がり、見かけの降伏応力が増大することによる。

以上の結果をまとめると、はりモデルでは局部座屈による変形が顕著でない領域まではシェルモデルによる結果とよく一致し、このような顕著な局部座屈を許容しない設計を行う場合には精度良く非線形挙動を予測する事ができる。構成則の差の影響は、主として履歴ループと局部座屈モードに現れ、履歴曲線の包絡線にはほとんど現れない。

(4) 動的解析

a) 解析条件

入力地震波として、兵庫県南部地震時に神戸海洋気象台で記録された加速度データ（30 秒間）の NS 成分を用いて動的解析を行う。この解析では、図-3.2.3 の要素分割を用いた有限要素解析に加えて、橋脚を 1 自由度系でモデル化した解析も実施する。なお、減衰については鋼材の塑性化による履歴減衰以外は無視する。

有限要素解析では、上部工質量として橋脚上端部に上部工重量相当の集中質量を与え、橋脚部には 7850kg/m^3 の分布質量を仮定する。要素としてはシェル要素 S4R を用いた場合と、はり要素 B23 を用いた場合とを扱う。非線形解析では幾何学的非線形性（有限ひずみ・有限変位理論）、材料非線形性の両方を考慮する。材料構成則には鋼材の繰り返し塑性が適切に考慮され、実績のある三曲面モデル[後藤芳顯, 1998]を用いる。1 自由度モデルの解析では、復元力特性に 2 パラメータモデル[鈴木森晶, 1996]とバイリニアモデル[日本道路協会, 1996]を適用する。これらのモデルのパラメータ設定には、三曲面モデルによる静的解析結果を用いる。2 パラメータモデルは、矩形断面橋脚に対してかなりの検討が行われ、その有効性が示されている[鈴木森晶, 1996]が、円形断面橋脚に関してはまだほとんど検討されていない。ここでは矩形断面橋脚の検討結果を参考に、解析対象橋脚の径厚比が大きく、[日本道路協会, 1996]の径厚比制限を満たしていないこと、静的解析結果でも最大耐荷力以降の粘りがあまり見られないことを考慮に入れ、A タイプの 2 パラメ

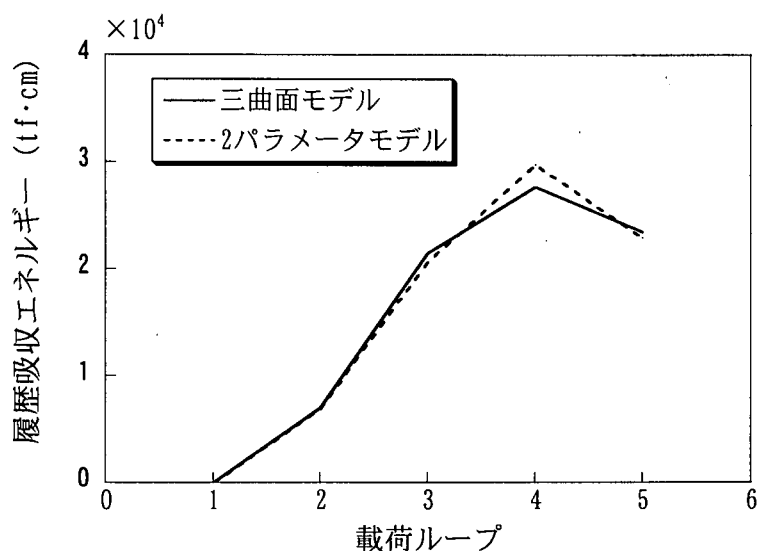


図-3.2.7 履歴吸収エネルギーの比較

ータモデルを用いる．2つのパラメータ値は，静的解析で得られた履歴吸収エネルギー特性を再現できるように決められ，ここでは $\alpha=50.0$ と $\beta=0.5$ に設定した．図-3.2.7に，2パラメータモデルによる载荷ループごとの履歴吸収エネルギーを示している．この図には有限要素解析（三曲面モデル）による結果も示しているが，2つの履歴吸収エネルギー特性は非常に良く一致している．

バイリニアモデルのパラメータ設定については，道路橋示方書〔日本道路協会，1996〕にも明確な方法は示されていない．そこで，本研究では，水平荷重－水平変位関係において，次のような方針でバイリニア型復元力モデルを作成し，パラメトリック解析を行う．

- (a)第一直線は原点と降伏点(H_y, δ_y)を通る直線とする．
- (b)第一直線上に屈曲点を取り，その点と許容変位点を結ぶ直線を第二直線とする．

許容変位点として，(H_m, δ_m)，(H_m, δ_{95})，(H_{95}, δ_{95})の3点を取り上げる．ここに， H_m は最大耐荷力， δ_m はそれに対応する変位， H_{95} は最大耐荷力の95%， δ_{95} は劣化域において H_{95} に対応する変位である．道路橋示方書〔日本道路協会，1996〕では，タイプIIの地震動に対して，耐力低下の小さな領域の最大変位を許容変位の目安に設定することになっており，また統計処理により， δ_{95} の推定式が提案されている〔葛漢彬，1997a, b〕ことから，本研究では耐荷力が95%に低下した点も許容変位点として考慮することにした．許容変位点が(H_m, δ_m)と(H_m, δ_{95})の場合には，屈曲点として第一直線上で H_y ， $1.1H_y$ ， $1.2H_y$ ， $1.3H_y$ ， $1.4H_y$ ， H_m に対応する6個の点を考える． H_m の場合には，

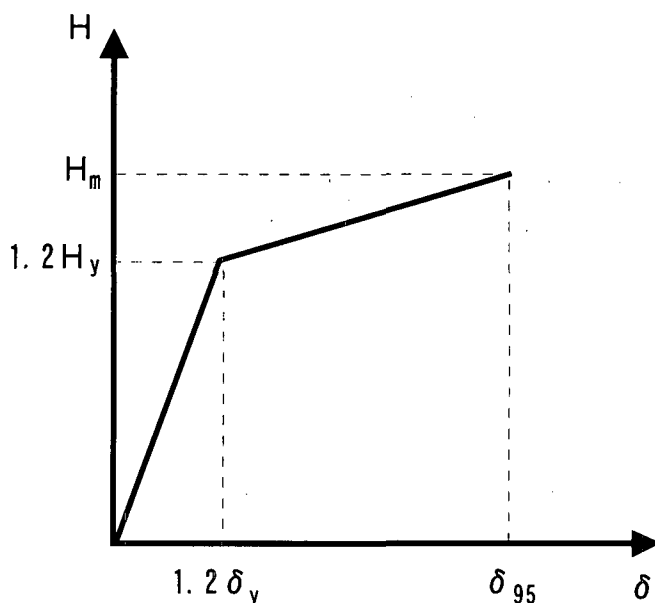


図-3.2.8 バイリニアモデルの骨格曲線例

完全弾塑性モデルとなる． (H_{95}, δ_{95}) が許容変位点の場合には，第一直線上の H_y , $1.1H_y$, $1.2H_y$, $1.3H_y$, H_{95} の 5 点を屈曲点として考慮する． H_{95} の場合は，完全弾塑性モデルである．したがって，バイリニアモデルに関しては，合計 17 ケースの解析を行うことになる．図-3.2.8 に， (H_m, δ_{95}) を許容変位点，第一直線上の $1.2H_y$ に対応する点を屈曲点としたときの，バイリニアモデルの骨格曲線を示す．

b) 解析結果と考察

図-3.2.9 に，3つの解析で得られた水平変位の時刻歴応答を示している．本解析では，塑性化による履歴減衰のみを考慮しているため，鋼製橋脚内の局所的な塑性化を扱える有限要素解析と塑性化を簡便に扱う他の解析法との差が地震動後半で目立ち始め，はりモデルによる結果は他とかなり異なった応答となっている．しかしながら，主要地震動時の変形挙動についてはいずれも良く一致した結果となっている．地震動が終了する 30 秒以降の領域では自由振動となり，その振動の中心変位を残留変位と見なせる．最大応答変位ならびに残留変位を表-3.2.2 にまとめているが，シェルモデルと 2 パラメータモデルの解析結果が良く一致していることが理解される．

図-3.2.10 に有限要素解析で得られた変形状態を，変位を 5 倍に拡大して描いている．この解析では，第 2 の断面変化部で座屈が生じており，静的解析の面外変形モード（図-3.2.6）とはかなり異なったものになっている．これは，局部座屈モードが複数存在する円形変断面橋脚では，静的解析で得られた局部座屈モードと異なったモードが地震時に発生する可能性を示唆する

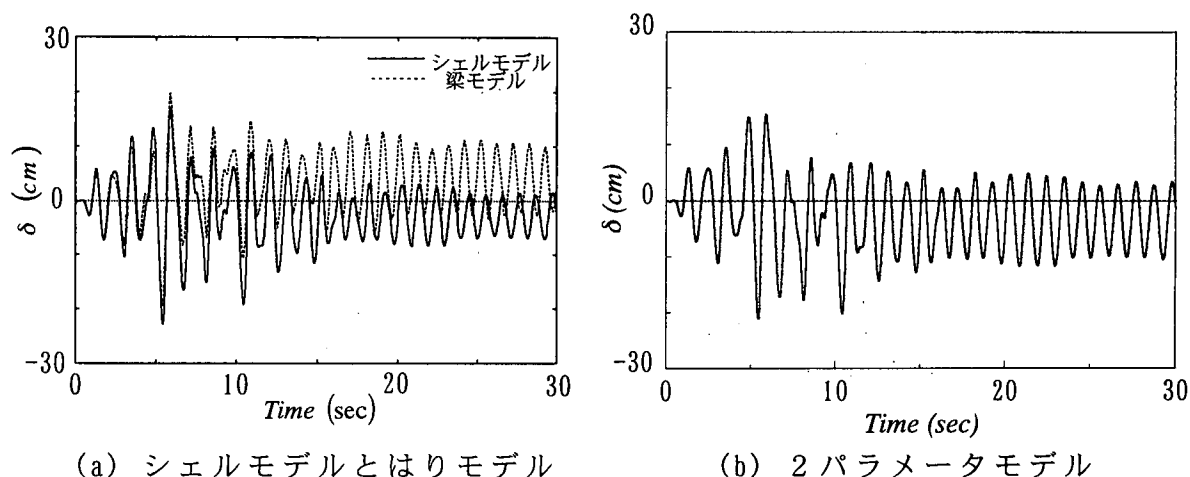


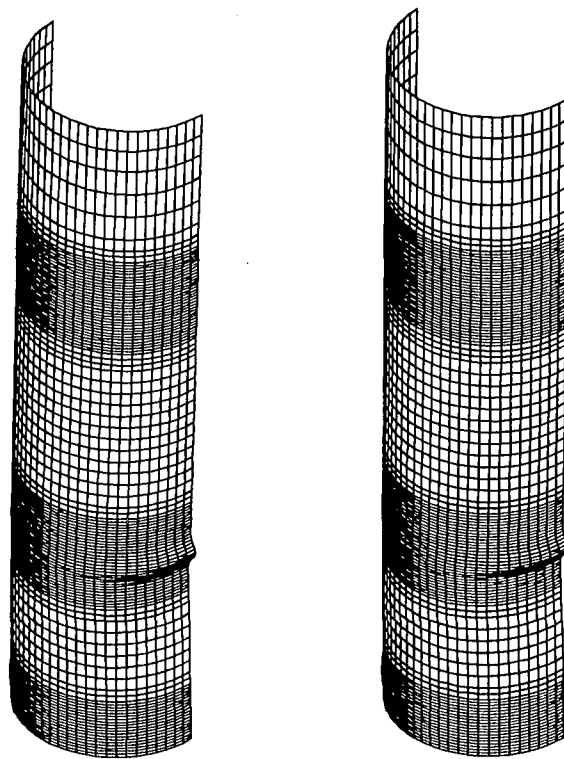
図-3.2.9 時刻歴応答変位

表-3.2.2 動的解析結果（有限要素解析，2パラメータモデル）

解析法	最大応答変位 (cm)	残留変位 (cm)
シェルモデル	-22.55	-4.36
はりモデル	+19.71	+4.01
2パラメータモデル	-21.11	-3.51

ものである。ただし，本解析では，動的最大応答変位が $2.5\delta_y$ 程度であり，面外変形がそれほど大きくなく，局部座屈が変形挙動に支配的な影響を及ぼす段階には至っていない。そのため，静的解析結果をもとにパラメータ値を決定した2パラメータモデルでも，有限要素解析と良く一致した計算結果を得ることができたと考えられる。しかしながら，静的解析と動的解析で局部座屈モードが異なり得ることと，静的解析結果のところで論じたように，局部座屈発生箇所によって，耐荷力低下の度合いが大きく異なることを考え合わせれば，円形変断面橋脚の動的解析を2パラメータモデルで行う際には注意が必要と思われる。

バイリニアモデルで得られた最大応答変位と残留変位を表-3.2.3 にまとめている。最大応答変位は比較的違いが少なく，一部の結果を除き，有限要素解析や2パラメータモデルの結果と良く一致している。これに対し，残留変位はばらつきが大きく，有限要素解析や2パラメータモデルの結果と符号の異なるものさえある。最大応答変位よりも残留変位の方が解析条件に敏感なのは，後藤ら〔後藤芳顕, 1998〕による非線形動的解析の結果でも認められている傾向である。最も良い結果が得られているのは，許容変位点が



(a) 最大応答変位時 (b) 残留変位時

図-3.2.10 変形状状（動的解析）

表-3.2.3 動的解析結果（バイリニアモデル）

ケース	許容変位点	屈曲点	最大応答変位 (cm)	残留変位 (cm)
1-1	(H _m , δ _m)	Hy	-21.4	-0.49
1-2		1.1Hy	-21.4	-0.32
1-3		1.2Hy	-21.4	-0.46
1-4		1.3Hy	-22.0	1.14
1-5		1.4Hy	-22.3	2.33
1-6		H _m	-23.6	2.35
2-1	(H _m , δ ₉₅)	Hy	-22.4	-0.73
2-2		1.1Hy	-21.1	-1.19
2-3		1.2Hy	-21.1	-0.87
2-4		1.3Hy	-21.9	1.09
2-5		1.4Hy	-23.3	2.26
2-6		H _m	-23.6	2.35
3-1	(H ₉₅ , δ ₉₅)	Hy	-23.4	-1.55
3-2		1.1Hy	-21.4	-2.92
3-3		1.2Hy	-20.6	-1.92
3-4		1.3Hy	-21.5	0.31
3-5		H ₉₅	-22.3	0.56

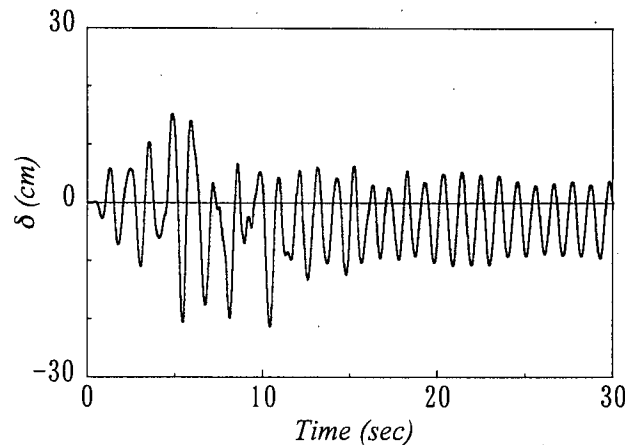


図-3.2.11 時刻歴応答変位（ケース 3-2）

(H_{95} , δ_{95}), 屈曲点が $1.1H_y$ の場合（ケース 3-2）である．図-3.2.11 にその時刻歴応答を示す．なお，バイリニアモデルは劣化勾配を含まず，その適用は局部座屈の影響が小さな場合に限られるが，本解析では最大応答変位がそれほど大きくなく，面外変形も小さいため，十分適用範囲内である．

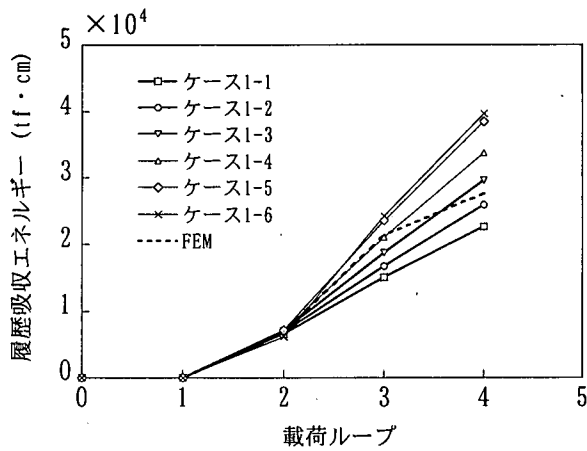
図-3.2.12 にバイリニアモデルにおける各ループごとの履歴吸収エネルギーを示している．本動的解析では 3 ループ目までの履歴吸収エネルギー特性が重要であるが，有限要素解析（三曲面モデル）の履歴吸収エネルギー曲線と良く合った履歴吸収エネルギー特性を有するモデルにより，必ずしも良好な結果が得られているわけではない．バイリニアモデルの設定法については，今後さらなる検討が必要である．

3.2.3 数値解析による検討のまとめ

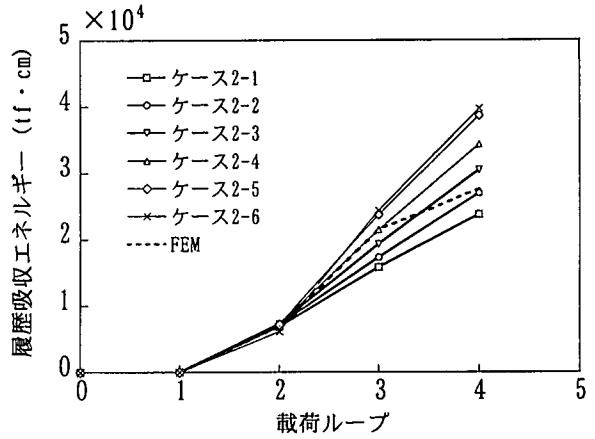
ここで得られた円形変断面橋脚に関する検討結果をまとめると次のようである．

a: 静的解析

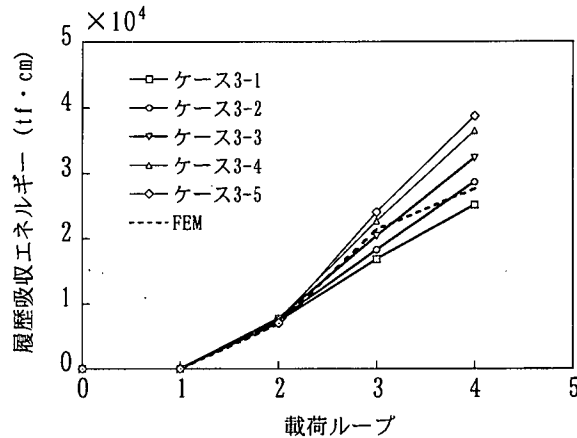
- (1) 変断面橋脚の解析では，要素分割の影響が大きく，要素分割により非常に異なった変形性状を示すことがある．良好な結果を得るには，中村〔中村秀治, 1995〕が提案する基準よりもかなり細かな分割を必要とする．
- (2) 等方硬化則や移動硬化則を用いた一般的な弾塑性モデルで得られた最大耐荷力は，三曲面モデルによる結果とそれほど大きな差は見られない．そのため，最大耐荷力付近までの有限要素解析には，一般的な弾塑性モデルの使用も可能であると思われる．
- (3) 構成則の違いにより，異なった箇所でも局部座屈が発生した．局部座屈発生箇所の板厚が薄いほど面外変形は大きくなり，耐荷力の低下が急速に進む．そのため，構成則の違いは最大耐荷力後の荷重－変位曲線で顕著に現れる．



(a) 許容変位点 (H_m , δ_m)



(b) 許容変位点 (H_m , δ_{95})



(c) 許容変位点 (H_{95} , δ_{95})

図-3.2.12 履歴吸収エネルギー (バイリニアモデル)

b: 動的解析

- (1) 地震荷重下の局部座屈モードは、静的載荷の場合と必ずしも一致しない。
- (2) 2パラメータモデルによる1自由度系の動的解析結果は有限要素解析の結果と良く一致した。本解析では面外変形があまり大きくないが、実務設計の計算においては、そのような範囲での解析が必要とされることから、2パラメータモデルは円形変断面橋脚の設計解析に対しても有効であると考えられる。
- (3) はりモデルによる解析では、主要地震動時には、良好な結果が得られるが、徐々にシェルモデルの結果との差が開き、残留変位はかなり異なった結果となった。
- (4) バイリニアモデルによる1自由度系の動的解析では、パラメータ値により、残留変位は大きく変動するが、最大応答変位は変動が小さく、有限要素解析や2パラメータモデルの結果と比較的良く一致している。残留変位を精度良く求めるには、バイリニアモデルの設定法を今後さらに検討する必要がある。

以上の結果は、ここで取り上げた橋脚に対するものであり、今後さらに多くの橋脚に対して同様の検討を行う必要がある。

ところで、実験に比べれば、解析にかかる費用・時間はかなり少ないと思われるが、それでも、本研究で行ったような、シェル要素を用いた非線形動的有限要素解析を行うにはかなりの時間が必要である。現段階では、この種の解析を通常の設計実務で実施するのは到底無理と思われる。これに対し、1自由度モデルの解析は、ノートパソコン（Pentium 233MHz 程度）でも計算時間は10秒を切る。したがって、2パラメータモデルやバイリニアモデルの有効性や精度を検討していくことは、設計実務上、非常に重要であると思われる。

参考文献

- [皆川勝, 1988] 皆川勝: 構造用鋼材の弾塑性履歴挙動のモデル化とその構造部材への応用, 武蔵工業大学学位論文, 1988.
- [Shen, C., 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.
- [中村秀治, 1995] 中村秀治: 円筒殻の弾塑性座屈解析, 土木学会構造工学委員会, 構造工学震災調査特別小委員会, WG2 資料, 1995.
- [西村宣男, 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.
- [中川知和, 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(1996): 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.
- [中村秀治, 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.
- [日本道路協会, 1996] 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, V 耐震設計編, 丸善, 1996.
- [鈴木森晶, 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.
- [高久達将, 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.
- [安波博道, 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/Standard User's Manual, 1997] ABAQUS/Standard User's Manual: Ver. 5.7, HKS, 1997.

- [葛漢彬, 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.
- [葛漢彬, 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.
- [建設省土木研究所, 1997] 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.
- [大田孝二, 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.
- [葛漢彬, 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.
- [後藤芳顯, 1998] 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, pp. 189-206, 1998.
- [Goto, Y., 1998] Goto, Y., Wang, Q. Y. and Obata, M.: FEM analysis for hysteretic behavior of thin-walled column, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 124, No. 11, pp. 1290-1301, 1998.
- [金田一智章, 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.
- [Li, X. S., 1998] Li, X. S. and Goto, Y.: A three-dimensional nonlinear seismic analysis of frames considering panel zone deformations, 土木学会論文集 No. 605/I-45, pp. 1-13, 1998.
- [村越潤, 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り返し載荷実験データに基づく M- ϕ 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.
- [田嶋仁志, 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- ϕ 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, 1998. 11, pp. 33-40, 1998.
- [寺山徹, 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.

3.3. 支承・落橋防止システムのモデル化

3.3.1. ゴム系支承の精緻な履歴モデル

現在の免震設計では、保有耐力法では等価線形化法によって免震支承の性能を決定、動的解析においてはバイリニアモデルを使用するのが流れである。製品化されている免震支承については、その等価剛性・等価減衰とも算定法が設計指針などで与えられている。しかしながら、厳密には、ゴム系の材料は弾性・粘性・塑性などが絡み合った極めて複雑な力学的特性を示すことが知られている。例えば、高減衰ゴムは、処女載荷時において、やや大きな反力を示すが、2サイクル目以降は安定した反力特性をしめす。したがって、出荷時に予備載荷を行うなどして、この2サイクル目以降の反力特性を期待して免震設計を行うのが一般的である。図 3.3.1～3 に、天然ゴム支承、鉛プラグ入り積層ゴム支承、高減衰ゴム支承の典型的な荷重変位関係を示した。一見して、大振幅時のハードニングや、徐荷時の剛性低下などの複雑な挙動を示すことがわかる。これらに対しても、実務設計においては、等価剛性・等価減衰を考えることで対応している。

一方、研究・開発レベルでは、微小振幅領域から大振幅領域まで整合的かつ精緻に履歴特性を再現するモデルが重要となる。したがって、複雑な履歴特性を再現できる免震支承のモデルはこれまでも数多く提案されている。その中でも、ここでは、微小振幅域から大振幅域まで載荷実験結果を忠実に再現し、かつパラメータ数が比較的少ない履歴モデルを紹介する[吉田 1999]。免震支承の中でも高減衰ゴム支承は、このモデルは、金属の塑性モデルを拡張したもので、粘性、ハードニング、剛性低下などの複雑な影響を統一的に、かつ比較的少ないパラメータ（10 個）で表せるものである。また、微分方程式型で履歴特性が与えられるため、数値計算への適用が容易である。

$$F = F_1 + F_2, \quad (3.3.1)$$

$$\dot{F}_1 = \frac{Y}{U_0} \left\{ \dot{U} - \left| \dot{U} \left(\frac{F-S}{Y} \right)^n \right| \right\}, \quad (3.3.2)$$

$$F_2 = \eta \dot{U}_d = k U_s \quad (3.3.3)$$

ただし、

$$U = U_s + U_d, \quad (3.3.4)$$

$$Y = Y_0 \left(1 + \gamma \left| \frac{U}{U_0} \right|^p \right), \quad (3.3.5)$$

$$\frac{S}{Y} = \left(\alpha_0 - \beta \left| \frac{U_{\max}}{U_0} \right|^q \right) \left(\frac{U}{U_0} - \frac{F}{Y} \right). \quad (3.3.6)$$

ここに、 F は復元力、 U は変位であり、 F_y の式がハードニングを、 S の式が剛性低下をそれぞれ表したものである。 $U_{\max}$ は、過去に経験した最大変位を示す。未知パラメータは、 U_0 , n , η , k , Y_0 , α_0 , β , γ , p , q の 10 個であり、これらは実験的に定められる値である。図 3.3.4. に本モデルのレオロジー表現を示した。骨格曲線を表す非線形ばねと繰り返し履歴特性を表す摩擦要素を並列につなぐことで弾塑性特性を表し (F_1)、それと並列に付け加えた Maxwell 要素 F_2 で速度依存性を表現するようにしたものである。こ

のモデルは、このように、骨格曲線、履歴特性、速度依存性をそれぞれ別の要素で表しているため、実験結果と整合した形でモデルパラメータを設定しやすいという利点を有している。図 3.3.1 から 3.3.3 には 1 軸載荷における実験結果とモデルの整合性を比較したものであり、戻り勾配やハードニングを含めて、高い精度で履歴ループを再現できていることがわかる。

さらに、このモデルは、多軸履歴関係への拡張が、古典粘弾塑性理論に基づいて容易に可能であることも大きな利点の一つである。詳細な理論展開は文献[吉田 1999] [Shames1997]に詳しい。現在、橋梁免震用に用いられつつある 2 方向免震（ x, y 方向で示す）に拡張した場合の式は以下の通りである。

$$F_x = F_{x1} + F_{x2}, \quad (3.3.7)$$

$$F_y = F_{y1} + F_{y2}, \quad (3.3.8)$$

$$\frac{\dot{F}_{x1}}{Y} = \frac{\dot{U}_x}{U_0} - \frac{\sqrt{\dot{U}_x^2 + \dot{U}_y^2}}{U_0} \left| \frac{\sqrt{(F_{x1} - S_x)^2 + (F_{y1} - S_y)^2}}{Y} \right|^{n-1} \frac{F_{x1} - S_x}{Y}, \quad (3.3.9)$$

$$\frac{\dot{F}_{y1}}{Y} = \frac{\dot{U}_y}{U_0} - \frac{\sqrt{\dot{U}_x^2 + \dot{U}_y^2}}{U_0} \left| \frac{\sqrt{(F_{x1} - S_x)^2 + (F_{y1} - S_y)^2}}{Y} \right|^{n-1} \frac{F_{y1} - S_y}{Y}, \quad (3.3.10)$$

$$F_{x2} = \eta \dot{U}_{xd} = k U_{xs} \quad (3.3.11)$$

$$F_{y2} = \eta \dot{U}_{yd} = k U_{ys} \quad (3.3.12)$$

$$U_x = U_{xs} + U_{xd}, \quad (3.3.13)$$

$$U_y = U_{ys} + U_{yd}, \quad (3.3.14)$$

$$\frac{S_x}{Y} = \left(\alpha_0 - \beta \left| \frac{U_{\max}}{U_0} \right|^q \right) \left(\frac{U_x}{U_0} - \frac{F_x}{Y} \right). \quad (3.3.15)$$

$$\frac{S_y}{Y} = \left(\alpha_0 - \beta \left| \frac{U_{\max}}{U_0} \right|^q \right) \left(\frac{U_y}{U_0} - \frac{F_y}{Y} \right). \quad (3.3.16)$$

$$Y = Y_0 \left\{ 1 + \gamma \left(\frac{\sqrt{U_x^2 + U_y^2}}{U_0} \right)^p \right\}, \quad (3.3.17)$$

$$U_{\max} = \max \left[\sqrt{U_x^2 + U_y^2} \right], \quad (3.3.18)$$

ここに、 F_x : x 方向の反力、 F_y : y 方向の反力、 U_x : x 方向の変位、 U_y : y 方向の変位である。なお、未知パラメータは一方向モデルと同一である。したがって、一方向の載荷実験のみから、2 方向の履歴モデルが得られることになる。実際に、図 3.3.5 に示した水平 2 方向に連成した変位履歴経路を入力した場合の荷重履歴が図 3.3.6, 7 である。この場合のパラメータは、図 3.3.3 の一軸の載荷履歴から決定したものである。このように、当モデルを用いることで、高精度に、多方向の 3 次元的挙動が解析可能であることがわかる。

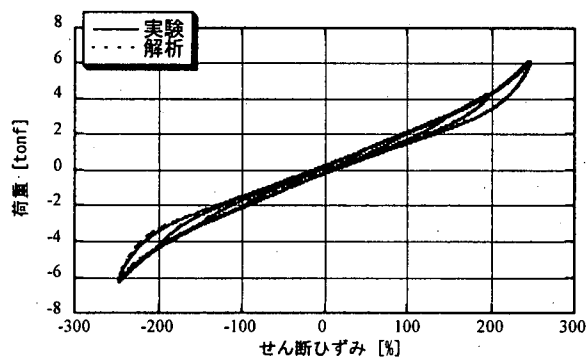


図 3.3.1.積層ゴム支承の荷重変位関係

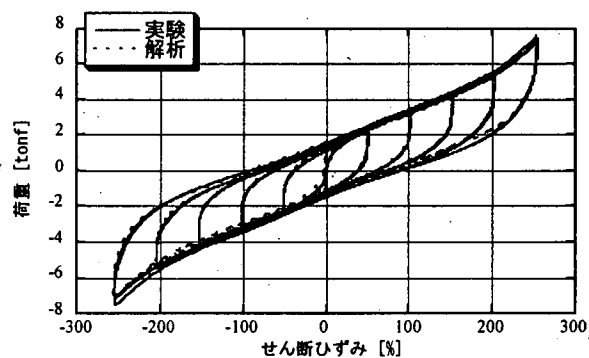


図 3.3.2.鉛プラグ入り積層ゴム支承の荷重変位関係

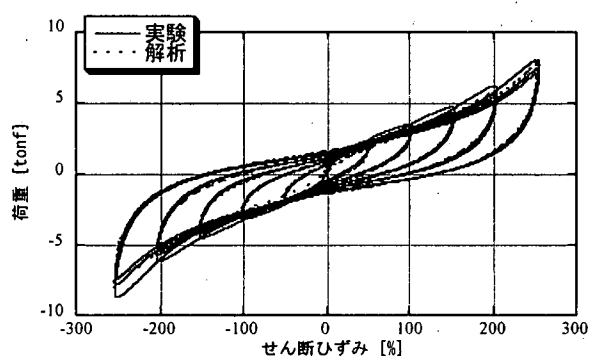


図 3.3.3.高減衰ゴム支承の荷重変位関係

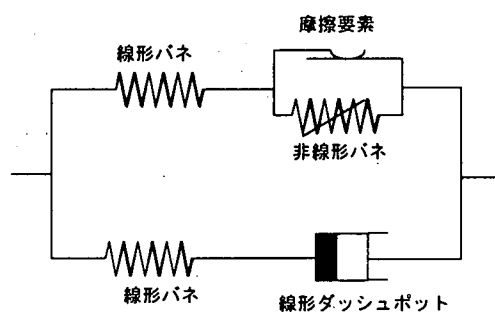


図 3.3.4.ゴム支承のレオロジーモデル

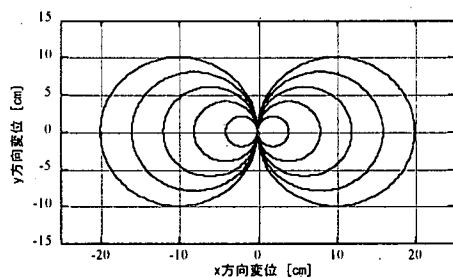


図 3.3.5.入力変位経路

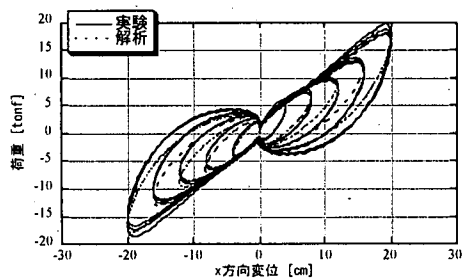


図 3.3.6.x 方向の荷重変位関係

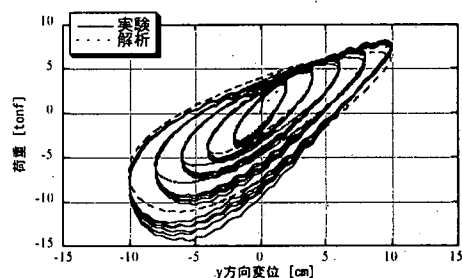


図 3.3.7.y 方向の荷重変位関係

3.3.2. すべり支承・摩擦のモデル化

摩擦力は接触圧に比例するクーロン摩擦力としてモデル化されることが多い。具体的には、

$$F = \mu N$$

である。また、 μ の値は、静止状態に働く静摩擦力と動的な状態で働く動摩擦力で異なり、同じ面圧では静摩擦力の方が大きい材料が一般的である。橋梁の動的解析においては、簡易に静摩擦係数と動摩擦係数を等しいと仮定することが多い。その場合でも、摩擦力は完全剛塑性の性質を表すこととなり、相対速度 0 の時に不連続的に力の大きさ・向きが変化することになるため、精密な解析では静止条件や滑動条件から場合分けをして解析を進める必要がある。このように、クーロン摩擦に基づくモデルを用いる場合には、数値計算上の困難が生じるので、図 3.3.8 の点線に示すように微少な線形領域を仮想的に入れて完全弾塑性要素として計算することでこの困難を避けることが行われている[川島 1981] [Abe1996]。また、文献[川島 1981]においては、完全剛塑性の摩擦モデルと、図 3.3.8 の点線のように完全弾塑性近似した場合の精度の比較が行われており、完全弾塑性近似が実用的に十分な精度を有していることが示されている。

免震構造への応用が期待されているテフロン板とステンレス板の摩擦を利用したすべり支承では、図 3.3.9 に示すように摩擦係数に対してすべり速度の依存性が顕著であるため、速度に依存しないクーロン摩擦の定式は適しない。したがって、精緻な動的解析を行う場合には、

$$\mu = \mu_{\max} - (\mu_{\max} - \mu_{\min}) e^{-a|v|} \quad (3.3.19)$$

のように速度に依存する摩擦モデルが用いられる[岡本 1995]。ここに $\mu_{\max}$ 、 $\mu_{\min}$ は、最大・最小の摩擦係数であり、 a は面圧や幾何形状による定数で、それぞれ実験的に定める。また、この関係を Bouc-Wen の微分方程式型にあらわし、さらに 2 方向免震を想定して拡張したものとして Constantinou らの方法がある[Mokha1993]。すなわち、

$$F_x = \mu_x N Z_x \quad (3.3.20)$$

$$F_y = \mu_y N Z_y \quad (3.3.21)$$

$$\begin{Bmatrix} \dot{Z}_x \\ \dot{Z}_y \end{Bmatrix} = \frac{A}{Y} \begin{Bmatrix} \dot{U}_x \\ \dot{U}_y \end{Bmatrix} - \frac{1}{Y} \begin{Bmatrix} Z_x^2 (\gamma \operatorname{sgn}(\dot{U}_x Z_x) + \beta) & Z_x Z_y (\gamma \operatorname{sgn}(\dot{U}_y Z_y) + \beta) \\ Z_x Z_y (\gamma \operatorname{sgn}(\dot{U}_x Z_x) + \beta) & Z_y^2 (\gamma \operatorname{sgn}(\dot{U}_y Z_y) + \beta) \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{U}_x \\ \dot{U}_y \end{Bmatrix} \quad (3.3.22)$$

とするものである。ここに、 Z_x 、 Z_y は無次元の履歴を表す変数であり、 Y 、 A 、 γ 、 β は、履歴ループの形状を定める定数で、実験的に定める。Constantinou らは、実験による検証を行っており、高い精度での再現に成功している。また、Bouc-Wen のパラメータ値として、

$$A/(\beta + \gamma) = 1$$

とすることが、運動の方向と摩擦力の方向が一致するために必要であることを指摘している。上述の関係式を満たすパラメータ値のうち、特に、 $A=1$ 、 $\beta=0.1$ 、 $\gamma=0.9$ を推奨している。

3.3.3. 破壊を考えた金属支承のモデル化

金属支承の破断が、橋脚ならびに橋梁全体系の被災パターンに大きな影響を与え得ることが指摘されている。支承は、上部構造と下部構造のリンクであり、支承の反力がすなわち下部構造への入力となるからである。さらに、支承が破断して完全にフリーとなれば、理論的にはそれ以上下部構造の損傷が進むことがないことになる。これが、いわゆる「支承ヒューズ論」である。しかし、実際には、破断後も摩擦力が働くと思われ、また、下フランジに支承が食い込んだりして、力が伝達する場合もあるため、一般には支承ヒューズを前提とした耐震設計は好ましくないとされている。また、支承の破壊は、走行性の喪失を意味する場合はほとんどであるから、使用性を含めた全体系の耐震性能評価のためには、支承の耐荷力をきちんと評価する必要が大きい。しかし、これまで、精緻な解析モデルは提案されるに至っていない。

これまでのところ、金属支承の破壊に伴う複雑な挙動の精緻なモデルが構築されていないため、設計計算値において破壊しすべり変形モードに移行すると考えた、簡易な支承モデルによって動的解析が行われているのが一般的である[家村 1998]。ただし、金属支承は許容応力法に基づいて設計されており、また、断面も肉厚であることから、降伏後もかなり大きな耐力を有していることが予想される。そのため、支承の実耐荷力は設計耐荷力を遥かに上回るものと思われる。したがって、設計計算値をそのまま用いた場合、支承の耐荷力、ひいては下部構造への慣性力入力を小さめに見積もる恐れがある[柳野 1998]。

図 3.3.10-3.3.12 は、典型的な固定支承であるピン支承と、典型的な可動支承である BP 支承およびローラー支承の構造を示したものである。それぞれ、下沓、上沓、ストッパーなどの複数のエレメントからなっており、その地震時挙動は、各エレメントの接触に加えて、セットボルトやソールプレート、フランジ、アンカーなどの変形などが加わるため、かなり複雑な挙動となることが容易に予想されよう。図 3.3.13-3.3.18 は、150t の標準支承について橋軸方向ならびに橋軸直角方向に載荷実験を行った結果である[宇佐美 1999]。同じ図に、材料試験結果に基づいた実際の材料特性を用いて、簡易な梁理論によって曲げおよびせん断耐力を計算した値を示した。降伏耐力は梁の初降伏、最大耐力は梁の全断面降伏を仮定して計算したものである。また、各エレメント間の摩擦については、実験で得られた摩擦係数値を使用している。その際、各支承毎に考えられる損傷パターンをリストアップし、そのすべてについて耐力計算を行って、最弱となるエレメントの耐力が支承全体となると考えた。表 3.1 は、その一例としてピン支承の損傷パターンをリストアップしたものである。

表 3.1 ピン支承の損傷パターン

上沓回転によるセットボルトの引張破断
上沓突起の支圧破壊、せん断破壊によるセットボルトのせん断破断
アンカーボルトの引張破断、せん断破断
主桁転倒モーメントによるセットボルトの引張破断
上沓突起の支圧破壊・せん断破壊によるセットボルトのせん断破断
ピンの引張破断
ピンとのかみ合わせ部のせん断破断、曲げ破断、支圧破壊
アンカーボルトの引張破断、せん断破断

実験結果との対応を図に見ると、降伏時の値については、良好な対応関係がみられるが、最大耐力に関しては予測精度が低い。これは、肉厚断面においては、一般に塑性破壊と脆性破壊が混合した破壊形態が生じ

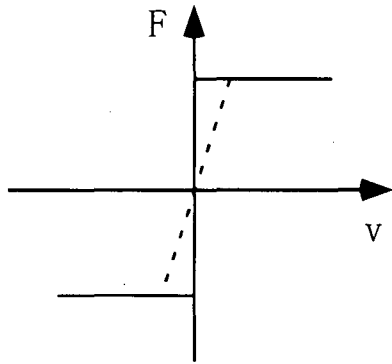


図 3.3.8. クーロン摩擦力

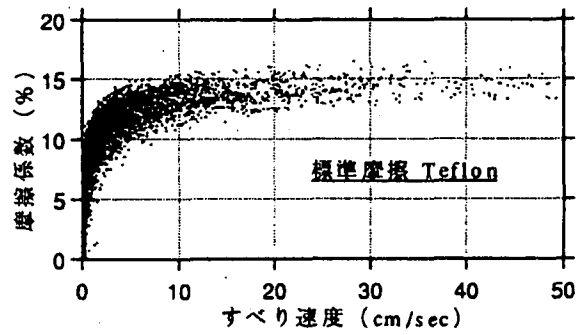


図 3.3.9. テフロン摩擦係数

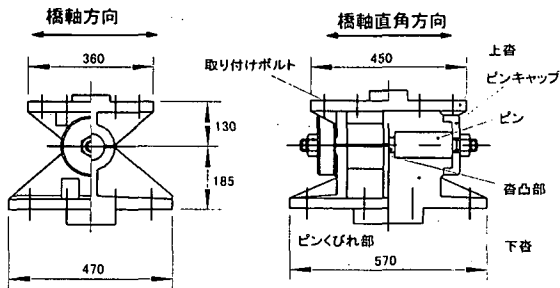


図 3.3.10. ピン支承

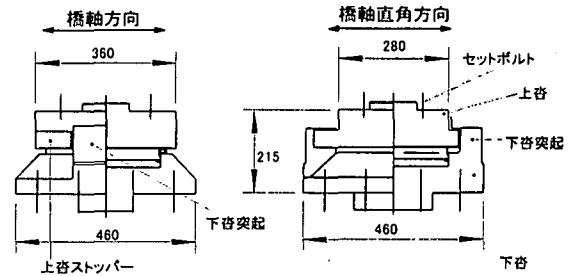


図 3.3.11. BP - B 支承

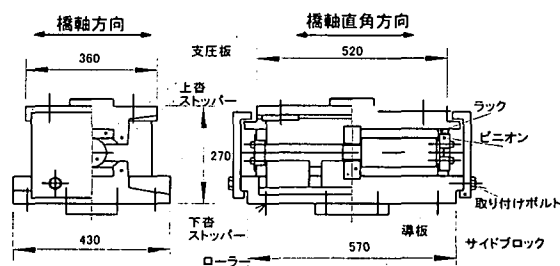


図 3.3.12. 一本ローラー支承

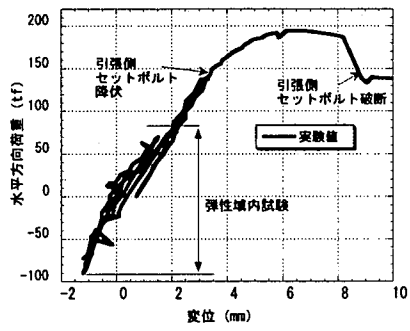


図 3.3.13. ピン支承橋軸方向

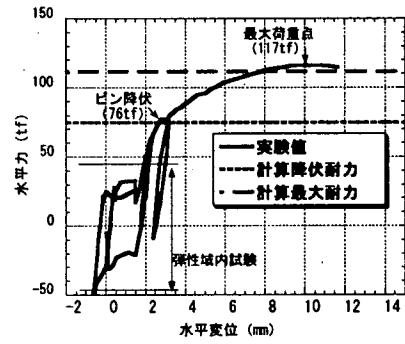


図 3.3.14. ピン支承橋軸直角方向

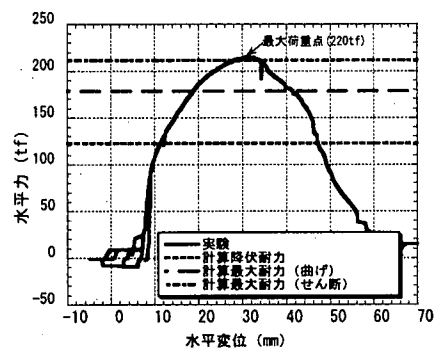


図 3.3.15. BP-B 支承橋軸方向

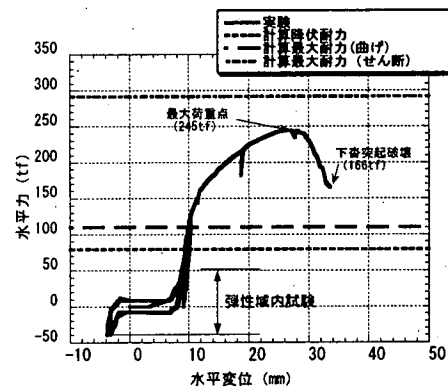


図 3.3.16 BP-B 支承橋軸直角方向

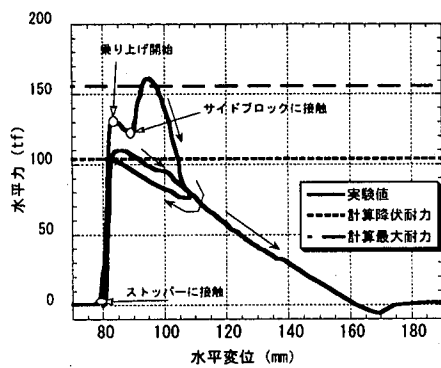


図 3.3.17 一本ローラー支承橋軸方向

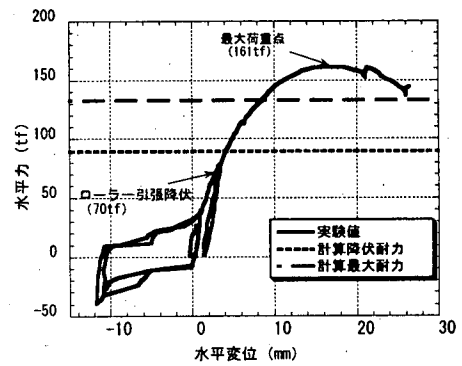


図 3.3.18 一本ローラー支承橋軸直角方向

るため、単に全断面塑性を仮定した計算の仮定と食い違うためであると思われる。また、図 3. 3.19 および 3.3.20 の結果は、ピン支承について最弱エレメント（図 3. 3.19 ではセットボルト、図 3.3.20 ではピン）の挙動に着目して変位・復元力関係を求め、実験値と比較したものである。耐力に対してはおおむね予測可能であるが、変位値が実験値を下回る結果となっている。これは、最弱エレメント以外のエレメントの寄与があるためだと考えられる。

上述の知見に基づいて概略のモデルを提案したものが図 3.3.21, 3.3.22 である。図 3.3.21 は固定支承を示しており、破断以前は塑性かに対応したバイリニア的性質を示し、破断後は摩擦的性質を示す特性を表したものである。図 3.3.22 は、可動支承を示しており、許容移動変位までは、摩擦力のみが作用し、移動制限装置と接触した以降は、バイリニア的性質を示す。さらに、移動制限装置の破壊後は、破壊前より高い摩擦が作用する、というモデルである。

このように、金属支承の実験結果や解析結果は未だ十分であるとはいえない。特に、摩擦・接触の取り扱い、また、肉厚断面の破断メカニズムやその速度依存効果などに大きな課題を抱えている。また、ここでは触れなかったが、アンカーが破壊する場合についてはコンクリートの支圧破壊など更に複雑な現象を取り扱う必要がある。これらは、材料力学の最先端の課題であるとともに、支承についての基礎的実験結果自体が不足していることから、精緻なモデル構築に向けてさらなる研究が必要であろう。

3.3.4. 衝突と落橋防止システムのモデル化

1995 年兵庫県南部地震に際して、最悪の場合には、高架橋システムに設けられる落橋防止システムや桁連結装置が上部構造の落橋を防ぐ重要な役目をなすことが改めて認識された。その結果として、多径間の上部構造を有する高架橋システムの大地震時挙動を動的応答解析によって把握する際には、桁の衝突に加えて、桁と橋脚または橋台を連結している落橋防止システム、あるいは、桁同士を連結している桁連結装置などを適切にモデル化して解析に取り入れる必要がある。

例えば、道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編に示されている落橋防止構造のおもなものには、上部構造と下部構造を相互に連結するタイプ（図 3. 3. 23）、上部構造および下部構造に突起を設けるタイプ（図 3. 3. 24）、あるいは、2 連の上部構造を相互に連結するタイプ（図 3. 3. 25）がある[日本道路協会 1997]。このような構造要素の最も基本的な解析モデルには、図 3. 3. 26 に示すような落橋防止装置の作動、遊間の考慮に加えて桁の衝突を、ばねの剛性変化によってモデル化した非線形ばねが用いられる場合が多い[中島 1997]。このモデルでは、落橋防止装置の作動や桁の衝突はばねの剛性を大きくすることによって考慮し、遊間はばねの剛性をほとんどゼロにすることによって考慮している。

川島、庄司は、図 3. 3. 25 に示すようなゴム緩衝装置を有するケーブル式桁連結装置を用いて、桁の衝突や落橋防止装置の作動に与えるゴム緩衝装置の効果を、図 3. 3. 27 のように非線形のばね特性に取り入れて、衝撃力を軽減させる試みを解析により検討し、緩衝装置の有効性を示した[川島 1999]。津村、渡邊[津村 1998]らは、図 3. 3. 28 のような桁連結装置あるいは、図 3. 3. 29 のように桁連結ケーブルを想定した落橋防止装置を、やはり、図 3. 3. 30 のような復元力特性をもつ非線形ばねにモデル化して、高架橋システムの耐震挙動を検討している。しかし、これらの研究では、上部構造と複数の橋脚を有する高架橋システムの橋軸方向の大地震時挙動にのみ着目して検討している。これに対して、高架橋システムの落橋防止装置の挙動は、高架橋システムの 3 次元的な挙動に追従した動きを呈することから、上述のような 1 次元的な挙動を示す解析モデ

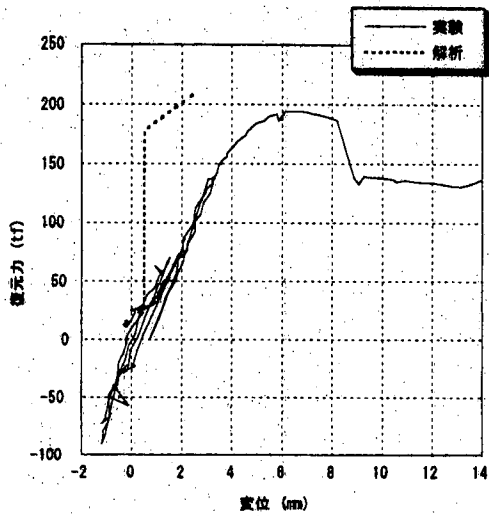


図 3.3.19 ピン支承橋軸方向

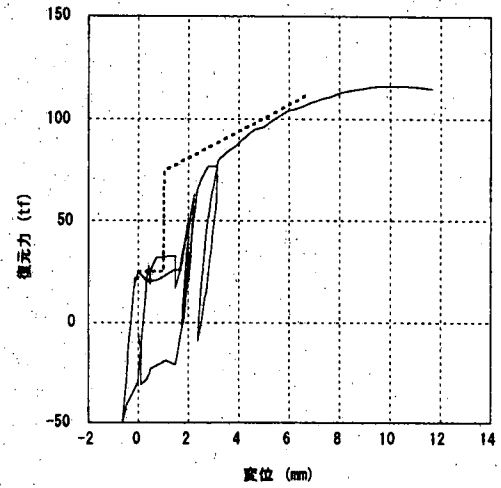


図 3.3.20 ピン支承橋軸直角方向

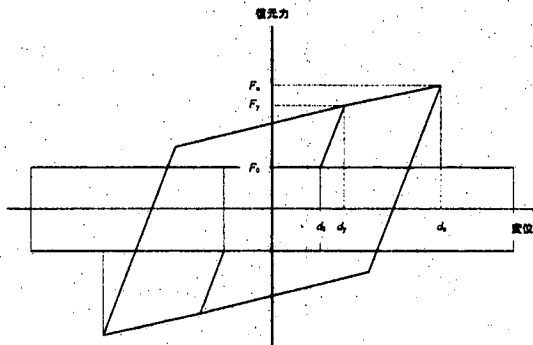


図 3.3.21 固定支承モデル

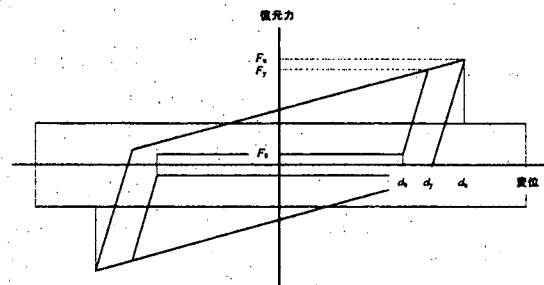


図 3.3.22 可動支承モデル

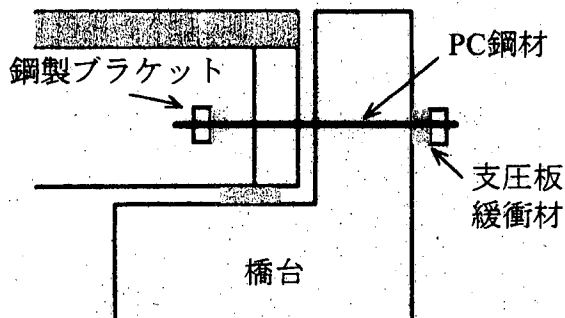


図 3.3.23 上部構造と下部構造を連結する落橋防止構造の例

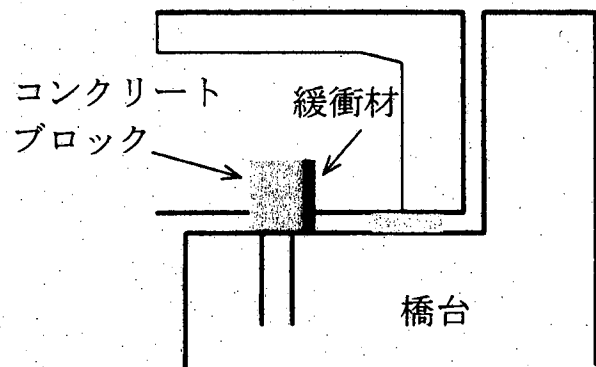


図 3.3.24 上部構造および下部構造に突起を設ける落橋防止構造の例

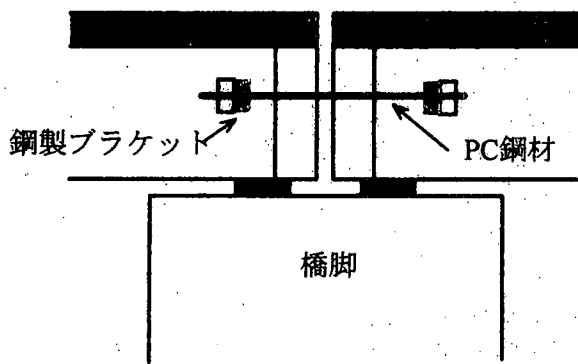


図 3.3.25 2連の上部構造を相互に連結する落橋防止構造の例

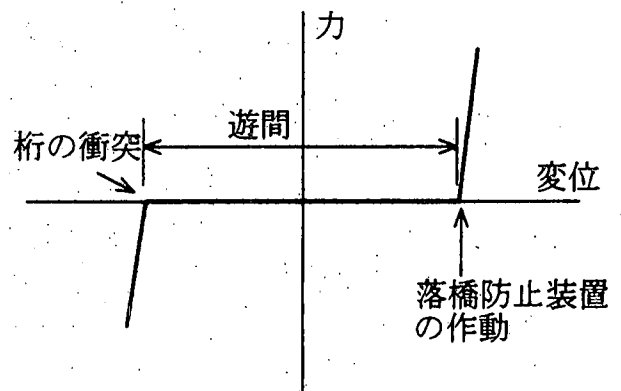


図 3.3.26 落橋防止構造のモデル化

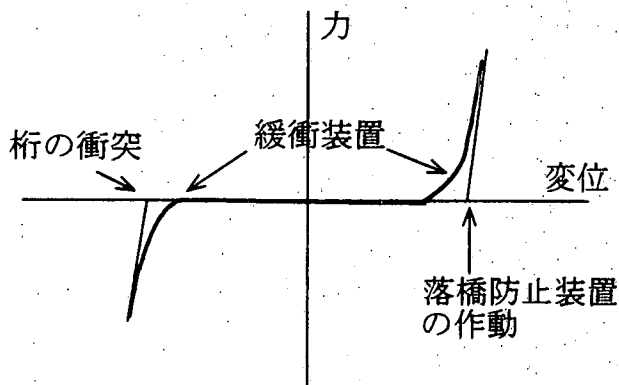


図 3.3.27 緩衝装置を有する落橋防止構造のモデル化

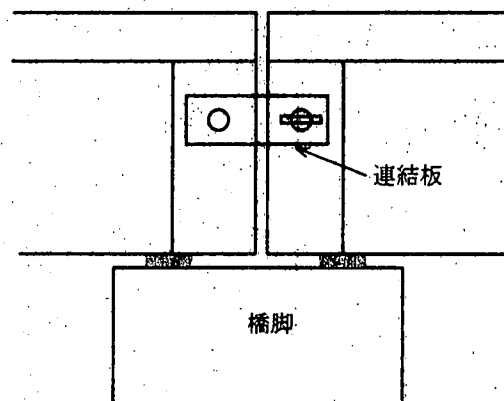


図 3.3.28 桁間連結装置

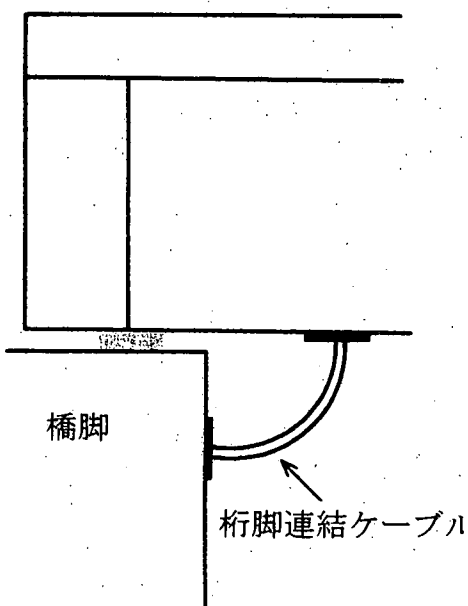


図 3.3.29 桁脚連結ケーブル

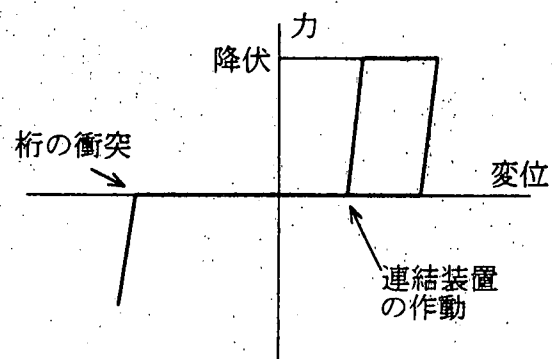


図 3.3.30 桁間連結装置および桁脚連結ケーブルのモデル化

ルではなく、橋軸直角方向の挙動も含めた剛性の非線形性、桁の遊間およびクーロン摩擦減衰を考慮した 3 次元的な挙動に追従できるジョイント要素モデルも提案されている[Priestley1998].

さらに、図 3.3.29 に示すような桁連結装置にゴム緩衝装置[園田 1998]あるいは高エネルギー吸収耐震連結板[小畑 1999]などを組み込んだ落橋防止装置も開発され、実験的な検討も行われてきている。今後は、これら実験によって得られた落橋防止システムの復元力特性を取り入れた動的応答解析によって、高架橋システムの 3 次元大地震時挙動が広範に検討されることが必要である。

参考文献

- [川島 1981]川島一彦：動的解析における摩擦力のモデル化に関する 1 考察，土木学会論文報告集，No.309，pp.151-154,1981.
- [岡本 1995]岡本晋・深沢泰晴・藤井俊二・尾崎大輔：すべり方式免震システムを有する橋梁の地震時挙動特性，土木学会論文集，No.513，pp.191-200,1995.
- [日本道路協会 1997]日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅴ 耐震設計編，1997.12.
- [中島 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.
- [家村 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.650-666.1998.
- [柳野 1998]柳野和也，藤野陽三，阿部雅人，阿部哲子：1995 年兵庫県南部地震における 3 径間連続高架道路橋の被害分析，第 10 回日本地震工学シンポジウム，2375-2378，1998.
- [津村 1998]津村洋祐，渡邊英一他：大地震時における連続高架橋の損傷メカニズムの解明と対策に関する研究，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，土木学会鋼構造委員会・鋼構造物の耐震検討小委員会，1998.11.
- [園田 1998]園田佳巨，衛藤芳昭他：緩衝ゴムを用いた落橋防止連結板の静的および動的応答特性に関する実験的考察，土木学会論文集，No.598/I-44，pp.333-346，1998.7.
- [小畑 1999]小畑誠，栗原位充，後藤芳顕：高エネルギー吸収耐震連結板の強度および変形特性，土木学会論文集，No.612/I-46，pp.239-249，1999.1.
- [川島 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.
- [宇佐美 1999]宇佐美哲・阿部雅人・藤野陽三・森重行雄・鶴野禎史・柳野和也：金属支承の終局水平挙動に関する実験的研究，第 25 回地震工学研究発表会講演論文集，pp.853-856,1999.
- [吉田 1999]吉田純司・武貞聡・阿部雅人・藤野陽三：水平 2 方向加振に対応した積層ゴム支承のモデル化，第 25 回地震工学研究発表会講演論文集，pp.741-744,1999.
- [Abe1996]Abe,M: Tuned mass dampers for structures with bilinear hysteresis, *Journal of Engineering Mechanics*, Vol.122, pp.797-800, 1996.
- [Mokha1993]Mokha, A., Constantinou, M.C. and Reinhorn, A.M.: Verification of friction model of Teflon bearings under triaxial load, *Journal of Structural Engineering*, 119(1), pp.240-261, 1993.
- [Priestley1998]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，技報堂出版，pp.79-135，1998.4.
- [Shames1997]Shames, I. H., and Cozzarelli, F. A. : Elastic and inelastic stress analysis, revised printing, Taylor &

Francis, 1997.

[Tsopelas1991]Tsopelas, P.C., Nagarajaiah, S., Constantinou, M.C. and Reinhorn, A.M.: 3D-BASIS-M: Nonlinear dynamic analysis of multiple building base isolated structures, *NCEER Report 91-0014*, 1991.