

報告 ラーメン高架橋の被災度・供用性の判定に関する一提案

尼崎省二*1・北後征雄*2・大坪正行*3・葛目和宏*4

要旨：鉄道構造物の耐震に関する構造細目の変遷について示した。それを踏まえ、ラーメン高架橋の柱の靱性率をせん断補強鉄筋量、せん断スパン比、軸力、主鉄筋量を変化させて計算した。その結果、設計年度により、保有靱性率が大きく異なることがわかった。そこで、被災後の供用性を判定するための残存耐震性の考え方を示した。

キーワード：靱性率、せん断スパン比、せん断補強鉄筋、被災度、供用性

1. はじめに

平成7年1月17日に発生した阪神・淡路大震災では、多くのコンクリート構造物も甚大な被害を受けた。この地域に建設されていた鉄道構造物は、その殆どは耐震設計指針（案）が制定された昭和54年以前に設計されたものである。

鉄道構造物の設計における耐震に関する規定は昭和5年に初めて制定され、その後、昭和30年、45年、54年、58年、平成4年に大きく改訂された。従って、構造物の耐震性は設計年度により異なり、被災程度が外観上同様であっても、被災後の保有耐震性能は異なることになる。

ここでは、鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物）[1]を基に、設計年度の異なるラーメン高架橋の柱を例として、被災度及び供用性の判定に関して、せん断スパン比等と靱性率の關係に着目した計算結果について報告する。

2. 耐震に関する設計基準の変遷

鉄道構造物の設計基準は大正3年に初めて制定され、その後十数回改訂されている。耐震設計は昭和54年まで基本的には震度法で行われ、設計水平震度は地域、地盤、重要度等を考慮して、約0.12～0.35の値が使われていた。昭和54年からは構造物、地盤等の動的特性を定量的に評価した修正震度法を取り入れ、昭和58年からは部材の非線形性（ねばり）を考慮した設計となっている。その後、耐震設計の基本は変化していないが、平成4年からは設計手法が限界状態設計法[1]となっている。これらの変遷の詳細[2]は省略し、靱性に大きく影響する柱の耐震に関する構造細目の変遷のみを表-1に示す。

使用されている鉄筋は、昭和28年頃までは全て普通丸鋼で、それから昭和39年頃まで主筋に異形棒鋼（SSD49:SS400相当）を、帯鉄筋には普通丸鋼が用いられていた。昭和45年からは全て異形鉄筋（SD35,SD345）となっている。柱の帯鉄筋量は一般に、耐力ではなく、構造細目で決まっており、配置されている柱の帯鉄筋量は建造物設計標準（昭和45年）[3]の前後と耐震設計指針（案）（昭和54年）[4]以降との3種に大別できる。

*1 立命館大学教授 理工学部土木工学科、工博（正会員）

*2 ジェイアール西日本コンサルタンツ（株）技術部担当部長（正会員）

*3 （株）トーニチコンサルタンツ西日本支社第二技術部次長（正会員）

*4 （株）国際建設技術研究所代表取締役社長（正会員）

3. 靱性率

部材の耐震性は降伏耐力と保有靱性率の大きさによって異なる。降伏耐力は設計水平震度、実配筋量等によって異なり、靱性率はせん断補強鉄筋量、せん断スパン比等によって異なる。鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物）

付属資料 10,11 [1]には実験的研究を基に靱性率の算定方法が示されている。同付属資料によると、靱性率はせん断耐力と曲げ耐力との比に大きな影響を受けることがわかる。

4. 靱性率の計算結果

同じ地域に、設計年度の異なるラーメン高架橋を建設したとすれば、柱の主鉄筋と帯鉄筋は表-2のようになる。ただし、設計年度により、荷重の組合せ、断面耐力の算定方法等が異なるため、主鉄筋量は若干異なるが、ここでは帯鉄筋の差を明確にするため、設計年度に関係なく、高架高さが同じであれば、主鉄筋量と断面は同一とした。なお、帯鉄筋量は高架高さに関係なく一定とした。

表-2の9種類の柱について、耐震に関する検討結果を表-3に示す。靱性率はせん断補強鉄筋がD13-100の場合、4程度以上、D-150で3程度以上あるが、φ9-150では2程度しかないことがわかる。また、表-2の帯鉄筋量をもとに、柱の断

表-1 耐震に関する構造細目の変遷

設計基準	柱の耐震に関する構造細目
土木構造物の設計基準（案） （昭和33年）	帯鉄筋は直径6mm以上、その間隔は柱の最小横寸法以下、軸方向鉄筋の直径の12倍以下、帯鉄筋の直径の48倍以下でなければならない。はりその他と交わる柱の部分には、とくに十分な帯鉄筋を用いなければならない。柱の断面が大きい場合には、中間帯鉄筋を用いなければならない。
建造物設計標準 （昭和45年）	帯鉄筋の直径は6mm以上、その間隔は柱の最小横寸法以下、軸方向鉄筋の直径の12倍以下、帯鉄筋の直径の48倍以下、でなければならない。はりその他と交わる柱の部分には、とくに十分な帯鉄筋を用いなければならない。
耐震設計指針（案） （昭和54年）	(1) 柱の帯鉄筋断面積は、コンクリート断面積の0.2%以上とする。 (2) はりのハンチ下端、及びフーチング上面から2D区間は、帯鉄筋の間隔を100mm以下とし、下記を標準とする。 D×D=1.0m×1.0m 以内 D13, 100 c/c 以下 D×D=1.5m×1.5m 以内 D13, 100 c/c 以下および、1本おきに中間帯鉄筋配置
建造物設計標準 （昭和58年）	(1) 柱およびはりにはコンクリート断面積の0.15%以上の帯鉄筋量またはスターラップ量を配置しなければならない。ただし、柱は部材接合部から柱幅の2倍、はり部材接合部からはり高の1.5倍の範囲にコンクリート断面積の0.20%以上で、かつ計算で求めた値の1.2倍の帯鉄筋量またはスターラップ量を配置しなければならない。 (2) 柱上部のはりのハンチ下端から柱幅の2倍の範囲に配置する帯鉄筋量はコンクリート断面積の0.25%以上とする。また、部材接合部から柱幅の2倍の範囲に配置する帯鉄筋の間隔は10cm以下とする。
鉄道構造物等設計標準 （平成4年）	(1) はりおよび柱には、せん断補強鉄筋比として0.15%以上のスターラップまたは帯鉄筋を配置することを原則とする。 (2) 次に示す範囲には、せん断補強鉄筋比として0.2%以上のスターラップまたは帯鉄筋を配置することを原則とする。 (b) 柱：部材接合部および柱下端から断面高さの2倍までの範囲 (3) 柱上部の部材接合部から断面高さの2倍までの範囲に配置する帯鉄筋は「9.5 耐震性能の検討」の(3)に定める量とせん断補強鉄筋比として0.2%のうち多い方の量よりも、さらに0.05%以上多く配置することを原則とする。

表-2 設計年度別配筋例

設計年度	帯鉄筋（2D区間）		各設計年度共通	高架高さ (柱寸法) (cm×cm)	せん断 スパン比	主鉄筋（線路方向）	
	径-間隔	鉄筋比(%)				鉄筋径-本	鉄筋比(%)
昭和45年以前	φ9-150 (mm)	0.1 (0.09)*1		7.0(m) (80×80)	3.72	D32-7 (D32-5)*2	0.94
昭和45～54年	D13-150 (mm)	0.2 (0.19)*1		8.0(m) (80×80)	4.73	D32-7 (D32-6)*2	0.94
昭和54年以降	D13-100 (mm)	0.3 (0.28)*1		9.0(m) (90×90)	5.06	D32-8 (D32-7)*2	0.84

*1: (90×90)の柱の場合を示す。 *2: 線路直角方向の場合を示す。

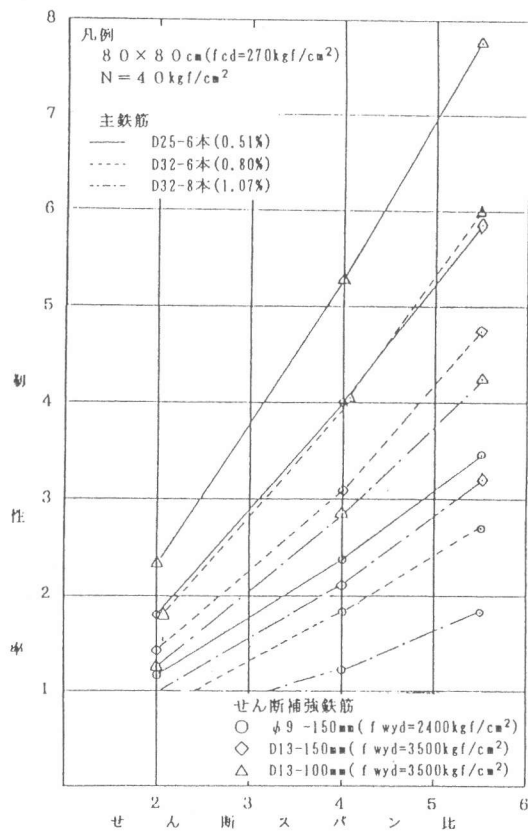
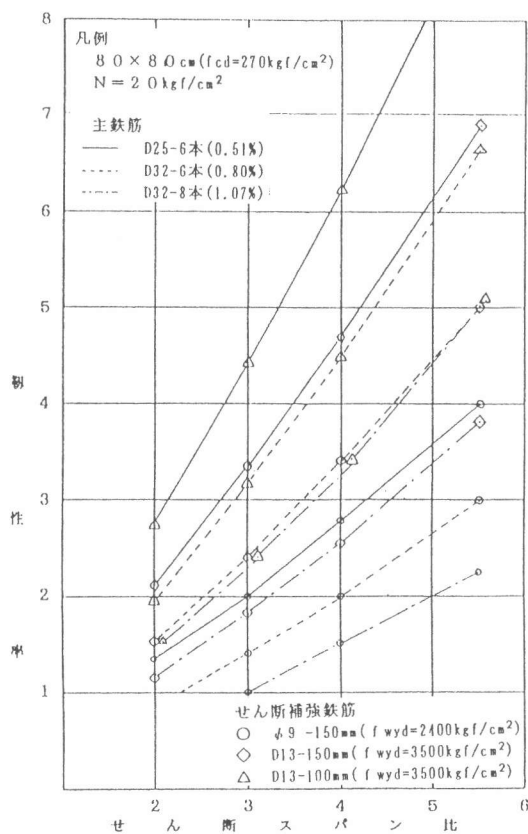


図-1 せん断スパン比等と靱性率との関係① 図-2 せん断スパン比等と靱性率との関係②

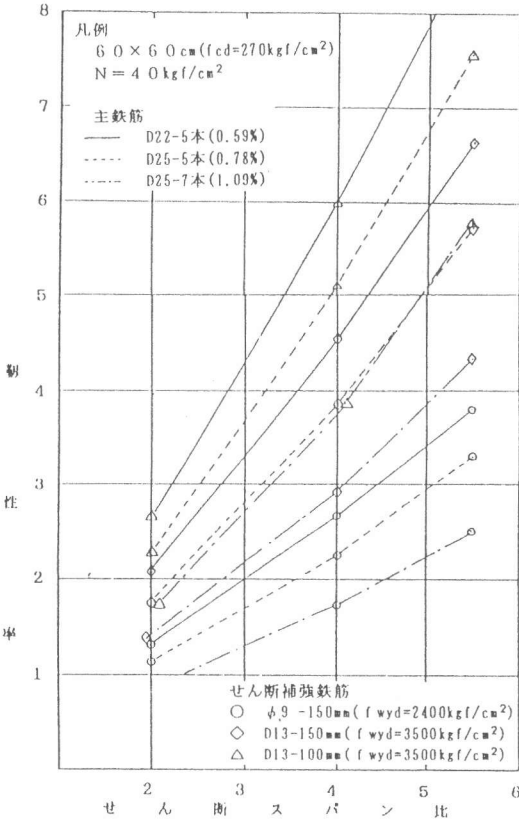
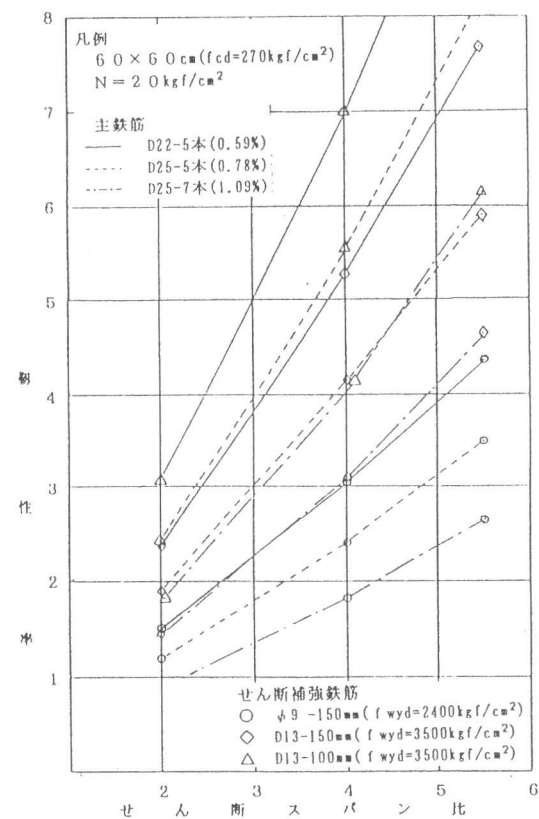


図-3 せん断スパン比等と靱性率との関係③ 図-4 せん断スパン比等と靱性率との関係④

面寸法 (80×80cmと60×60cm)、柱の軸力 (各断面寸法に対して、2種類) および主鉄筋量を変化させた場合のせん断スパン比による靱性率の変化を図一 1～4 に示す。なお、靱性率は鉄道構造物等設計標準[1] により算定した。

阪神・淡路大震災で被災したコンクリート構造物の多くは昭和40年代に施工されたものである。当時の設計方法は、構造物は剛なものと考え、作用する曲げモーメントに対して、コンクリートと主鉄筋の応力度が許容応力度以内であることを照査するものであった。さらに、当時の設計標準[3][6]では、コンクリートの許容せん断応力度 τ_{a1} を大きく評価して

おり、かつ、許容せん断応力度を越えた

場合のみ、せん断鉄筋の計算をすることになっていた。すなわち、現行設計標準[1][5]では、設計基準強度240 kgf/cm² のコンクリートが受け持つせん断応力度を3.9kgf/cm²としているのに対し、当時の設計標準[3][6]では基準の許容せん断応力度は7kgf/cm²であり、荷重の組み合わせに対する割増係数を地震時1.5 としていた (現行設計標準では割増しを考慮しない) ことから、地震の許容時せん断応力度は

10.5 kgf/cm²となり、せん

断補強鉄筋の計算をされていない。従って、配置された帯鉄筋にはせん断補強鉄としての意味あいとは殆どなく、組立筋としての側面が大きいものであった。今回被災した構造物が設計された昭和40年代前半においては、せん断、靱性に対する知見が必ずしも十分ではなく、結果として柱の靱性が不足していたことが甚大な被害を生じた原因の一つと考えられる。

表一 3 配筋例の靱性率

せん断 スパン比 (高架高さ)	帯鉄筋比 (%)	耐 力 (tf)			保 有 靱 性 率
		曲 げ P_M	せん断 P_S	P_S/P_M	
3.72 (7.0 m)	0.11	81.5	53.7	0.66	1.9
	0.21	81.5	78.1	0.96	3.1
	0.32	81.5	97.1	1.19	4.1
4.73 (8.0 m)	0.11	67.8	50.7	0.75	2.3
	0.21	67.8	75.1	1.11	3.9
	0.32	67.8	94.1	1.39	5.1
5.06 (9.0 m)	0.09	76.2	59.0	0.77	2.4
	0.19	76.2	86.6	1.14	4.1
	0.28	76.2	108.2	1.42	5.4

注：軸力 20 kg/cm²

表一 4 被災状況の区分

破 壊 パ タ ー ン			被 災 状 況
せん断	曲げせん断	曲 げ	
SA	MSA	MA	鉄筋が曲がり、内部のコンクリートも崩れている。部材に傾斜や沈下が見られる。
SB	MSB	MB	大きなひびわれ (2mmを越える) が多数生じコンクリートの剥落も激しく、鉄筋がかなり露出している。ただし、橋脚付け根でのせん断破壊の場合、ひびわれ本数は少ない。
SC1	MSC1	MC1	比較的大きなひびわれが生じているが、コンクリートの剥落は、極くわずかである。 (ひびわれ幅 1～2mm 程度)
SC2	MSC2	MC2	肉眼ではっきり見える程度のひびわれ (ひびわれ幅 0.2～1mm 程度)
SD	MSD	MD	近寄らないと見えにくい程度のひびわれ (ひびわれ幅 0.2mm以下)

5. 被災度および供用性の判定

鉄筋コンクリート部材の破壊形態はせん断破壊、曲げせん断破壊、曲げ破壊とに大きく区分することができ、各破壊形態における被災度は、部材の外観から表一 4 のように区分することがで

表一五 ラーメン高架橋の柱に損傷が生じている場合の被災度判定表

被災度	小	波	害	中	大
通	SC1 SC2	—	—	SB	SA
用	MSC2	MSC1	—	MSB	MSA
範	MC2	MC1	MC1	MB	MA
冊	3				
残留耐力	P_y	P_y	P_y	P_y	P_y 以下
残留変形性能	100 %	50~60 %	30 %	0~10 %	0 %

＜適用区分＞

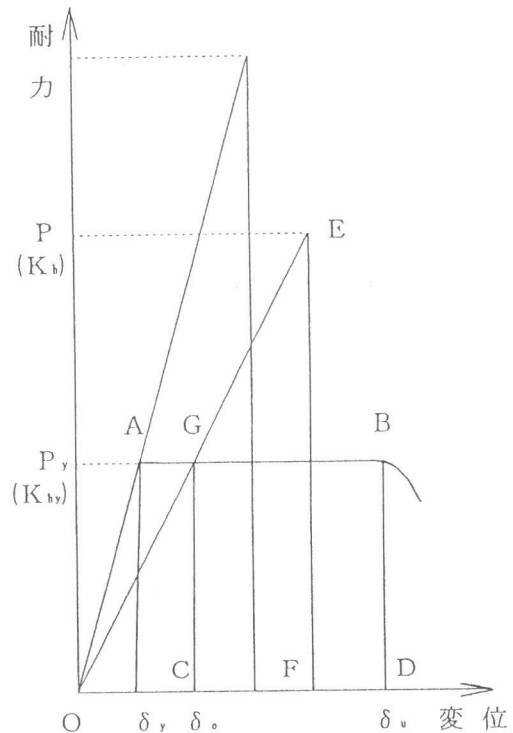
- 保有靱性率が2程度以下の部材が被害を受けた場合
主に、せん断破壊するもの：昭和45年以前の設計標準を適用して設計したものに多くみられる。
- 保有靱性率が3程度の部材が被害を受けた場合
主に、曲げせん断破壊するもの：建造物設計標準（昭和45年版）を適用して設計したものに多くみられる。
- 保有靱性率が4程度以上の部材が被害を受けた場合
主に、曲げせん断および曲げ破壊するもの：耐震設計指針（昭和54年）以降の標準等を適用して設計したものに多くみられる。

きる。ラーメン高架橋柱部の被災度判定表を表一五に示す。表一五は道路橋の被災度判定表[7]と同様、既往地震による被災の特徴および室内における模型実験結果からとりまとめたものである。

図一五に示す鉄筋コンクリート部材のP- δ 曲線において、OABの変形性能を有する部材がG点まで変位する被害を受け、この状態で再度、地震力を受けた場合には、OGBの履歴をたどる。この場合、ニューマークのエネルギー一定則を適用すると、 $\square OGBD = \triangle OEF$ となるPが弾性体とした場合の耐力となる。従って、実配筋が設計水平震度 K_{hy} に見合うものとするれば、換算弾性震度 K_h は次式から求めることができる。

$$\begin{aligned}
 K_h &= K_{hy} (2\mu - \mu_o) / \mu_o \\
 &= K_{hy} (2\delta_u / \delta_y - \delta_o / \delta_y) / (\delta_o / \delta_y) \\
 &= K_{hy} (2\mu^* - 1)
 \end{aligned}$$

ここに、 K_h ：換算弾性震度



図一五 P- δ 曲線

K_{hy} : 設計水平震度

δ_y : 降伏変位

δ_u : 終局変位

μ : 靱性率 (δ_u / δ_y)

δ_o : 被災時の最大履歴変位

μ^* : 被災後の靱性率 (δ_u / δ_o)

μ_o : δ_o / δ_y

この換算弾性震度と対策が実施されるまでの間に発生すると想定される地震力と比較して供用性を判定すればよい。

また、既往地震による被災の特徴および室内における模型実験結果等を参考に、被災度と残留変形性能との関係をまとめたものを表-5に示す。なお、表中の残留変形性能[7]は式($\delta_u - \delta_o$) / ($\delta_u - \delta_y$) $\times 100$ (%)で求めることができる。

6. あとがき

被災後の供用性を判定するには、構造物が造られた時の設計条件、設計図、使用材料、施工方法等を知ることが非常に重要であることを再認識した。

最後に、本報告はJCI近畿支部・土木コンクリート構造物の震災対策に関する研究委員会においてまとめられたものであり、同委員会委員各位に深く謝意を表します。

参考文献

- [1] (財) 鉄道総合技術研究所、鉄道構造物等設計標準・同解説 (コンクリート構造物)、平成4年10月
- [2] JCI近畿支部・土木コンクリート構造物の震災対策に関する研究委員会・中間報告書・参考資料集、1995年12月
- [3] 日本国有鉄道、建造物設計標準・同解説 (鉄筋コンクリート構造物および無筋コンクリート構造物)、昭和45年3月
- [4] 日本国有鉄道、耐震設計指針 (案)、昭和54年8月
- [5] 日本国有鉄道、建造物設計標準・同解説 (鉄筋コンクリート構造物および無筋コンクリート構造物)、昭和58年2月
- [6] 日本国有鉄道、土木構造物の設計基準 (案)、昭和33年
- [7] 日本道路協会、道路震災対策便覧 (震災復旧編)、平成7年2月