

塑性域における剛性が残留変位および 必要設計降伏強度に及ぼす影響

三上 卓¹・家村浩和²

¹正会員 博(工) 京都大学教務補佐員 工学研究科土木システム工学専攻(〒606-8501 京都市左京区吉田本町)

²フェロー 工博 京都大学教授 工学研究科土木システム工学専攻(〒606-8501 京都市左京区吉田本町)

近年、コンクリート充填鋼製橋脚が開発されたように、今後、様々な復元力特性を有する高耐震性の橋脚が開発される可能性がある。本論文は、塑性域における2次剛性を変化させた1自由度系弾塑性応答解析を行い、2次剛性が残留変位や目標とする性能に必要な降伏強度のスペクトルに及ぼす影響を検討したものである。

Key Words : *performance based design, second stiffness, yielding strength, residual displacement, inelastic seismic design*

1. 序論

現行の道路橋示方書V耐震設計編¹⁾では、L2地震動に対する保有耐力の照査の過程において、2つの仮定を用いている。ひとつは、鉄筋コンクリート橋脚の復元力特性を降伏後の2次剛性比が0である完全弾塑性型にモデル化していることである。もうひとつは、弾塑性復元力特性を有する1質点系構造物が地震動を受けた場合には、弾塑性応答と弾性応答の両者のポテンシャルエネルギーがほぼ同量となるという近似的な考え方に基づく、エネルギー一定則を用いていることである。後者については、既に、動的な応答値と近似的手法の差について、様々な研究がなされている。そこで、著者らは、前者の2次剛性比に着目した²⁾。一般的に、鉄筋コンクリート橋脚の2次剛性比は0と見なすことができる。しかし、近年、コンクリート充填鋼製橋脚が開発されたように、今後、様々な復元力特性を有する高耐震性の橋脚が開発される可能性がある³⁾。2次剛性比が大きくなれば、降伏耐力が低減され、最大応答変位も小さくなり、残留変位をも小さくなることをシミュレーションにより確認し、2次剛性比が0である鉄筋コンクリート橋脚よりも、より合理的な耐震性を確保できるものという結果を得ている²⁾。

一方、近年、土木・建築構造物の設計では、性能照査型設計が新たに採用されようとしている。この性能照査型設計では、構造物に対する要求性能と、それを具体的に実現するための目標性能指標とが明

確に規定されなければならない⁴⁾。そこで、著者らは、従来から研究されている損傷度指標をその目標性能指標として用いることとし、弾塑性地震応答解析により、その目標性能指標を満足するために必要な降伏強度と塑性率のスペクトルの提案を行い、性能照査型設計における目標性能指標として損傷度を用いることを提案した⁵⁾。

本論文では、1自由度系構造物の2次剛性比の変化が残留変位および必要降伏強度スペクトルに及ぼす影響を、弾塑性応答解析により検討した。

2. 2次剛性比が地震応答に及ぼす影響

(1) 2次剛性比の変化に伴う履歴曲線の定義

本論文では、2次剛性比の影響を検討する際の履歴曲線の考え方として、エネルギー一定則を用いる方法を用いた。以下にそれらについての若干の説明を行う。

塑性率 μ を一定として、エネルギー一定則を用いて、 P_p/P_E と P_y/P_E を、2次剛性比 n 、塑性率 $\mu(=\delta_{\max}/\delta_y)$ を用いて表すと、式(1)と式(2)のようになる。

$$\frac{P_p}{P_E} = \frac{1+n \cdot (n-1)}{\sqrt{n \cdot (n-1)^2 + (2 \cdot \mu - 1)}} \quad (1)$$

$$\frac{P_y}{P_E} = \frac{1}{\sqrt{n \cdot (n-1)^2 + (2 \cdot \mu - 1)}} \quad (2)$$

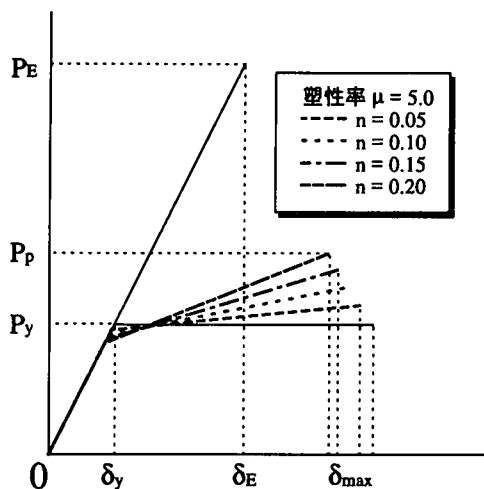


図-1 2次剛性比と履歴特性の関係

この関係を $n=0.05\sim 0.20$ 、 $\mu=5$ として図化すると、図-1となる。図より、2次剛性比 n が大きくなると、降伏耐力が低減され、 $n=0.10$ で92%程度になる。一方、変位は、最大変位が減少しているのがわかる。式(2)より求まる P_Y と n の組み合わせを用いる。

(2) 解析手法

性能照査型設計における2次剛性比の影響を検討するために、まず始めに、2次剛性比が1自由度系時刻歴応答解析の解析結果に及ぼす影響について検討した。構造パラメータは、① $(P_Y/P_E, n)=(0.333, 0.00)$ 、 $(0.319, 0.05)$ 、 $(0.307, 0.10)$ 、 $(0.296, 0.15)$ 、 $(0.286, 0.20)$ の5通りとした。その他の条件は、入力地震動には、兵庫県南部地震・神戸海洋気象台記録NS成分を用い、減衰比 $h=0.05$ とした。

(3) 解析結果

a) 変位波形と復元力－変位関係

図-2は、弾性固有周期 $T=0.5\text{sec}$ の応答変位波形である。 $T=0.5\text{sec}$ では、2次剛性比 n の増大に伴い、最大変位および残留変位がかなり低減されており、波形も安定していることが確認できる。

b) 残留変位塑性率

図-3に、2次剛性比 n を $0.00\sim 0.20$ に変化させた残留変位塑性率スペクトルと、それらの完全弾塑性系の残留変位塑性率に対する割合を示す。これらの図より、2次剛性比 n が大きくなるにつれ、残留変位塑性率が小さくなり、ほとんどの周期で低減効果が顕著に表れている。中でも、 $T<1.0\text{sec}$ ではかなりの効果がみられる。現在の道路橋示方書における地震時保有水平耐力法で、残留変位が照査項目に含まれていることを考えると、耐震設計上、2次剛性比を大きくすることは極めて重要な効果と考えられる。

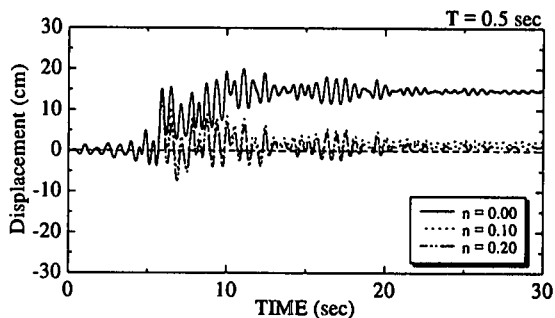
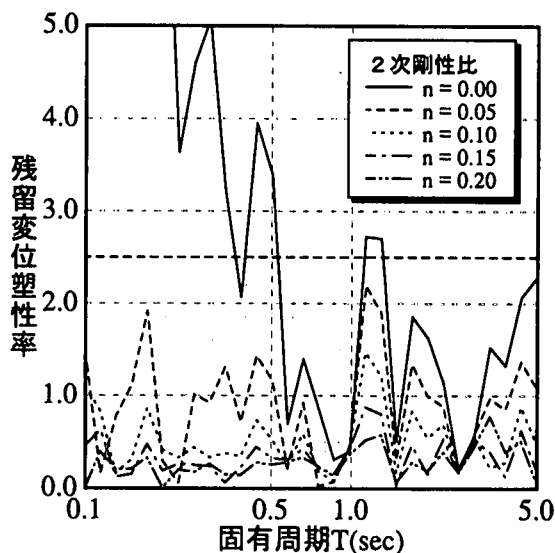


図-2 2次剛性比が時刻歴変位応答に及ぼす影響



完全弾塑性系残留変位塑性率に対する割合

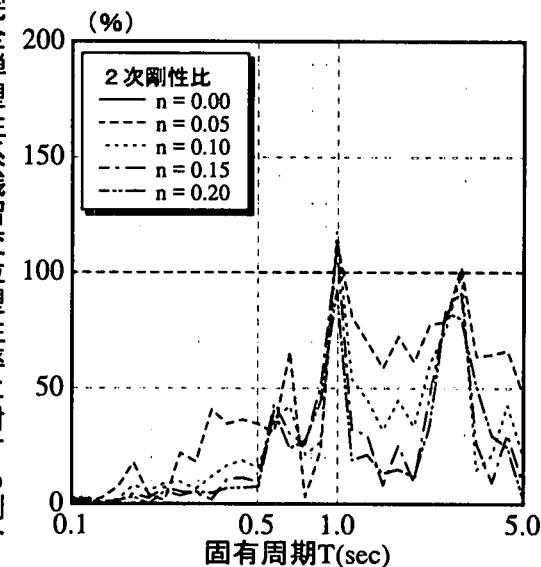


図-3 2次剛性比が残留変位塑性率に及ぼす影響

3. 目標損傷度指標を満足する構造特性

(1) 損傷度指標を用いた性能照査型設計法

著者らは、図-4のような、性能評価を基盤にした設計体系の流れを提案した⁶⁾。始めに、地震による構造物の要求性能を定義し、それに対応する構造限界を定義する。これらの定義は、道路橋示方書¹⁾や

鉄道構造物等設計基準⁷⁾で、既に定義されている。一方で、地震による構造物全体の損傷程度を数値的に表現している損傷度指標を定義し、先に定義した構造限界に対応する損傷度指標の限界値を設定する。さらに、残留変形の制限も設定する。そして、1自由度系の弾塑性応答解析により、限界値(目標性能)を満たす構造特性を決定する。ここでの構造特性とは、必要強度および必要塑性率である。得られた構造特性を用いることにより、損傷度指標を用いた性能照査型設計を行うことができる。

(2) 損傷度指標の定義

図-4に示した設計体系の流れでキーポイントとなるのが、損傷度指標である。本論文では、既往の研究^{5),6)}を参考に、式(3)の損傷度指標 DI を用いた。

$$DI = \frac{\mu_d - 1}{\mu_u - 1} + \frac{\beta \cdot \mu_h}{\mu_u} \tag{3}$$

ここで、 μ_d 、 μ_u 、 μ_h はそれぞれ応答塑性率、終局変位靱性率、エネルギー靱性率である。また、式(3)の β は部材の断面特性等に依存した正の係数であり、RC構造物では $\beta=0.15$ とされている。

なお、式(3)の損傷度指標 DI の値と構造物の損傷状態および構造物の被害の外観は表-1のように提案されている。

(3) 損傷度指標と耐震性能

図-4で提案した性能照査型設計法を実現する上で問題となってくるのが、要求性能、要求性能の数値目標としての目標性能(限界値)とその照査方法(性能評価)である。耐震に関わる要求性能は、中小規模の地震動に対しては補修が必要となるような損傷が発生しないこと、および大規模地震動に対しては崩壊しないことが基本になる(土木学会第二次提言)。これに対する目標性能は、想定地震動に応じて次の3段階に設定することができる⁷⁾。①耐震性能Ⅰ：地震後にも補修せずに機能を保持でき、かつ過大な変位を生じない(L1地震動)。②耐震性能Ⅱ：地震後に補修を必要とするが、早期に機能が回復できる(L2地震動)。③耐震性能Ⅲ：地震によって構造物全体が崩壊しない(L2地震動)。これら耐震要求性能と表-1の関係を対応させ、図-4の「対応する構造限界の定義」として、それぞれの限界を耐震性能Ⅰを弾性限界、耐震性能Ⅱを修復可能限界、耐震性能Ⅲを崩壊と考え、対応する損傷度指標 DI の限界値と耐震性能の関係を耐震性能Ⅰは $DI=0.00$ (L1地震動)、耐震性能Ⅱは $DI=0.36$ (L2地震動)、耐震性能Ⅲは $DI=0.60$ (L3地震動)という

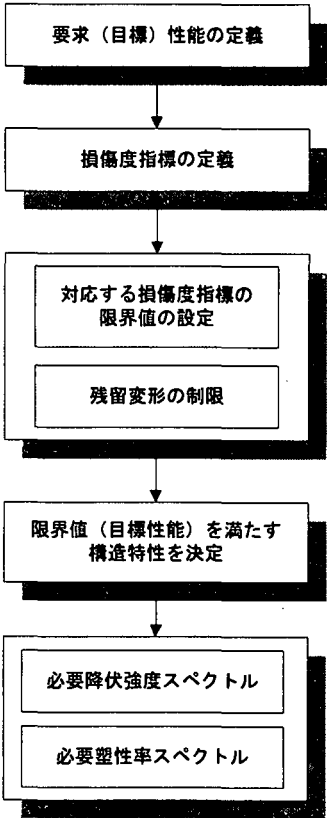


図-4 性能評価を基盤にした設計体系の流れ

表-1 損傷状態と損傷度指標の関係

損傷状態	損傷指標	構造物の外観
損傷なし	0.08	ひびわれなし
使用可		中程度のひびわれ
修復可	0.18	かぶりコンクリートの剥離
修復不可	0.36	
崩壊	0.60	鉄筋剥き出し せん断耐力・軸耐力の損失

ように設定した^{5),6)}。

(4) 解析手法

本論文では、Bilinear型復元力特性を有する1自由度系モデルに対する弾塑性エネルギー応答解析を行った。その際、減衰比 $h=0.05$ 、終局変位靱性率 $\mu_u=7$ (許容塑性率 $\mu_a=5$)とし、固有周期 T は0.1～5.0秒の範囲を対数軸上に29等分した30通りの値を用いた。入力地震動は、地盤条件をⅠ種地盤と想定し、L1地震動として時刻歴応答解析用標準波形Ⅰ($A_{max}=102\text{gal}$)、L2地震動のTypeⅠ地震動として宮城県沖地震・開北橋記録LG成分($A_{max}=319\text{gal}$)、TypeⅡ地震動として兵庫県南部地震・神戸海洋気象台記録NS成分($A_{max}=812\text{gal}$)を用いた。時刻歴応答解析が終了後、式(3)の損傷度指標 DI を算定し、 DI が目標値と異なっている場合には、降伏強度を変化させ、 DI が目標値となるように完成期を繰り返す。

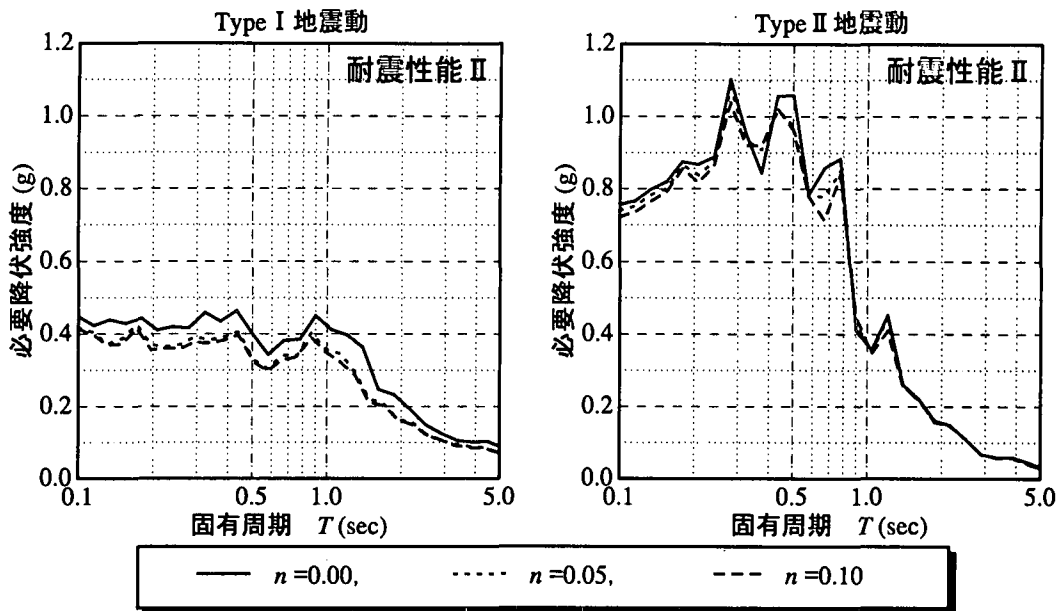


図-5 損傷度指標の限界値を満たす必要降伏強度スペクトル（耐震性能Ⅱ）

返すこととした。そして、それらの解析に関して、2次剛性比 n を0.00～0.20に変化させ、 n の影響を検討することにした。

(5) 必要降伏強度スペクトル

図-5は、耐震性能Ⅱに対応する損傷度の限界値 $DI=0.36$ を満たす降伏力のスペクトル、すなわち、必要降伏強度スペクトルの2次剛性比 n の違いによる影響を示した図である。左図は、L2地震動として、開北橋記録(Type I 地震動)を入力した結果であり、右図は、神戸海洋気象台記録(Type II 地震動)を入力した結果である。同図より、 $n=0.00$ 、すなわち、完全弾塑性系では、 $0.1\text{sec} < T < 1.0\text{sec}$ で、Type I 地震動に関してはほぼ0.45g程度、Type II 地震動に関しては最大で1.1g程度となっている。ここで、 $n=0.05$ の場合をみていると、 $n=0.00$ に比べ、Type I 地震動では10%程度、Type II 地震動でもわずかながら必要降伏強度が低減されている。耐震性能Ⅲに対しては、耐震性能Ⅱよりやや効果は小さいが同様の傾向を示している。すなわち、構造物に対して2次剛性比 n を付加することにより、ある耐震性能を満足するための必要降伏強度が低減できることから、合理的な設計になると考えられる。また、Type I 地震動に関しては、耐震性能Ⅲに対応する構造物を設計する際の必要降伏強度を有する構造物に対して、 $n=0.05$ 程度の2次剛性を付加することにより、降伏強度については耐震性能Ⅱと同様の耐震性が得られるとも考えられる。

4. おわりに

本論文では、2次剛性比 n をパラメータとした弾塑性応答解析により、塑性域の2次剛性がL2地震時の残留変位および性能照査型耐震設計法に用いる必要降伏強度スペクトルに及ぼす影響について検討

した。その結果、以下のようなことが明らかになった。

- (1) 2次剛性比を大きくすることにより、履歴ループが安定し、残留変位が低減でき、その低減効果は $T < 1.0\text{sec}$ で顕著である。
- (2) 性能照査型設計に用いる必要降伏強度スペクトルは、 $n=0.05$ とするだけで、かなりの低減効果がみられる。
- (3) 以上より、2次剛性を有することにより、2次剛性比が0である鉄筋コンクリート橋脚よりも、より合理的な耐震性を確保できると考えられる。

参考文献

- 1) 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.
- 2) 家村浩和，三上卓：塑性域の2次剛性がL2地震時の構造性能に及ぼす影響について，第7回信頼性設計技術ワークショップ報告書，pp.79-84，2000.8.
- 3) 家村浩和，高橋良和，曾我部直樹，鶴飼正裕：アンボンド高強度芯材を用いたRC橋脚の高耐震化に関する基礎的研究，第4回地震時保有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，土木学会，pp.433-438，2000.12.8.
- 4) 家村浩和：極限地震力に対する要求性能と設計法のあり方，土木学会論文集，No.623/VI-43，pp.1-8，1999.6.
- 5) 家村浩和，三上卓：目標耐震性能に必要な降伏強度と塑性率のスペクトル，土木学会論文集，第I部門，(投稿中)
- 6) 三上卓，家村浩和：性能照査型設計のための損傷度指標，第4回地震時保有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.17-24，2000.12.8.
- 7) (財)鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説(耐震設計)，丸善出版，1999.

(2001. 5. 25 受付)