

地震時保有耐力法の高度化に求められる今後の研究課題

川島一彦

フェロー会員 工博 東京工業大学教授 工学部土木工学科 (〒152 東京都目黒区大岡山 2-12-1)

1. まえがき

兵庫県南部地震による激甚な被害を経験して、わが国の耐震設計法も震度法から地震時保有耐力法に大きく変わろうとしている。計算技術の未熟な時代に果たした震度法の役割には大きいものがあるが、地震動の特性、構造物の動的応答、構造部材の動的変形特性・動的耐力に関する近代的な耐震工学の知識を設計実務に取り込むことを阻み、さらに、小さな地震力と小さな許容応力の組み合わせという箱庭的な環境の中に設計を押し込められてきたことから、大規模地震が発生した場合には構造物はどうの状態になるかを考えるイメージーションを設計者から奪ってきた。さらに、地震力を小さく評価する結果、地震力と死荷重を組み合わせた曲げモーメント等断面力の分布も当然実際とは異なったものとなる。このような点から、一刻も早く、震度法からの脱皮が求められている。

平成8年11月に道路橋示方書が改訂され、地震時保有水平耐力法が震度法と同格の設計を決定する設計法として採用された。各種の設計計算例も参考資料としてまとめられ、体裁が整いつつあるが、歴史が浅いため、今後多くの技術開発が必要とされている。今後、早急に技術開発が必要と考えられている項目を以下に紹介したい。

2. 設計地震力

平成8年道路橋示方書では、タイプⅠ地震動とタイプⅡ地震動が規定されているが、震度法に加えてレベル2の地震力が土木構造物に採用されたのは、東京湾横断道路の耐震設計にL1、L2地震動が用いられたのが最初である。その後、この考え方は平成2年道路橋示方書のRC橋脚に対する地震時保有水平耐力の照査に採用され、平成8年道路橋示方書に至っている。

タイプⅠ地震動は1923年関東地震による東京付近の地震動のように海洋性のM8クラスの大規模地震による地震動を想定して定められた地震動である。明確な記述はないが、海洋性地震であるからには、直近に生じることは想定されていない。一方、タイプⅡ地震動は兵庫県南部地震による神戸付近の地震動を基本として、M7クラスの直下型地震を想定して定められたものである。昭和23年福井地震以後、都市直下型地震を経験していないことから、兵庫県南部地震というたった1回の地震から定められた地震力ではあるが、ともかく今回の地震の影響を取り入れようとした努力は評価されるべきと考えられる。

設計地震力の設定には大きな幅があり、設計目標としてどの程度の距離に生じるどの程度の規模の地震を対象にするかには合意がないのが実状である。兵庫県南部地震を経験した現在、これと同程度の規模の地震、同程度の地震力によって橋梁が致命的な被害を被ることは社会的に認められないだろう事を考慮すると、単に現在の技術基準を満足すればよいといった発想から、“あの神戸地震”に耐えるためには、どういう設計をしなければならないかという危機意識が常に設計者に必要だと考えられる。

わからなければ安全率を大きくとるという荷重設定の常識からすれば、本来、タイプⅠ地震動、タイプⅡ地震動は現在規定されている値の2倍くらいにとってもおかしくないはずである。これができないのは、あまりにも影響が大きく、現状の技術では設計不能となる場合も出てくるからである。過去を振り返っても、どの程度の断面寸法が常識的であったかは時代とともに変化してきているが、現在の我々から見て常識的な構造物を建設しようとする自身自身がすでに構造物が本来有すべき耐震性を削り込んでいる場合が多い。他の多くの設計荷重とは異なり、技術基準に示されている地震力を上回る地震力が存在することを設計者が承知しておくことが重要であると考えられる。

3. マルチヒンジ系の橋梁の耐震設計法

道路橋示方書に示されているのは、主として支承を介して桁を単柱式橋脚で支持する桁橋方式の橋梁に対する耐震設計法である。この場合には、カンチレバー式の橋脚を上部構造と切り放して考えることができ、変位じん性率も定義しやすく、1自由度系に近似したエネルギー一定則も適用しやすい。道路橋示方書には、2脚式ラーメン橋脚に対する耐震設計法も示されているが、2脚が3脚になり、あるいはラーメン橋のように上部構造と一体となった橋脚数がさらに増加すると、多数の塑性ヒンジが寄与するようになり、上部構造慣性力作用位置における水平力～水平変位の関係には多数の折れ曲がり点が生じるようになる。このうち、どれを構造系の降伏変位、終局変位と定義し、耐震設計して行くべきかをよく検討する必要がある。

現在、カンチレバー式橋脚を基本として上部構造慣性力作用位置の水平変位（変位じん性率）で損傷度が与えられているが、複雑な構造系になるほど、こうした定義がしづらくなる。このため、今後は、もっと曲率じん性率を使用していく必要がある。

また、2層式の橋や変形性能の高い橋のように、上部構造慣性力作用位置を基本とした設計体系が組めない橋も出てくる。こうした橋は、動的解析によればよいが、初期値決定に役立つ地震時保有耐力法の開発が求められる。

4. キャパシティーデザインの導入

耐震設計では、設計上想定するじん性的なモードが確実に生じるように、逆に言うと、設計で想定しない脆性的な破壊モードが生じないようにしておかなければならない。このために、部材間で、また、同一部材内でも曲げ破壊とせん断破壊のように破壊モード間で、耐力に階層化（ヒエラルキー）を設けておく必要がある。このような設計法はキャパシティーデザインと呼ばれ、ニュージーランド、米国、ヨーロッパ等、海外では広く取り入れられている。

キャパシティーデザインでは、塑性ヒンジの曲げ耐力を以下のように設計する¹⁾。

$$\phi_f M_n \geq M_r \quad (1)$$

ここで、 M_r は塑性ヒンジに要求される耐力（要求耐力）、 M_n は公称材料強度に基づいて求めた塑性ヒンジの曲げ耐力（公称曲げ耐力）、 ϕ_f は公称曲げ耐力よりも実際の曲げ耐力が低いかも知れないことを考慮するための低減係数（曲げ耐力低減係数、 $\phi_f < 1$ ）である。また、せん断破壊したり塑性化してはなら

ない部材では、次の条件を満足しなければならない。

$$\phi_s S_n \geq S_r = \omega \phi^0 S_m \quad (2)$$

ここで、 S_m は塑性ヒンジが公称曲げ耐力を発揮したときにせん断破壊したり塑性化してはならない部材の要求曲げ耐力もしくは要求せん断耐力、 ϕ^0 は塑性ヒンジが発揮し得る最大曲げ耐力と公称曲げ耐力の比を表す係数（ $\phi^0 > 1$ ）、 ω は高次振動モードの影響による作用力の増大を表す動的増幅係数（ $\omega > 1$ ）、 S_r はせん断破壊したり塑性化してはならない部材の要求曲げ耐力もしくは要求せん断耐力、 ϕ_s は曲げ耐力低減係数もしくはせん断耐力低減係数、 S_n はせん断破壊したり塑性化してはならない部材の公称曲げ耐力もしくは公称せん断耐力である。

キャパシティーデザインの考え方は、いろいろな場合に取り入れていくことができる。例えば、橋脚の曲げ耐力から基礎の設計地震力を決める場合や、支承と橋脚の耐力の関係、落橋防止システムと橋脚の非線形化の関係等が、これに該当する。

5. 性能設計

近年、性能設計に対する関心が高まっているが、性能設計とは何かについては、性能明示型設計、重要度に応じて耐震性のレベルにもっと差を設けた設計、設計者が基準にとらわれず自由裁量で計算法を選んで良い設計等、異なった受けとめ方がされている。

米国では、SEAやATCで性能設計に対する検討が行われているが、この基本的な発想は、最近のロマプリータ地震やノースリッジ地震によれば、致命的な崩壊防止という目標は一応達成されたと見なせることから、耐震性の目標を崩壊防止からもう一歩進めて、予見可能な性能を発揮できるようにしようというところにある^{2),3)}。

例えば、表-1に示すように、SEAOCでは地震後に建築物に期待される性能を、Fully Operational, Functional, Life Safety, Near Collapseの4つに、また、ATCではOperational, Immediate Occupancy, Life Safety, Collapse Preventionの4つに分類し、構造物の剛性や強度、非構造部材の損傷度、補修の必要性、人命の損失の可能性を定義している。そのうえで、地震動の非超過確率と重要性に応じて建築物に許容する被災度を表-2のように分類している。構造物の耐用年数を50年と見込み、非超過確率を0.5, 0.8, 0.9, 0.95とすると、再現期間はそれぞれ73, 225, 475, 975年となり、RareとVery Rareはともかく、Frequentの再現期間が73年、Occasionalの再現期間が225年というのは、日本人の間隔からすると再現期間がか

なり長い地震を指していることになる。

表-1に従い、道路橋示方書に示される耐震性能をRC橋脚を例にとってまとめなおした結果が表-3である。ただし、これは地震動の非超過確率や地震後に期待される性能をかなり主観的に判断した結果である。さらに、震度法に相当する地震動として、Very Frequentとして非超過確率0.9の分類を新たに加えている。どの橋も公共性があり、被害を受けると社会的に大きな影響を与えるという意味において、道路橋の重要性には建築物ほどの大きな差はないが、重要度(タイプA, タイプB)に応じて、地震時保有水平耐力法では、Life SafetyからFunctionalのカテゴリーの耐震性を想定していることになると考えられる。

ただし、これはあくまでも単柱式のRC橋脚に対する性能評価であり、多脚式橋脚や鋼製橋脚、支承、上部構造、液状化や地盤流動に対する安定性等、橋全体としてどのような性能を担保しようとしているか、また実際に担保されているのかを今後さらにはっきりさせていく必要がある。

現在の耐震設計は、基本的に大規模地震時の崩壊防止という単一目標を目指しているのであるから、耐震設計の目標が単に崩壊防止から橋梁系全体の限定された被災度を達成する方向に向かうためには、現在よりもさらに詳細で精密な耐震設計法の開発が必要となる。設計法の高度化が継続的に図られている現状において、技術基準に規定される方法だけに設計が縛られ必要はないが、一方では、設計された結果が目標とする耐震性を担保することが設計を照査するグループにも科学的かつ合理的に説明できなければならない。

6. 曲げじん性を最大にする帯鉄筋配置と塑性ヒンジ長の設定

道路橋示方書では、横拘束筋の量に応じてコンクリートの終局ひずみや最大応力度を与えるように改訂された⁴⁾ため、横拘束を増せば橋脚のじん性は増加するようになった。また、塑性ヒンジ長という概念が導入され、従来のように要素分割数によってじん性率が異なるという問題は解決された。塑性ヒンジ長は、本来、主鉄筋の強度や径、帯鉄筋による拘束度等によって変化する。橋脚の載荷実験を行うと、帯鉄筋量を増やすと確かに曲率じん性率は増加するが、塑性ヒンジ長は短くなり、全体として塑性回転能は必ずしもそれほど大きくならないことがある⁵⁾。わが国では、塑性ヒンジ長 L_p に関する研究が少ないが、米国では、次の式が提案されている¹⁾。

$$L_p = 0.08H + 0.022f_{ye}d_{bl} \geq 0.044f_{ye}d_{bl} \quad (3)$$

ここで、 H は橋脚高さ、 f_{ye} (MPa)、 d_{bl} は主鉄筋の強度及び径である。式(3)によれば、主鉄筋径を大きくすれば塑性ヒンジ長は長くなり、塑性回転能は増大することになる。

わが国では、一般規模の橋脚では太径鉄筋はあまり使用されないが、米国ではφ58mm鉄筋がよく用いられる。太径鉄筋を用いた場合や2段、3段配筋した場合の塑性ヒンジ長の取り方についても、今後検討していく必要がある。

また、米国やニュージーランドでは、矩形断面橋脚に対しては、写真-1に示すようにインターロッキング橋脚にする場合が多い^{1), 6)}。橋脚寸法があまり大きくなければ、矩形断面として帯鉄筋や中間帯鉄筋をみっちり配置するよりも、スパイラル筋を用いたインターロッキング橋脚の方が工費も下がり、塑性変形能も大きくできる場合が多いと考えられる。

7. まとめ

地震時保有耐力法とは、一口でいえば、事実に近い地震力を用い、事実に近い耐震計算をして、事実に近い耐力、変形性能に基づいて構造物の断面を決める耐震設計である。こういう意味では、地震力も耐震計算法も照査も事実とは異なる震度法のように、ある一つを直せばその影響が回り回ってどこにどのように波及するかわからない設計体系とは異なり、技術開発の行いやすいプラットフォームであるといえることができる。

過去の盲目的な慣習にとらわれることなく、“あの神戸地震”が起こっても耐えられるかということを中心に、耐震設計法の再構築をはかっていくことが重要と考えられる。

参考文献

- 1) Priestley, N. M. J., Seible, F. and Calbi, M.: Seismic Design and Retrofit of Bridges, John Wiley & Sons, 1996, 川島一彦監訳: 橋梁の耐震設計と耐震補強, 技報堂, 1998.
- 2) SEAOC: Vision 2000, 1995.
- 3) ATC: Guidelines and Commentary for Seismic Rehabilitation of Buildings, 1995.
- 4) Hoshikuma, J., Kawashima, K., Nagaya, K. and Taylor, A.: Stress-Strain Model for Confined Reinforced Concrete in Bridge Piers, Journal of Structural Engineering, Vol. 123, No. 5, pp. 624-633, ASCE, 1997.
- 5) 星隈順一, 運上茂樹, 長屋和宏: 塑性曲率分布に基づくRC橋脚の塑性回転能, 土木学会第52回学術講演会概要集, pp. 264-265, 1997.
- 6) Washington State Department of Transportation: Seismic Performance of Bridge Columns with Interlocking Spiral Reinforcement, Report No. WA-RD 357.1, 1994.

表-1 建築物に対する性能評価の例

Vision 2000	ATC Guidelines	被害	剛性, 強度	非構造部材	補修	人命損失の確率
Fully Operational	Operational	Minor Damage	もともと通り	機能保持	必要が生じたとしても急がない	ほとんどない
Functional	Immediate Occupancy	Minor Structural Damage	ほぼもともと通り	危険性はない	急がない	非常に低い
Life Safety	Life Safety	Significant Structural Damage	剛性は大きく低下, 強度は多少残っていて, 崩壊に対する余裕もある	危険性はないが, 使用不能	補修しなければ安全ではない	低い
Near Collapse	Collapse Prevention	Substantial Damage	剛性も強度も大きく失われ, 崩壊に対する余裕も少ない	大被害, 落下による被害の可能性有り	補修不能	

表-2 地震動レベルと性能担保レベル

非超過確率と耐用年数	Fully Operational	Functional	Life Safety	Near Collapse
Frequent (50% - 50年)	○			
Occasional (20% - 50年)	○ 緊急用途	○ 一般建物		
Rare (10% - 50年)	○	○	○	
Very Rare (5% - 50年)	極めて重要	○	○	○

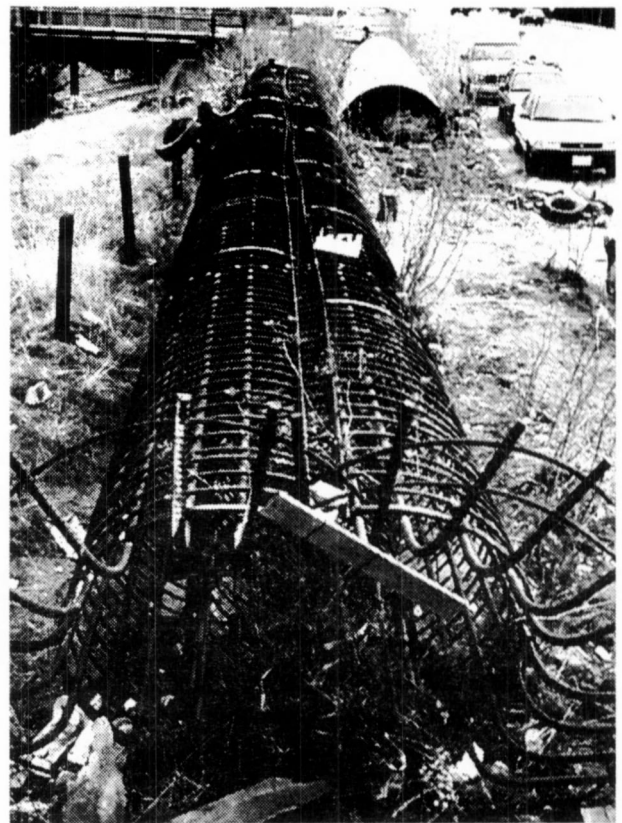


写真-1 インターロッキング橋脚の配筋 (米国カルフォルニア州)

表-3 道路橋の性能目標

計設地震力		普通橋	重要な橋	耐震設計法
供用期間中に発生する確率大		Very Frequent	Fully Operational 震度法	
供用期間中に発生する確率小	タイプⅠ 関東地震 (東京)	Occasional	水平ひび割れ Functional	地震時保有 水平耐力法
	タイプⅡ 神戸地震 (神戸)	Rare & Very Rare	かぶりコンクリート剥離するか, しないのか Life Safety	