

簡易非線形動的応答解析による鋼製橋脚の耐震性評価

依田照彦*、松尾礼子**、春日清志***

*工博 早稲田大学教授 理工学部土木工学科 (〒169 新宿区大久保 3-4-1)

**工修 パシフィックコンサルタンツ (株) (〒163-07 新宿区西新宿 2-7-1)

***早稲田大学大学院理工学研究科修士課程 (〒169 新宿区大久保 3-4-1)

鋼製橋脚の耐震性を考える上で、鋼板の局部座屈強度や橋脚のP-Δ効果が鋼製橋脚の終局強度に大きく影響することはよく知られている。しかし、地震時のように弾塑性状態で繰り返し履歴変位が生じるとき、局部座屈やP-Δ効果が鋼製橋脚の地震時挙動にどのような影響を及ぼすかについては必ずしも明らかにされていない。

ここでは、簡易非線形動的応答解析による鋼製橋脚の耐震性能の評価方法について述べた後、実際に地震を受けた鋼製橋脚に対し、提案した荷重-変位履歴構成則モデルを用いて動的応答解析を実施し、簡易非線形動的応答解析の妥当性を検討する。これらの成果をもとに、1次元バネ-質点系モデルの有効性と適用範囲について考察を加えた。その結果、簡易動的応答解析手法によっても、適用限界以内であれば、地震荷重を受ける鋼製橋脚の挙動をシミュレートできることがわかった。

Key Words : Simplified Method, Non-linear Dynamic Analysis, Steel Bridge Piers

1. はじめに

1995年1月に発生した兵庫県南部地震は、鋼製橋脚に多くの損傷をもたらした。鋼製橋脚の被害は、塗装が剥がれた程度のものから崩壊したものまで多種多様であったが、このときを境に局部座屈を考慮した鋼製橋脚の耐震性の検討の気運が高まったことは事実である。以後、諸機関において鋼製橋脚を対象とした静的および準静的繰り返し載荷実験が精力的に行われ、現在、鋼製橋脚の繰り返し挙動が明らかになりつつある。しかしながら、実験の成果のみで実際の鋼製橋脚の耐震性を評価することは、入力地震動・復元力特性などに関するパラメータの多さから判断して限界があると思われる。そこで、鋼製橋脚の耐震設計の中に、従来の震度法・保有水平耐力法による耐震設計に加えて、動的解析による耐震設計が追加された。

動的解析そのものは十分熟知された手法であるが、地震時の鋼製橋脚の動的弾塑性繰り返し挙動を解析的に調べることは、有限要素法の汎用プログラムを用いたとしても必ずしも容易ではない。したがって、ここでは簡易な動的解析法について検討し、それを用いた耐震性の評価方法について記述する。また、動的解析による耐震設計への応用を意識して、簡易な動的解析の基本的な部分を中心に述べる。

道路橋示方書の耐震設計編¹⁾によれば、「地震時の挙動が複雑な橋は、動的解析を行い、その結果を設計に反

映させるのがよい」とされている。そして、動的解析を行う例として、コンクリートを充填しない鋼製橋脚のように構造部材の非線形履歴特性に基づくエネルギー一定則の適用性が十分検討されていない部材が挙げられている。

本論文ではコンクリートを充填しない鋼製橋脚を対象とし、地震時の挙動が1自由度のバネ-質点系で表現できる鋼製橋脚を仮定する。この前提条件における1次元バネ-質点系モデルの動的応答解析では、荷重-変位履歴曲線の仮定と1質点系の質量の仮定が結果を左右することは言うまでもない。つまり、バネ-質点系モデルでは、粘性減衰を考慮しなければ、バネ定数 k ・質量 m ・固有周期 T が支配的パラメータであり、このうち2つのパラメータを決定すれば、残りのパラメータは計算により求められる。通常、質量は動的解析の途中で変えることはしないので、バネ定数の値を変えることによって、鋼製橋脚の復元力特性を調べることになる。したがって、バネ定数すなわち荷重-変位曲線の勾配を決定するために、鋼製橋脚の静的あるいは準静的繰り返し載荷実験の結果が必要になる。この繰り返し載荷実験の中には構成員要素の局部座屈とP-Δ効果の影響が含まれているので、1次元の荷重-変位関係において、剛性の低下と強度の劣化が顕著に現れる²⁾。この剛性低下と強度の劣化を考慮した復元力モデルの構築が、動的解析の結果を左右することになる。

2. 復元力モデルの構築

まず鋼製橋脚を頂部に集中質量 m を持つ1自由度系モデルに置き換える。このとき、鋼製橋脚の復元力特性は、橋脚頂部の水平反力 R と水平変位 δ の履歴曲線として表現される。復元力特性の形を決定するには「骨格曲線（以後スケルトンカーブと呼ぶ）」と「履歴法則」が必要となる。ここに、スケルトンカーブは、静的繰返し実験の結果または弾塑性繰返し計算の結果を用いて定めることになる。また、履歴法則については、現在確立した基準は見られないので、実験結果を基にモデル化をせざるを得ない状態にある。復元力モデルの構築にあたっての検討事項は以下のように整理できる。

①スケルトンカーブの決定

繰返し載荷実験の結果をもとにスケルトンカーブを作成する。

②剛性低下

繰返し載荷が進展する場合、除荷開始点の変位が大きくなると、除荷域における剛性が低下するのが一般的であるが、ここでは簡易動的解析のため除荷域での剛性は初期剛性と同じとする。

③強度劣化

過去に受けた最大変位が最大反力時の変位を超えているかどうかによって強度劣化を定義する。

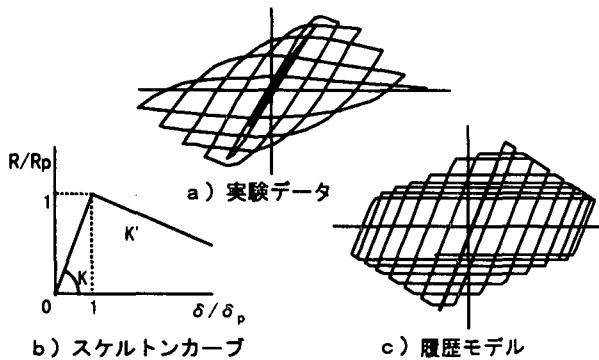


図-1 スケルトンカーブと履歴モデルの例

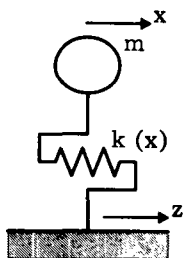


図-2 1次元バネ-質点系モデル

鋼製橋脚を図-2に示すような、1次元バネ-質点系モデルに置き換え、次節に示す3種類の特徴を持つ構成則を用い、時刻歴応答解析を行う。ここに、時間積分は通常のニューマーク β 法($\beta=0.25$:線形加速度法)とし、減衰については今回は考慮していない。

2.1 基本バイリニアモデル

基本バイリニアモデルは、図-3のような荷重-変位関係を持つように変化させる。図-3のモデルは、道路橋示方書の耐震設計編¹⁾の中に見られる復元力モデルと同等であり、動的応答解析として数値的に安定しており、設計に用いるには最適である。

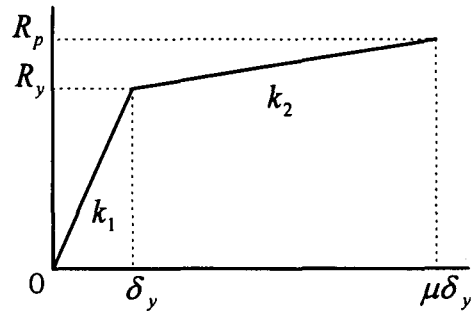


図-3 基本バイリニアモデル

2.2 劣化型バイリニアモデル

スケルトンカーブについては実験によって決定できることを前提に、繰返し載荷による剛性の低下と強度の劣化を考慮し、以下の2点を基本として履歴法則を作成する。

(a) 剛性の低下

局部座屈の発生により、荷重変位関係は最大荷重をこえると下り勾配を持つようになる。これを、負の剛性として計算に考慮する。

(b) 強度の劣化

塑性領域で最大反力に到達すると、それ以降はその反力を上回らないものとする。これにより、繰返しによる強度の劣化を表現する。

以下に図-4を参照して履歴アルゴリズムを示す。

- ①荷重が、最大反力 R_p に到達するまでは、構造は弾性挙動を示す。(LineA)
- ②荷重が R_p をこえると、スケルトンカーブにしたがって、剛性を低下させる。(LineB)
- ③除荷に際しては、もとの弾性挙動に平行な線にしたがう。(LineC)
- ④負の剛性領域を進み、反力が0になった場合(PointD)は、橋脚が完全に倒壊したものと考え、計算を終了する。

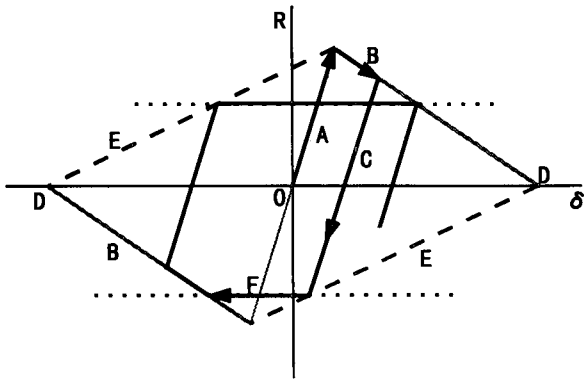


図-4 バイリニアモデルの履歴アルゴリズム

⑤第2、第4象限には、荷重のピークと橋脚倒壊点を結ぶ境界線を設け (LineE)、境界線に到達した場合はその地点で折れ曲がり、横軸に平行に進むものとする。

(LineF)

⑥なお、この際、横に引かれた直線を最大反力線とし、それ以降は下り勾配線 (LineB) および境界線 (LineE) に到達する前に最大反力に達した場合はそこで折れ曲るものとする。この反力線は新たに境界線に到達する度に更新される。

2.3 劣化型トリリニアモデル

実際の繰返し載荷実験においては最初の降伏点以降、最大反力に到達するまでは、剛性は落ちるものの、下り勾配ではなく、反力は増加していく。この勾配を考慮し、図-5 に示すようなアルゴリズムを持つ劣化型トリリニアモデルを考える。以下に図-5 を参照して履歴アルゴリズムを示す。

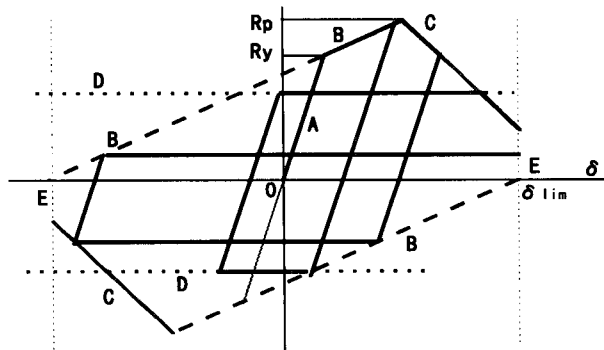


図-5 トリリニアモデルのアルゴリズム

- ①剛性による荷重が、降伏荷重 R_y に到達するまでは、構造は弾性挙動を示す。(LineA)
- ②荷重が R_y をこえると、スケルトンカーブにしたがって、剛性を低下させる。(LineB)
- ③最大反力に到達すると、スケルトンカーブにしたがって、負の剛性領域に入る。(LineC)
- ④除荷に際しては、もとの弾性挙動に平行な線にしたが

う。

⑤第2、第4象限では、2番目の剛性に沿ったライン (LineB) を境界線とし、境界線に到達した場合はその地点で折れ曲がり、横軸に平行に進むものとする。(LineD)

⑥なお、この際、横に引かれた直線を最大反力線とし、それ以降は下り勾配線 (LineC) または境界線 (LineB) に到達する前に最大反力に達した場合はそこで折れ曲るものとする。この反力線は新たに境界線に到達する度に更新される。

⑦境界線 (LineB) が横軸と交わる点を橋脚の倒壊点とし、このときの変位 δ_{lim} を限界変位と考え、変位がこの値に達したとき、計算を終了する。

3. 動的応答解析に用いるパラメータ

動的応答解析を実施するにあたって、阪神高速道路公団、気象庁および鉄道総合技術研究所²⁾ などによって公開された、以下のデータを用いた³⁾。

3.1 対象とする鋼製橋脚

兵庫県南部地震では、阪神高速神戸3号線 J R 兵庫駅南西、松原交差点から西の P-580~P-585 の鋼製円筒橋脚に大きな被害がみられた。この付近では、J R 和田岬線と国道2号線が交差しており、その上を上下線が国道を挟んで分離した阪神高速が跨ぐような、かなり背の高い橋脚が採用されている。

中でも、今回解析の対象としている、P-584 海側の橋脚 (図-6) では、柱の中間部付近で局部座屈による脆性破壊が生じ、橋脚全体が北側に大きく傾いている。破壊の発生は、2カ所の板厚変化点のうち、下側の橋脚中央 (板厚 $T=21\text{mm} \rightarrow T=28\text{mm}$) で起こっており、その部分から折れ曲がっている。

また、阪神高速神戸3号線の中央脇浜付近に位置する P-353 橋脚 (図-7) は、片側の梁が長い、非対称な T 型の矩形断面橋脚で、アンカー部は鉄筋コンクリート方式となっている。地震により左側のウェブパネル全体が中詰めコンクリートの上で局部座屈を起こしているが、アンカー部には損傷がなく、全体としてほとんど傾斜していない。

3.2 入力地震動

入力地震動は、神戸海洋気象台、J R 鷹取⁴⁾、東神戸大橋および J R 西明石のものを使用する。なお、ここでは橋軸方向がほぼ東西方向と一致しているため、橋脚単体を取りだしたときの解析では比較的自由に動くと考えられる、南北方向の地震波のみを入力することとした。図-8、図-9、図-10、図-11 にそれぞれ神戸海洋気象台、J R 鷹取、東神戸大橋および J R 西明石の地震動の南北方向の時刻歴加速度波形を示す。

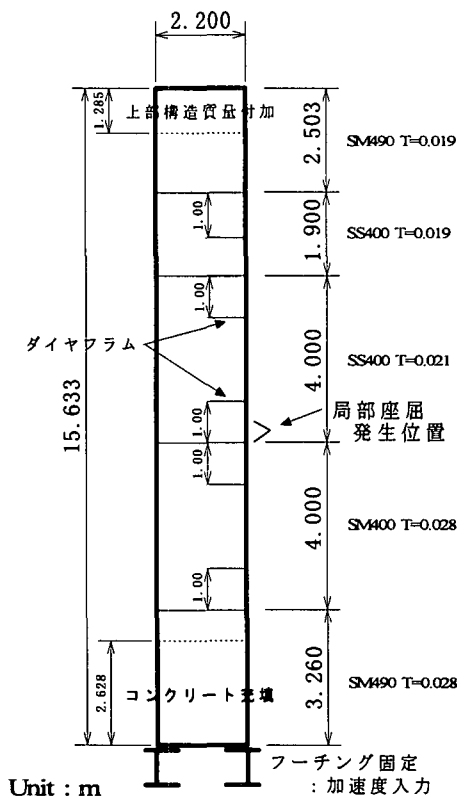


図-6 円筒鋼製橋脚 (P-584S)

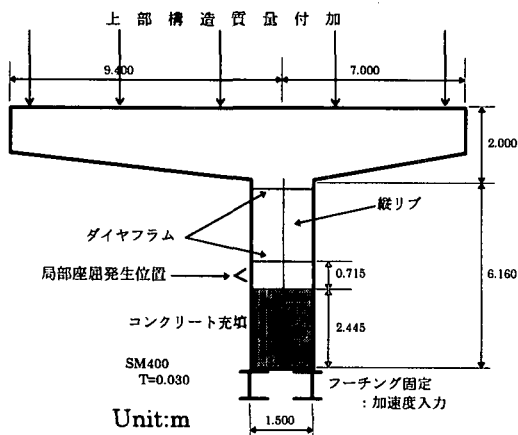


図-7 矩形断面橋脚 (P-353)

3.3 スケルトンカーブのパラメータ

(1) 基本バイリニアモデル

ここでは前述の P-584S 橋脚に加え、P-585N 橋脚および P-353 橋脚についても解析を行う。これらの橋脚の諸元も併せて、使用する構造諸元を表-1 にまとめる。

(2) 劣化型バイリニアモデル

解析に用いた構造諸元を表-2 に示す。なお、これらの値は主に P-584S 橋脚の図面をもとにしているが、初期剛性 K は固有値解析³⁾を、負の剛性 K' および最大反力 R_p は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における資料をもとに決定した。

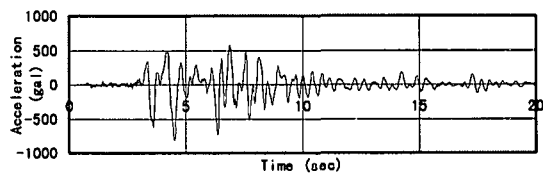


図-8 神戸海洋気象台：南北加速度波形

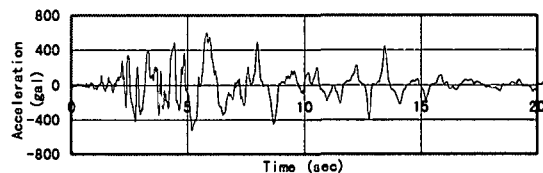


図-9 JR 鷹取：南北加速度波形

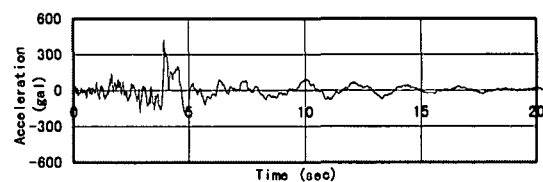


図-10 東神戸大橋：南北加速度波形

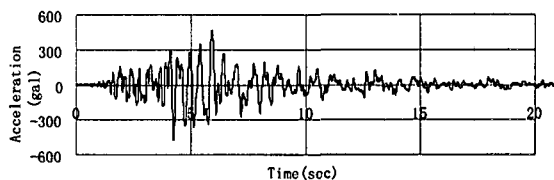


図-11 JR 西明石：南北加速度波形

表-1 構造諸元 (基本バイリニアモデル)

| | P-584S | P-585N | P-353 |
|------|-------------|-------------|-------------|
| 付加質量 | 497(ton) | 233 (ton) | 476 (ton) |
| 初期剛性 | 3087 (tf/m) | 1310 (tf/m) | 2267 (tf/m) |
| 降伏変位 | 0.075 (m) | 0.091 (m) | 0.014 (m) |

スケルトンカーブは、実験結果から得られた荷重変位曲線を参考に、最大反力の包絡線を負の勾配として与えている。さらに負の勾配は初期勾配の 2.5%に相当するとした。

表-2 構造諸元 (劣化型バイリニアモデル)

| | P-584S | P-353 |
|----------------------|-----------|------------|
| 初期剛性 : K | 3980 tf/m | 2267 tf/m |
| 負の剛性 : K' | 100 tf/m | 56.68 tf/m |
| 付加質量 : M | 497 ton | 476 ton |
| 最大反力 : R_p | 322 tf | 37.16 tf |
| タイムステップ : ΔT | 0.01 sec | 0.01 sec |

(3) 劣化型トリリニアモデル

P-353 橋脚のトリリニアモデルの構造緒言を表-3 に示す。降伏後の2次剛性については、矩形断面鋼製橋脚の実験結果を参考に定め、負の剛性についてはバイリニアモデルと同じとした。

表-3 構造諸元 (劣化型トリリニアモデル)

| | |
|----------------------|------------|
| | 阪神高速 P-353 |
| 初期剛性: K | 2267 tf/m |
| 2次剛性: K2 | 226.7 tf/m |
| 負の剛性: K3 | 56.68 tf/m |
| 付加質量: M | 476 ton |
| 最大反力: R _p | 30.8 tf |
| タイムステップ: ΔT | 0.01 sec |

4. 簡易動的応答解析の応用

4.1 基本バイリニアモデルの応用

鋼製橋脚の耐震設計および耐震補強に際しては、簡易モデルを用いた動的解析を行うことが充分有効であると考えられるが、その際、どのようなスケルトンカーブを採用し、何をもって終局限界とするかが問題となる。

ここでは、様々な基準を想定して解析を行うことにより、モデルの汎用性、簡易性について検討する。

(1) 許容塑性率基準

設計の基準として、負の剛性を持つ領域を使わず、降伏後の塑性硬化から最大反力までを耐力として考えると、降伏後の剛性、および最大変位 δ_{max} と降伏変位 δ_y の比、すなわち応答塑性率 μ をどこまで許容するかがポイントとなる。

表-4 許容塑性率基準の構造諸元

| | | | |
|-------|------------|------------|------------|
| | P-584S | P-585N | P-353 |
| 降伏後剛性 | 308.7 tf/m | 131.0 tf/m | 226.7 tf/m |
| 許容変位 | 0.375 m | 0.457 m | 0.0683 m |

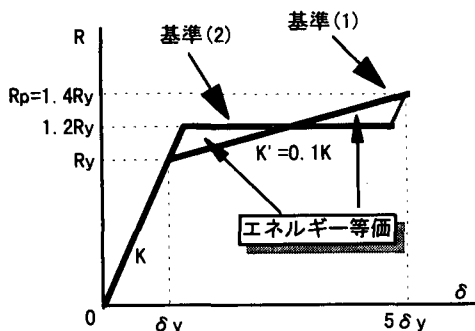


図-12 破壊基準のスケルトンカーブ

ここでは、降伏後の剛性を初期剛性の10分の1とし、塑性率は5.0 (δ_{max}=5.0 δ_y) までを許容と考え、終局限界の判定を行う。(図-12の基準(1)を参照)

(2) エネルギー等価基準

降伏後の塑性領域に対し、5 δ_y と同等の吸収エネルギーを持つように 1/2(R_p+R_y)で完全弾塑性型を仮定したモデルについて、判定を行う。なお、このときの許容塑性率は、エネルギーの等価性から、δ_{max}/δ_y=4.8となる。(図-12の基準(2)を参照)

表-5 エネルギー等価基準の構造諸元

| | | | |
|------|----------|----------|----------|
| | P-584S | P-585N | P-353 |
| 最大反力 | 278.0 tf | 143.9 tf | 37.16 tf |
| 許容変位 | 0.360 m | 0.439 m | 0.0656 m |

(3) 破壊基準解析の結果

許容塑性率基準による解析結果(塑性率)を表-6に、エネルギー等価基準による解析結果(塑性率)を表-7に示す。なお、括弧内は残留変位を表す。

表-6 許容塑性率基準による塑性率(残留変位)

| | | | |
|--------|---------------|------------------|------------------|
| | J R 鷹取 | 海洋気象台 | 東神戸大橋 |
| P-584S | 6.40 (破壊) | 3.48 (1.0 cm) | 1.63 (3.6 cm) |
| P-585N | 5.27 (破壊) | 2.69 (3.5 cm) | 0.973 (弾性) |
| P-353 | 48.27 (破壊) | 18.75 (破壊) | 26.53 (破壊) |

表-7 エネルギー等価基準による塑性率(残留変位)

| | | | |
|--------|---------------|-------------------|------------------|
| | J R 鷹取 | 海洋気象台 | 東神戸大橋 |
| P-584S | 6.48 (破壊) | 4.66 (19.9 cm) | 1.54 (1.8 cm) |
| P-585N | 7.01 (破壊) | 2.89 (6.7 cm) | 0.973 (弾性) |
| P353 | 61.05 (破壊) | 15.15 (破壊) | 42.25 (破壊) |

表-6の結果から、5.0 δ_y を終局限界基準とすると、P-584S 橋脚および P-585N 橋脚は東神戸大橋波形では全く破壊しない。J R 鷹取波形が入力された場合、許容塑性率を超えており、橋脚は破壊すると判定されるが、神戸海洋気象台波形ではやや余裕があるといえる。また、エネルギー等価基準を用いた場合は、同様に東神戸大橋波形では全く破壊せず、海洋気象台波形においても、や

や危険域に近づくものの破壊にはいたらないが、JR鷹取波形ではやはり、破壊となってしまう。従って、これらの橋脚が5程度の塑性率を有していたとしても、神戸海洋気象台波形にはもつが、JR鷹取波形には破損してしまうことが考えられる。実際の被災状況も、P-584Sに比べP-585Nのほうがやや、被害の程度が小さいという点ではほぼ一致しており、JR鷹取波形および神戸海洋気象台波形レベルの入力があったことが推測される。

一方、P-353橋脚は、いずれの地震波においても完全に破壊してしまう。これは、P-353橋脚モデルが断面形状(ダイヤフラム、縦リブなど)をパラメータとして扱いにくい矩形断面鋼製橋脚であること、また、上部構造が水平方向に大きくのびていて、大きな回転慣性が存在しているため1自由度での表現に問題があることなどから、実際の被災状況(ダイヤフラム下のウェブパネル座屈)とは異なり、やや不適切なモデル化になってしまったことが考えられる。

しかし、適切なパラメータの設定が可能であれば、これらの基準では、繰り返しによる強度の劣化は表現されないものの、繰り返し構成則は極めて単純であり、利用しやすい指標となることは明らかであり、有用である^{6),7)}。

4.2 劣化型モデルの応用

劣化型バイリニアモデルを用いたときの、海洋気象台(図-13)、JR鷹取(図-14)、東神戸大橋(図-15)の各地震波に関する、P-584S橋脚のa)時刻歴変位曲線およびb)荷重変位曲線を図-13~15に示す。

また、最大加速度、残留変位および最大変位を表-8にまとめる。

表-8 バイリニアモデルによる解析結果

| | 海洋気象台 | JR鷹取 | 東神戸大橋 |
|---------|-----------------------|-----------------------|----------------------|
| 最大応答加速度 | 11.0 m/s ² | 10.0 m/s ² | 6.5 m/s ² |
| 残留変位 | 17.0 cm | 8.0 cm | 1.0 cm |
| 最大変位 | 33.8 cm | 26.4 cm | 8.6 cm |

さらに、劣化型バイリニアモデルと劣化型トリリニアモデルとの比較を行うために、P-353橋脚を対象にJR西明石の地震波を入力したときのa)時刻歴変位曲線およびb)荷重変位曲線を図-16、図-17に示す。

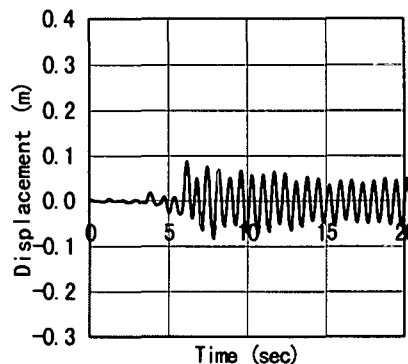
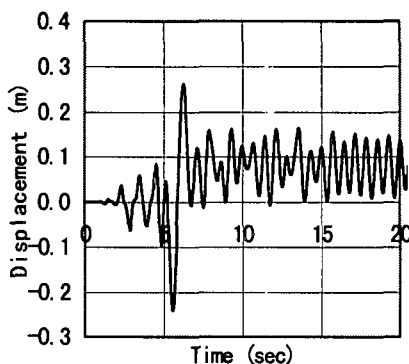
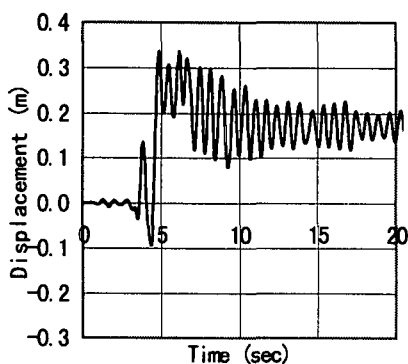


図-13 a)時刻歴変位曲線(海洋気象台)

図-14 a)時刻歴変位曲線(JR鷹取)

図-15 a)時刻歴変位曲線(東神戸)

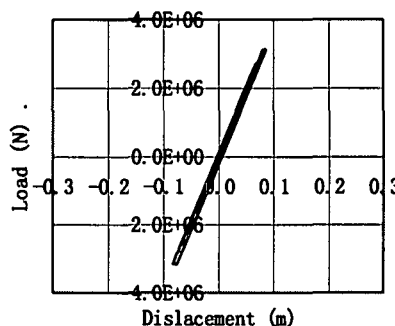
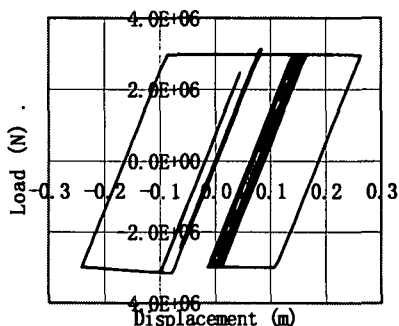
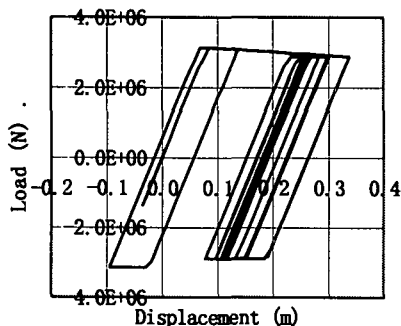
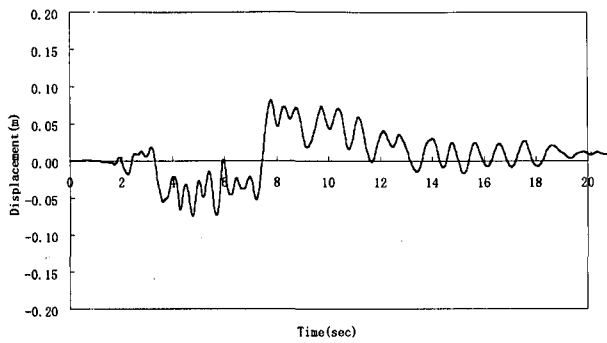


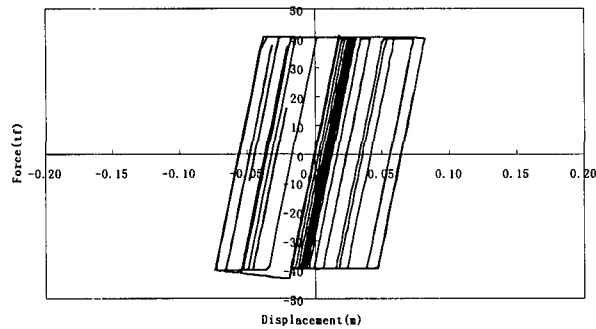
図-13 b)荷重変位曲線(海洋気象台)

図-14 b)荷重変位曲線(JR鷹取)

図-15 b)荷重変位曲線(東神戸)

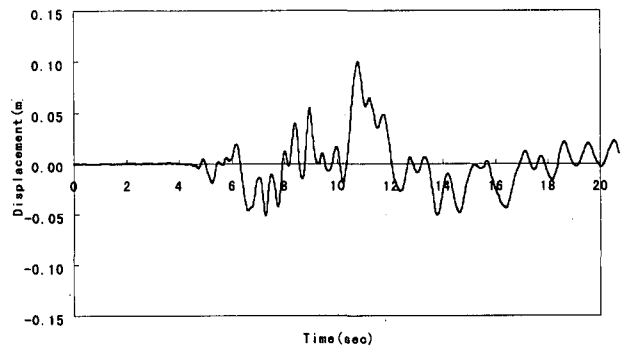


(a)時刻歴変位曲線

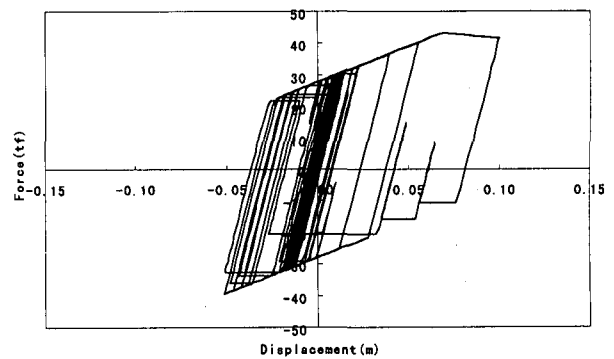


(b)荷重変位曲線

図-16 バイリニアモデル (JR西明石)



(a)時刻歴変位曲線



(b)荷重変位曲線

図-17 トリリニアモデル (JR西明石)

図-13~15 および表-8 より、時刻歴変位や荷重変位関係は、簡易劣化型バイリニアモデルを用いても十分に表現できることがわかる。残留変位の再現性や、最大応答加速度の値なども適正な範囲にあると考えられ、簡易モデルの有用性が示されている。

また、既存の有限要素解析の結果^{3),5),8)}と比較しても、荷重変位曲線の形状、残留変位、時刻歴変位など、かなりよくあっているといえる。ただし、簡易モデルが有効な範囲は局部的なひずみが大きくなりえない時刻までと思われる。

一方、図-16、図-17 との比較から、バイリニアモデルとトリリニアモデルとの間にそれ程大きな差のないことがわかるが、残留変位を正確に求めるためには、劣化型のトリリニアモデルをより精緻に構築する必要がある。このためには、繰り返し実験結果の集積とデータの分析およびスケルトンカーブの決定が不可欠である。

5. 結論

簡易非線形動的応答解析の結果および考察から、以下のような点が指摘できる。

- ① 1次元バネ-質点系モデルは、スケルトンカーブの設定と履歴モデルの構築が容易であるので、動的解析手法への適用にあたっては信頼性が高く利用しや

すいと思われる。

- ② それ故、1次元バネ-質点系モデルは負の勾配が発生する以前の鋼製橋脚の動的解析（基本バイリニアモデルの利用）には問題なく適用できる。
- ③ 劣化型履歴モデルのように負の勾配を利用する際には、ひずみの増大に伴う応力集中・脆性破壊等の問題があるので、その適用範囲には十分注意する必要がある。

謝辞：本研究の一部は鋼材倶楽部からの土木鋼構造研究助成金を用いて行ったものである。本論文の作成にあたっては、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WG 2における資料を参考にさせていただいた。また、阪神高速道路公団には、解析モデルに関わる資料提供について便宜を図っていただいた。ここに記して謝意を表します。

注1) JR 鷹取の波形は JR 警報地震計

(鷹取駅、FD シリアル番号 R-046) による。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書 V 耐震設計編，1996.12

2)鈴木・宇佐美・寺田・伊藤・才塚：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
3)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
4)中村豊、上半文昭、井上英司：1995 兵庫県南部地震の地震動記録波形と分析(2), J R地震情報 No.23d、財団法人鉄道総合技術研究所ユレダス開発推進部、1996.3
5)松尾礼子、依田照彦、石川雅美：簡易非線形動的応答解析による鋼製橋脚の数値シミュレーション、第2回阪神淡路大震災に関する学術講演会論文集、pp.235-242,

1997.1

6)松尾礼子、依田照彦：鋼製橋脚の簡易非線形動的応答解析に関する研究、土木学会第51回年次学術講演会概要集 I-A, pp.222-223, 1996.9

7)耐震設計研究WG：鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術、土木学会鋼構造委員会・鋼構造新技術小委員会、1996.7

8)春日清志、松尾礼子、依田照彦：鋼製橋脚の耐震強度簡易推定法に関する研究、土木学会関東支部第24回技術研究発表会、pp.10-11, 1997.1

(1997年3月31日受付)

CHECKING SAFETY THROUGH SIMPLIFIED NONLINEAR DYNAMIC RESPONSE ANALYSIS OF STEEL BRIDGE PIERS

Teruhiko YODA, Reiko MATSUO and Kiyoshi KASUGA

The purpose of the present paper is to demonstrate a simplified nonlinear dynamic response analysis of steel bridge piers under seismic loading, in which a simplified method for checking safety of the steel bridge piers is fully examined. On the basis of the fact that local buckling of steel component plates during earthquakes reduces the stiffness of the steel bridge piers and cyclic loading degrades the strength of the steel bridge piers, a simplified method for nonlinear dynamic response analysis of hysteretic steel bridge piers is investigated by using a pertinent one dimensional spring-mass model. According to the nonlinear dynamic response analysis of the simplified one dimensional model, the present method gives excellent results for checking safety of steel bridge piers.