

## 4. 阪神大震災から得た教訓と今後の耐震設計の方向

### 4.1 都市内高速道路橋の耐震設計の基本理念—許容される損傷は？

道路橋示方書・V耐震設計編（平成2年2月）には、耐震設計の基本方針が次のように述べられている（p.5）：比較的生じる可能性の高い中規模程度の地震に対しては、構造物としての橋の健全度が損なわれず、大正12年の関東地震のような希に起こる大きな地震に対しても落橋などが生じないことを目標に行う。関東地震の地盤の加速度は0.3G～0.4G程度と推定され、橋が弾性応答をすると仮定すれば橋に生ずる加速度は1G程度となることから、地震時保有水平耐力の照査に用いる設計水平震度の標準値は1.0とし（同 p.69）、さらに、橋脚の塑性変形能に応じて設計水平震度を低減することが出来るよう規定している（同 p.67）。塑性変形は橋脚にとって損傷と考えられるため、現行の道路橋示方書の設計は、地盤の加速度が0.3G～0.4G程度の大地震に対して「①損傷は許容するが落橋は許さない耐震設計」と言うことが出来よう。これに対して、地盤の加速度が0.3G～0.4G程度の地震に対して「③損傷を全く許さない耐震設計（無損傷耐震設計）」も考えられる。これは、1.0の設計水平震度に対して弾性設計を行うことになり、埼玉大学の西野文雄教授が主張している耐震設計法である。この考えで設計が可能かどうかは耐震設計WGで検討中であるが、3倍程度のコストアップと同時に、基礎の設計・施工が技術的に難しくなるようである。今回の地震のように地震規模がさらに大きくなると、困難さはさらに増す。

今回の地震では多くの橋が崩壊し、幹線道路が長期間使用不能になり、救助活動、災害復旧活動の妨げになった。このことから、都市内の重要高速道路に関しては、落橋の防止は当然として、さらに「②損傷は許すが最低限の機能を保持させる耐震設計」の考えが生まれてくる。これは、上記①および②の中間的な考えの設計法であり、今回のような大地震に対しては実現可能な、現実的な耐震設計法であると考えられる。ただし、最低限の機能保持の程度、またそのためにどのような基準を設ければ可能になるか等について今後議論していく必要がある。さらに、このような設計は、事業費の効率的運用を考えれば、橋梁の重要度に応じて選択的に適用することになるだろうが、その基本的な考え方および基準についても論議が必要であろう。これについては、現行道路橋設計示方書・V耐震設計法に、震度法に用いられる設計水平震度の補正係数の一つとして重要度別補正係数が既にあり、橋梁の重要度に応じて0.8～1.1の係数を標準設計水平震度(0.2)に乗ずるよう規定されている。重要度には、1)必要度、2)迷惑度、3)代替性、4)機能回復の難易、の4項目を考慮する（同 p.54）となっているが、これと同じような考えで③の設計法の選択的適用が可能になるかもしれない。

### 4.2 道路橋耐震設計の変遷

道路橋耐震設計の変遷を表4.1に示す[1]。阪神高速道路神戸線は昭和43年に開通、同湾岸線は平成6年開通であるので、どの基準で設計されたのか大体分かる。鋼橋における許容応力の割り増しは、昭和55年(1980年)の示方書から、従来までの1.7から1.5に引き下げられている。したがって、許容応力の割り増しは神戸線では1.7、

湾岸線では 1.5 となっており、湾岸線の方が安全度は高くなっている。標準設計水平震度は、両線共ほぼ同じ程度の値であり、設計鉛直震度は、湾岸線では考慮されていないが、神戸線では 0.1 が用いられているようである。桁かかりの長さは、神戸線の設計当時は規定がなかったので、どの程度になっているのか不明である。鋼製橋脚に対する地震時保有水平耐力の照査は現行の設計示方書にも規定されていない。

圧縮補剛板の設計基準が道路橋示方書に取り入れられたのは昭和 48 年(1973 年)であるため、神戸線の鋼製橋脚の補剛板がどの規準を基に設計されたのかは不明である。もし、DIN4114(1952 年)に基づいて設計が行われたのであれば、板パネルの強度に関する安全率をどの程度見込んだか問題になる。いずれにしても、被災にあった構造物の図面、設計書等の早い時期の公表が望まれる。

### 4.3 鋼製橋脚の損傷と耐震設計

今回の地震による鋼製橋脚の被害は、鉄筋コンクリート橋脚に比べれば少なかったといえよう。地盤の液状化、側方流動に起因すると考えられる損傷を除けば、阪神高速道路神戸線（昭和 39～43 年完成）および同湾岸線（平成 6 年完成）等における鋼製橋脚の主たる損傷は次のように集約されよう。

- (1) T 形橋脚の柱の圧壊（神戸線建石交差点および国道 43 号線岩屋高架橋）
- (2) ラーメン橋脚柱頭部の溶接および母材の割れ（ハーバーハイウエー）
- (3) パイプ断面柱の局部座屈および破断（3 号神戸線、浜手バイパス）
- (4) 箱形断面柱の局部座屈（神戸線橋脚の断面変化部、マンホール部に多数）
- (5) ラーメン橋脚のはり部のせん断による局部座屈（湾岸線に多数）

その他、厚肉の遠心鑄鋼管よりなるラーメン構造物の柱頭の脆性破壊（中央区神戸高速鉄道高架橋）があるが、材料が鑄鋼であるためここでは触れない。

(1) の破壊モードは 2 カ所で見られたが、鋼製橋脚にとって最も重大と考えられる損傷である。いずれも、交差点を跨ぐ比較的スパンの長い桁(60～70m)を支持する橋脚で、強烈な橋軸直角方向の水平動によって、橋脚の板パネルの座屈および角溶接部に損傷が生じた状態で鉛直動が加わって橋脚が圧壊したように考えられる。ただし、岩屋高架橋の柱の連結板上下では縦方向補剛材が不連続な構造になっていたため、このことが柱の圧壊を加速したとも考えられる。

(2) は、水平動によって生じた柱頭部、隅角部下の内側フランジの溶接線（柱とはりのフランジの接合部）のクラックが進展して生じた破壊モードと考えられる。

(3) のパイプ断面橋脚の局部座屈（提灯形座屈）および破断は、柱基部のみならず柱中間部にも生じたものも多かった。パイプ断面の径厚比（半径/板厚）は 40 前後のものが多く [3]、縦方向に 2 m 程度の間隔で断面変化させていたようである。柱中間部の局部座屈は、コンクリート充填部の上または断面変化部のように局部座屈強度が急変する部分の座屈であり、(4) のように箱形断面橋脚にも多く見られた。

(4) は、神戸線に多数見られた損傷で、柱基部に中詰めされている車両衝突防止用のコンクリートのため、柱基部の抵抗モーメントが鋼断面だけの抵抗モーメントより大きくなり、断面変化あるいはマンホールにより局部座屈強度が急減した断面部に過

大な応力が作用して局部座屈したものと考えられる。

(5)は鋼製橋脚にとって好ましい損傷モードで、補修もし易い。

以上述べてきたように、鋼製橋脚の損傷は同時期に建設された鉄筋コンクリート橋脚に比べ軽微であった。その理由の1つとして、橋脚基部に中詰めされている車両衝突防止用のコンクリート（いわゆる捨てコンクリート）の存在が挙げられる。中詰めコンクリートの強度は $160\text{kgf/cm}^2$ 程度と低いが、柱基部の構成板要素の局部座屈の発生を防止することにより耐震性能（強度と変形能）の向上に大いに貢献をしたと考えられる。

今回の地震による損傷事例および土木学会鋼構造委員会・鋼構造新技術小委員会・耐震設計WGで研究されてきた事項を踏まえ、鋼製橋脚の耐震性能向上策をまとめると以下のようなになる。

- (1) 柱基部に低強度のコンクリートを充填（片持柱で高さの30%程度）し、ダイヤフラムでコンクリートを閉じこめる。すなわち、鋼板の降伏はさせるが局部座屈をさせない構造とする。
- (2) 板パネルの幅厚比は道路橋示方書の圧縮補剛板の限界幅厚比以下にする。
- (3) 縦方向補剛材の剛性を現行示方書の規定の3倍程度に高める。
- (4) 断面変化部、マンホール部の局部座屈強度に余裕を持たせる。
- (5) 応力に対してクリティカルとなる鋼断面では、ダイヤフラム間隔を密にして変形能を高める。
- (6) コンクリート充填部の角溶接部を全断面とけ込みグループ溶接にする。特に、長さの短い剛性の高い橋脚については必要である。
- (7) 可能な限り不静定構造物（ラーメン）にし、隅角部、または、はり部材の降伏によりエネルギーを吸収をさせ、柱部の負担を減らす構造にする。
- (8) 厚肉の遠心鑄鋼管は、製造法に工夫をするなどにより、変形能に影響を及ぼす内部欠陥が生じないようにする必要がある。

上記(1)～(6)の考えを取り入れた、コンクリートを柱基部に部分的に充填した鋼製橋脚の地震時保有水平耐力照査法の試案を付録3に示す。

#### 4.4 上部構造の損傷と耐震設計

東灘区深谷地区におけるピルツ構造・PC桁・RC橋脚の630mにわたっての倒壊および灘区岩屋地区の200～300mにわたってのPC桁・RC橋脚の倒壊に見られるように、上部工重量が大きくかつ一本足橋脚のトップヘビー構造物は、地震力が設計地震力を越えたときにやはり不利である。今回の地震では、大きな鉛直震動が水平震動の最大値とほぼ同時刻まで継続した（付録1参照）ことから、トップヘビー構造物にはさらに不利な要素（P- $\Delta$ 効果による付加的な転倒モーメント）が加わり、倒壊を加速したと考えられる。このことから、耐震構造物としては、上部構造はできうる限り軽くしておくことが望ましいと考えられる。

1964年の新潟地震における落橋の事例を踏まえ、1971年の道路橋示方書から落橋防止装置の設置が義務づけられた。今回の地震では、落橋防止装置の破損（金具、ピ

ンおよびウェブの破断)が数多く見られ、そのために落橋した例も多く見られた。落橋防止装置の設計法は再検討される必要があるが、この装置はあまり強すぎると橋脚の方に損傷が生じる恐れがあり、なかなか難しい。一つの考えとして、この部分でショック・アブソーバーのようにエネルギーを吸収できる構造にすることが考えられる。また、当然のことであるが、落橋防止の観点からは連続桁が望ましい。これらに関して、前章で詳しく述べられている。

#### 4.5 支承の損傷と耐震設計

落橋防止装置と同様に、多くの支承が破損したが、それにより橋脚の損傷を小さくした可能性ある。すなわち、支承はヒューズの役目をしたことになる。

落橋防止のために、橋脚上面の面積を広くして端部にストッパーを付ける構造が考えられる。

しかし、本命は免震支承または慣性力の分散化を図る支承の積極的採用にあらう。このことにより、鋼桁の多径間連続化が可能となり、騒音、耐久性、走行性の面からも有利になる。ただし、現行の免震支承の設計法[4]は、かなり複雑でしかも経験を要するようであり、設計者は免震支承としての設計を避け、ただ単に慣性力の分散支承として設計する傾向にあると聞く。従って、設計法の簡略化を目指した検討が望まれる。また、現在の免震支承では、橋軸方向のみの慣性力の低減を図っているが、橋軸直角方向に対してもそれが必要であるかどうか検討する必要がある。

#### 4.6 上下動の影響

上下動だけで構造物が座屈、破壊したとは考えにくい。橋脚に常時作用している軸圧縮力は全断面降伏軸荷重の10～20%程度で、これに地盤面で0.5G程度の鉛直動が作用しても軸力はせいぜい倍程度になるのみで、橋脚が座屈破壊するとは考えられない。橋脚の損傷は、水平動によるものが主原因で、上下動は補助的な役割をしたと考えられる。すなわち、水平震動により局部座屈および溶接部の損傷などで劣化した橋脚に、上下震動が加わって損傷が加速された複合的な破壊が今回の地震で多く見られた破壊モードであると考えられる。ただし、鉛直動は、前述のように、部材および構成板要素のP-Δ効果に影響を与えるので、比較的にスレンダーで薄肉の柱は特に注意する必要がある。この影響は、今後、実験または理論的に解明しておく必要がある。

付録2に上下動の影響に関する若干の検討を行った結果を載せておく。

#### 参考文献

1. 鹿島建設：平成7年兵庫県南部地震被害調査報告書，1995年2月。
2. 土木学会：阪神大震災調査資料，1995年2月。
3. 電力中央研究所：1995兵庫県南部地震被害調査速報，調査報告：U94042,1995年2月。
4. 建設省土木研究所：道路橋の耐震設計法マニュアル（案），1992年3月。

# 表 4.1 道路橋耐震設計基準の変遷

(鹿島建設：平成7年度兵庫県南部地震被害報告書(第1報)より引用)

主要な地震	年度、名称	設計震度	落橋防止構造	地盤(液状化など)	部材の設計	地震荷重に対する許容応力度の割り増し
1923 関東 M7.9	大正15年6月(1926) 道路構造に関する規則案(内務省土木局)	○所在地の最強地震力数値、計算方法規定なし				60%
1946 南海道沖 M8.0	昭和14年2月 鋼道橋構造設計示方書案(内務省土木局)	○水平震度 0.2 (標準) ○鉛直震度 0.1 (標準) ○架橋地点の状況で増減	増減量の基準無く 実情は標準値			鋼材 80% RC 60%
1948 福井 M7.1						
1952 十勝沖 M8.2						
1964 新潟 M7.5	昭和31年5月(1956年) 鋼道橋構造設計示方書(建設省)	○水平震度 0.1~0.35 地域別・地震別の規定 ○鉛直震度 0.1 (標準)				鋼材 80% RC 50%
1968 十勝沖 M7.9	昭和39年11月(1964年) 鋼道橋構造設計示方書(建設省)	○震度については改訂なし				鋼材 70% RC 50% 共に(死+地)
	昭和46年3月(1971年) 道路橋耐震設計指針(建設省)	○統一的な耐震設計指針の制定 ○水平震度 ・関東地震以降の大地震を対象とした応答スペクトルに基づく修正を加えて決定 ・比較的剛な構造→震度法 ・比較的長周期 →修正震度法 <震度法> $kh = v1 \cdot v2 \cdot v3 \cdot kh0$ $kh0$ : 標準震度(0.2) $v$ : 地域、地盤、重要度別補正係数 $0.1 \leq kh \leq 0.3$ <修正震度法> $kh = \beta \cdot kh$ ※	○支承部の耐震設計 ・可動支承の移動制限装置 ・支承縁端と橋脚縁端の離れ ・支承設計震度 ○桁間連結装置	○土性値、深度で軟弱層、流動層料定 ○極軟弱層、流動化層の支得力無視	鋼材 70% (死+地+温+CR+SH+P.S) RC 50% (死+地)	
1978 宮城県沖 M7.4						

主要な地震	年度、名称	設計震度	落橋防止構造	地盤（液状化など）	部材の設計	地震荷重に対する許容応力度の割り増し
1982 浦河沖 M7.1 1983 日本海中部 M7.7	昭和55年2月(1980年) 道路橋示方書 V耐震設計編(建設省) ☆建設省の新耐震設計法(案)(昭和52年)と近年の地震被害などをともに改訂。	○地震動の振幅特性から耐震設計上の地盤区分を定義 ○震度法 ・設計震度の補正係数の改訂 $0.1 \leq kh \leq 0.27$ ○修正震度法の適用区分の拡大 ・耐震地盤から下部工高さ1.5m超 ・固有周期による補正係数の改訂 ○動的解析の位置づけを明確化 ・大規模、新形式構梁の構全体の安全性照査 ・設計地震入力力の規定 応答スペクトル法 時刻歴応答解析法	○支承部と落橋防止装置の規定改訂 ・桁端から下部工縁端までの長さ(桁端がかかり)の規定 ・落橋防止装置の設計震度の規定	○砂質土層の流動化判定法の改訂(FL値の採用) ○流動化層の土質定数の低減	○地震時変形性能の照査 ・高さが比較的低く、固有周期の短いRC橋脚・橋台のぜい性破壊防止 昭和53年5月(1980年) 道路橋示方書 IV下部構造編(建設省) ○RC部材のせん断力に対する照査方法を規定 ○コンクリートの許容せん断応力度を引き下げ $\sigma_{ck} = 24.0 \text{ kg/cm}^2$ で $\tau_c = 7.0 \rightarrow 3.9 \text{ kg/cm}^2$ ○段落とし部の定着長、帯鉄筋配置	鋼材 50% RC 50% (死:地:CR:SH =PS)
1993 御路沖 M7.8 1993 北海道南西沖 M7.8 1994 北海道東方沖 M8.1 1994 三陸はるか沖 M7.5	平成2年2月(1990年) 道路橋示方書 V耐震設計編(建設省)	○震度法 従来の震度法と修正震度法を1つにまとめ、震度法を規定 ・橋の振動特性を反映するため、構造、支承条件で振動単位系を改定 ・振動単位系毎の固有周期算定 $kh = C2 \cdot C2 \cdot C1 \cdot CT \cdot kh0$ $kh0$ : 標準震度(0.2) C: 地盤、地盤、重要度、固有周期別補正係数 ○動的解析 ・動的解析手法とモデルの規定 応答スペクトル法 時刻歴応答解析法 ・安全性の照査方法の規定 ・設計地震入力力の詳細規定	○固定支承部の照査規定の追加	○砂質土層の液状化強度の算定に細粒分の影響を加味した。	○RC橋脚の地震時保有水平耐力の照査 ・地震時変形性能の照査に替えて適用 ・大地震の0.7から1.0G相当の水平力が作用しても致命的な破壊が生じないことを照査 平成元年(1989年) 道路橋示方書 IV下部構造編(建設省) ○段落とし部の帯鉄筋配置要領の追加	同上