

鉄筋コンクリート高架橋の地震被害程度と 設計上の耐震性能に関する検討

石橋忠良¹・池田靖忠²・菅野貴浩³・岡村甫⁴

¹フェロー会員 工博 東日本旅客鉄道株式会社 建設工事部担当部長 (〒151 東京都渋谷区代々木2-2-6)

²正会員 西日本旅客鉄道株式会社 大阪建設工事事務所長 (〒530 大阪府大阪市北区芝田2-4-24)

³正会員 工修 東日本旅客鉄道株式会社 上信越工事事務所 (〒370 群馬県高崎市栄町6-26)

⁴フェロー会員 工博 東京大学教授 工学部土木工学科 (〒113 東京都文教区本郷7-3-1)

平成7年1月の阪神・淡路大震災をもたらした兵庫県南部地震に対し、必要と考えられる設計上の耐震性能を推定するために、鉄道構造物の中で最も被害の大きかったJR東海道本線 住吉～灘間の鉄筋コンクリートラーメン高架橋の設計上の耐震性能と実際の損傷状況との比較・検討を行った。エネルギー一定則による換算弾性応答加速度を耐震性能の指標とした結果、設計上の耐震性能が1,000～1,200 galのものは柱の変形・沈下はあるが構造物の崩壊はないこと、1,200gal以上のものについてはかぶり剥落程度以下の軽微な損傷であることが明らかになった。

Key Words : earthquake resistance, reinforced concrete viaduct, damage, earthquake resistance design, Hanshin-awaji earthquake disaster

1. まえがき

平成7年1月17日午前5時46分頃、淡路島北部(北緯34.6度, 東経135.0度)を震央(震源の深さ約20km)とするマグニチュード7.2の直下型地震が近畿地方を襲い、多くの死傷者を出すなど、各地に大きな被害をもたらした。

土木構造物においても、港湾、道路、ライフライン等で大きな被害が生じた。

鉄道構造物においても同様で、特に鉄筋コンクリート(以下、RCという)ラーメン高架橋では落橋・崩壊・沈下・大変形といった甚大な被害を生じた。図-1に鉄道構造物の主な被害状況を示す。

ここでは、新幹線、在来線、地下鉄等を含め、最も被害の大きかったJR東海道本線 住吉～灘間のRCラーメン高架橋について、耐震性能と被害状況との比較・検討を行い、当該地震に対し必要な設計上の耐震性能の推定を行ったので、その結果について報告する。

なお、新幹線高架橋についても被害の大きな箇所が数カ所存在したが、これらの被害のほとんどが柱のせん断破壊によるものであり、破壊形態が単一で、また設計上の耐震性能が比較的小さいため、必要な

耐震性能の推定という主旨からは検討対象として適切でないので、ここでは対象構造物から除外した。

2. 鉄道コンクリート構造物における耐震設計規定の変遷^{1), 2)}

鉄道コンクリート構造物の設計に関する規定として、古いものでは「大正3年7月14日(1914年)達684鉄筋混泥土橋梁設計心得」があるが、これには地震に関する規定は含まれていない。

「大正8年6月12日(1919年)達541号付属輾圧工形桁及鉄桁用橋台橋脚標準使用心得」では、橋脚の設計データ中に地震の許容加速度として、無筋コンクリートの許容引張応力度から地震の加速度を逆算することが記されており、計算例でみるとその値は0.12～0.14G(Gは重力加速度)である。

「昭和3年(1928年)鉄道省達158号鋼鉄道橋設計示方書」では、「橋桁と下部構造との取付け設計に際しては地震動を考慮すべし」と規定してあるが、地震動の数値については明記されていない。

昭和5年(1930年)に作成された建設局制定の橋梁標準設計(建工169号)によると、自重お

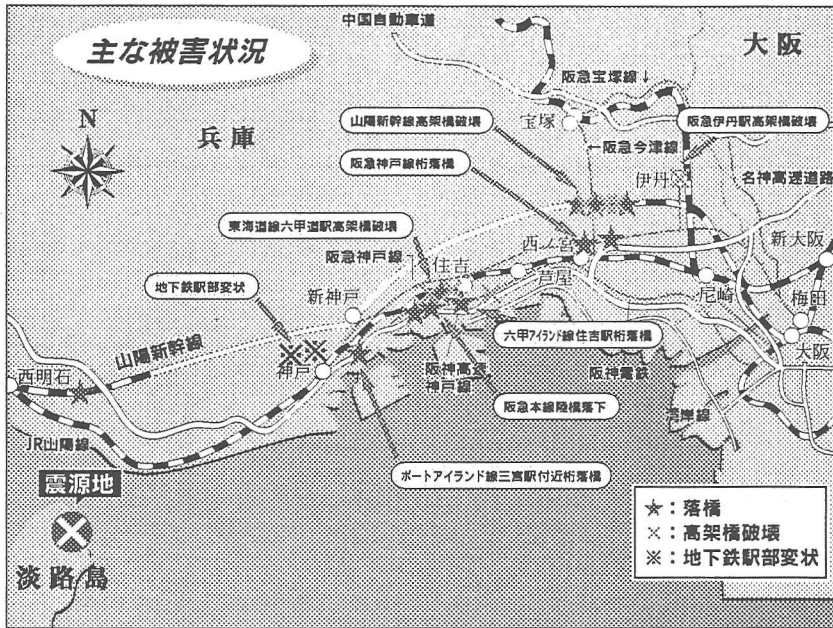


図-1 鉄道構造物の主な被害状況

よび土圧に対し水平震度0.2を考慮することが明記されている。鉄道構造物の規定として、具体的な設計震度が示されたのはこれが最初である。

国鉄時代以降の耐震設計規定としては、昭和30年(1955年)制定の「無筋コンクリートおよび鉄筋コンクリート土木構造物の設計基準案」³⁾が最初であるが、ここでは死荷重、土圧および水圧に対し地震の影響を考え、水平震度は地方別に0.15～0.3の値としている。また、同基準案では、コンクリートの許容せん断応力度として、設計基準強度 240kgf/cm^2 (23.5MPa) に対して 6.5kgf/cm^2 (0.64MPa) と規定している。

以後、昭和45年(1970年)制定、昭和49年(1974年)改訂の「建造物設計標準」⁴⁾においても、水平震度は地域別、地盤別に0.12～0.24という震度による設計を基本としており、昭和53年(1978年)に発生した宮城県沖地震による経験・反省から制定された、昭和54年(1979年)の「耐震設計指針案解説」⁵⁾までは、震度法による設計を基本としていた。なお、昭和45年制定の「建造物設計標準」では、コンクリートの許容せん断応力度を、設計基準強度 240kgf/cm^2 (23.5MPa) に対して 7.0kgf/cm^2 (0.69MPa) と規定している。

前述の昭和54年制定の「耐震設計指針案解説」では、構造物の動的応答に応じて震度法、修正震度法あるいは動的解析法により設計を行うこととしているが、これも従来の震度法による設計の域を出る

ものではなく、震度法、修正震度法による水平震度は、地域別、地盤別、応答特性別に0.084～0.25の値であった。

昭和58年(1983年)改訂の「建造物設計標準(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)」⁶⁾は許容応力度法による最後の設計標準であるが、前述の「耐震設計指針案解説」に従い、地盤の特性を考慮した構造物の固有周期が0.3秒未満のものは震度法、それ以上は修正震度法による設計を行い、また固有周期が2秒以上のものは動的解析法により解析するものとしている。指針案での標準水平震度を基準水平震度と呼び替えたこと以外は設計水平震度に関する違いはないが、同標準では、橋脚、ラーメン橋、アーチ、フラットスラブ構造物に対しては「 $1.0 \cdot (\text{死荷重}) + 1.0 \cdot (\text{列車荷重}) + 1.5 \cdot (\text{地震の影響})$ 」という荷重の組み合わせに対して、地震時の部材断面の破壊に対する安全度の検討を行う。そして耐震に対する構造細目で、過去の震害例や実験結果に基づき、じん性率が4程度以上確保できるように規定している。ここにじん性率は、部材の終局変位(部材が終局状態となる時の変位。棒部材や面外力を受ける面部材の場合、部材の荷重-変位曲線の包絡線において、荷重が降伏荷重を下回らない最大の変位)を降伏変位(部材の降伏荷重に対応する変位)で除した値である⁷⁾。この規定は従来設計との整合性を採りながら、大変形時の構造物のじん性を確保する目的をもって規定されたもので、構造物が弾性応答すると仮定し

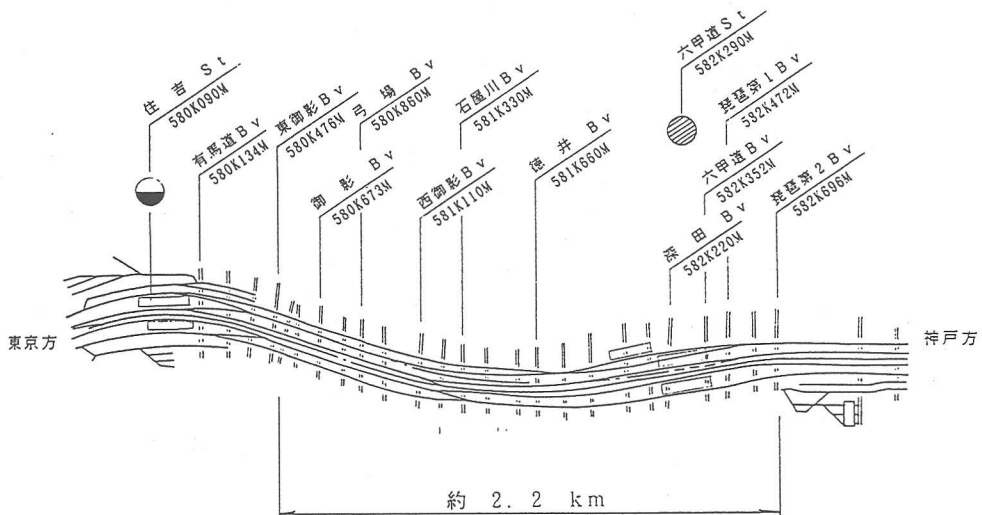


図-2 JR東海道本線 住吉～難間 高架橋

た場合の水平震度を1.0と考え、隠れた形ではあるが、明確にいわゆる大地震を対象としてコンクリート構造物の安全性を規定したものであり、大地震時の応答として1G程度の弾性応答に対する耐震性能を、構造物の強度と変形性能で確保しようとする設計法である。なお、コンクリートの許容せん断応力度については、設計基準強度 240kgf/cm^2 (23.5MPa) に対して 3.9kgf/cm^2 (0.38MPa) としている。

現行の平成4年(1992年)10月制定の「鉄道構造物等設計標準(コンクリート構造物)」⁸⁾は、世の中の動向に合わせて限界状態設計法による設計標準で、耐震設計法の基本的な考え方は昭和58年の設計標準と同じであるが、大地震に対する設計思想を初めて陽の形にしたものである。設計で考慮する地震時の弾性応答を1Gとし、安全性を耐力とじん性に対して検討し、設計時に許容するじん性率が、構造物が保有するじん性率以内におさまることを確認するという方法を採用している⁹⁾。また、構造物の安全性の検討とは別に、一般的な地震時の列車走行安全性確保の観点から、列車走行安全性に関しては、設計耐用期間中に数回程度経験すると想定される中程度の地震(0.2G程度)に対してその安全性を検討することになっている。

3. JR東海道本線 住吉～難間 高架橋

本高架橋は、住吉駅から六甲道駅を経て難間駅へと至る延長約2.2kmの高架橋である。当該区間は、複線高架橋が並列する複々線構造となっており、RCラーメン高架橋を中心に架道橋により各所で道路を跨いでいる。

構造的には、3径間を標準とした2線2柱ビームスラブ式ラーメン高架橋が上下線と並列しており、地盤はN値3～50の沖積砂質土、沖積砂礫土が地表から2～10m程度堆積している。この層を支持層とした高架橋の基礎形式は、全体の86%が直

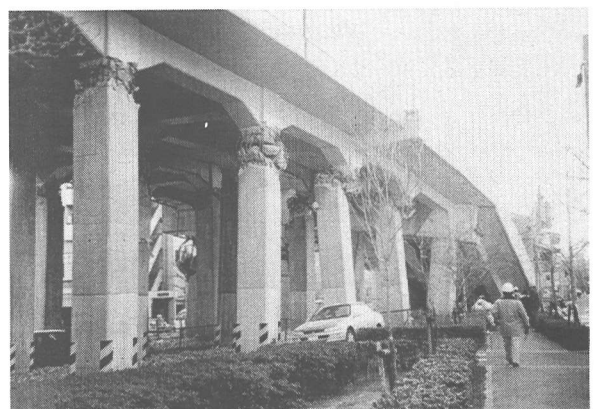
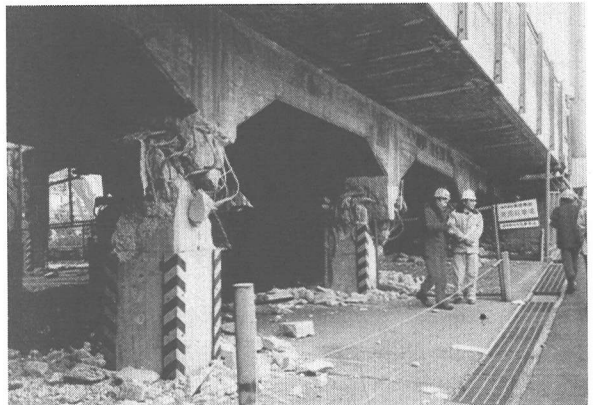


写真-1 代表的な被害状況

接基礎で、残りが直径30cm、長さ1.1~4.0mのH型鋼を芯材とした場所打ち杭を1フーチング24本で構成した群杭基礎となっている。

なお、ラーメン高架橋の設計は、昭和45年制定の「国鉄建造物設計標準」により行われ、工事の竣工は上り線が昭和48年、下り線が昭和51年となっている。したがって、当該高架橋の設計は震度法によるもので、全構造物とも0.2の設計水平震度により設計されている。

対象高架橋は、全て震度7の地域内にあり、今回の地震における最大地震動の範囲に存在している。

当該区間の高架橋は、六甲道駅の崩壊を含め、主にラーメン高架橋の柱の損傷・破壊により、落橋・崩壊・沈下・大変形といった壊滅的被害を受けた。写真-1に代表的な被害状況の例を、図-2に当該区間の略図を示す。延長約2.2kmの区間に上下線158ブロックのラーメン高架橋が存在しており、その前後は盛土区間となっている。

4. 高架橋の耐震性能検討方法

高架橋の設計上の耐震性能の計算は、鉄道用RC構造物の設計に現在用いている、平成4年制定の「鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物）」⁸⁾の変形性能照査式に基づき行う。ここで設計上の耐震性能とは、N. M. Newmarkのエネルギー一定則⁹⁾を仮定して設計する場合の、構造物が保有する耐震性能のことで、構造物が弾性応答したと仮定した場合の水平震度に対応するものである。具体的には、変形性能照査式により高架橋の柱のじん性率 μ を算定し、じん性率 μ と部材の降伏水平震度 K_y とから、図-3に示すN. M. Newmarkのエネルギー一定則⁹⁾に基づき、構造物が弾性応答したと仮定した場合の水平震度 $K_E = K_y \times \sqrt{2\mu - 1}$ を算定し、高架橋の設計上の耐震性能を $P_E = 980 \cdot K_E$ (gal) とした。なお、じん性率の算定には、設計標準の変形性能照査における安全率を考慮した設計式ではなく、平均式である原式を用いた¹⁰⁾。

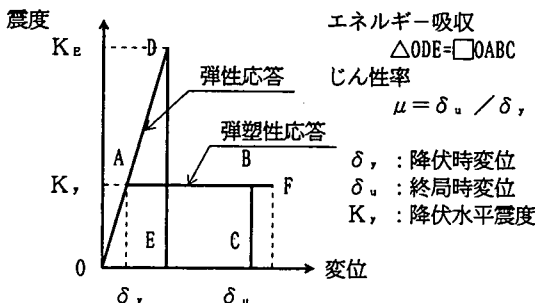


図-3 N. M. Newmarkのエネルギー一定則

以下に、実構造物の設計上の耐震性能の計算に用いた条件を示す。

【計算条件】

- ・ 設計図通りの断面寸法、配筋状態を仮定。
- ・ 材料強度は以下のように仮定。

コンクリートの圧縮強度

$$f_{ck} = 240 \text{ kgf/cm}^2 \quad (23.5 \text{ MPa})$$

鉄筋の降伏強度

$$f_{sy} = 3,500 \text{ kgf/cm}^2 \quad (343.4 \text{ MPa}) \quad [\text{SD345}]$$

$$f_{sy} = 3,000 \text{ kgf/cm}^2 \quad (294.3 \text{ MPa}) \quad [\text{SD295}]$$

$$f_{sy} = 2,400 \text{ kgf/cm}^2 \quad (235.4 \text{ MPa}) \quad [\text{SD235}]$$

- ・ 軸力は軸方向圧縮応力度 $\sigma_N = 10 \text{ kgf/cm}^2$ (0.98MPa) で一定。
- ・ じん性率は、既往の研究¹⁰⁾より次式により算定。

$$\mu = (\mu_0 \delta_{y0} + \delta_{u1}) / (\delta_{y0} + \delta_{y1}) \quad (1)$$

$$\mu_0 = -1.9 + 6.6 V_y l_a / M_u + (13p_w - 1.6)p_w \quad (2)$$

ここで、

μ : じん性率

μ_0 : く体のみのじん性率

δ_{y0} : 降伏時のく体変位

δ_{y1} : 降伏時軸方向鉄筋抜け出しによる回転変位

δ_{u1} : 終局時軸方向鉄筋抜け出しによる回転変位

V_y : せん断耐力¹⁰⁾

l_a : せん断スパン

M_u : 曲げ耐力

p_w : 帯鉄筋比

$$0.9 \leq V_y l_a / M_u \leq 2.7$$

$$(13p_w - 1.6)p_w \geq 0$$

$$p_w \leq 0.6\%$$

なお、現行の設計標準のじん性率算定式⁸⁾は、式(2)を80%の信頼式としたもので、 μ_0 を次式に直したものである。

$$\mu_0 = -1.6 + 5.6 V_y l_a / M_u + (11.4p_w - 1.4)p_w \quad (3)$$

- ・ 部材が降伏に達する時点の水平震度は次式に

より算定。

$$K_y = 1.5 \cdot K_h$$

ここで、

K_y : 部材が降伏する時点の水平震度

K_h : 設計水平震度 (0.2)

なお、厳密には荷重を計算し部材の降伏水平震度を算定する必要があるが、本検討では部材降伏時の水平震度として、 $1.5 \times (\text{水平震度}) = 0.3$ とした。この理由としては、当時は、設計水平震度に対して鉄筋の許容応力度 $3,000\text{kgf/cm}^2$ (294.3 MPa) を用い、また側方鉄筋の影響を無視しており、さらに設計に若干の余裕が一般にあるので、これらを考慮すると、柱部材の降伏耐力は個々のラーメン高架橋で若干のバラツキはあるが、設計水平震度の1.5倍程度になるものが多いので、ここでは一律な値として検討を行った。具体的に、当該高架橋における $900\text{mm} \times 900\text{mm}$ の断面の柱 (図-4) を例にすると、鉄筋降伏強度 $3,500\text{kgf/cm}^2$ (343.4 MPa) を用い、側方鉄筋の影響を考慮した曲げ降

伏耐力 M_y は $111.2\text{tf}\cdot\text{m}$ (1,091KN-m)となる。一方、当該高架橋の設計で用いている、側方鉄筋の影響を無視し、最外縁の軸方向鉄筋のみを考慮し、地震時の鉄筋の許容応力度を $3,000\text{kgf/cm}^2$ (294.3 MPa)とした許容曲げモーメント M_s は $87.6\text{tf}\cdot\text{m}$ (859KN-m)となる。従って、曲げ降伏耐力 M_y と許容曲げモーメントの比 (M_y/M_s) は約1.3となる。一方、鉄筋の許容応力度に対し設計上の発生応力度は若干小さく、これを15%程度と考え、これらを考慮し、部材の降伏水平震度を設計水平震度の1.5倍とした。

5. 設計上の耐震性能と損傷度との比較・検討

(1) 損傷度判定

当該区間の158ブロックのラーメン高架橋すべてについて、損傷度をその被害状況に基づき判定した。表-2に実橋の損傷度判定表を示す。損傷度は各ラーメン毎に最も損傷の大きな柱で判断し、損傷程度の大きなものからAランク、Bランク、Cランクと分類した。

ここで、Aランクは柱の損傷・破壊により桁・スラブが落下、構造物として崩壊したもの、Bランクは柱の部分的な損傷により桁・スラブが沈下、構造物として変形したもの (落下・崩壊はない)、Cランクはせん断ひびわれ、曲げひびわれが入り、かぶり剥落程度の損傷のものとする。

なお、損傷の判定は被害状況の写真により行った。

(2) 設計上の耐震性能と損傷度

表-1に当該区間に存在するすべてのラーメン高架橋、158ブロックについての計算による設計上

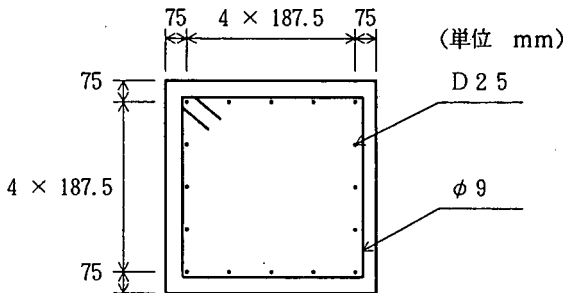


図-4 RC高架橋の柱断面 (900mm x 900mm)

表-1 検討結果集計表

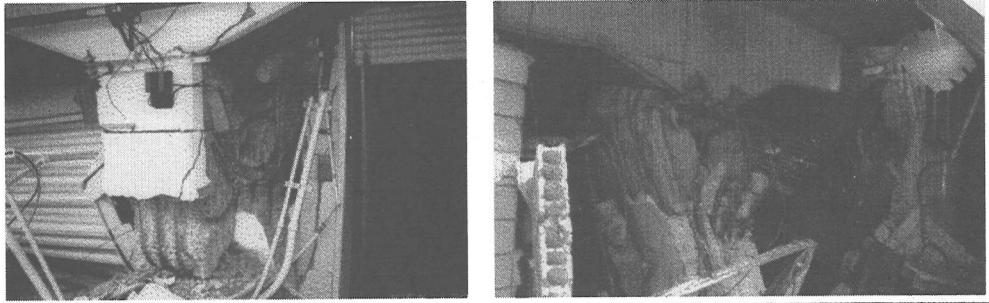
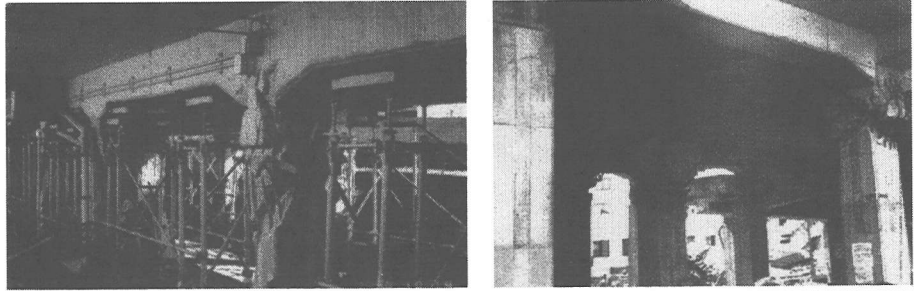
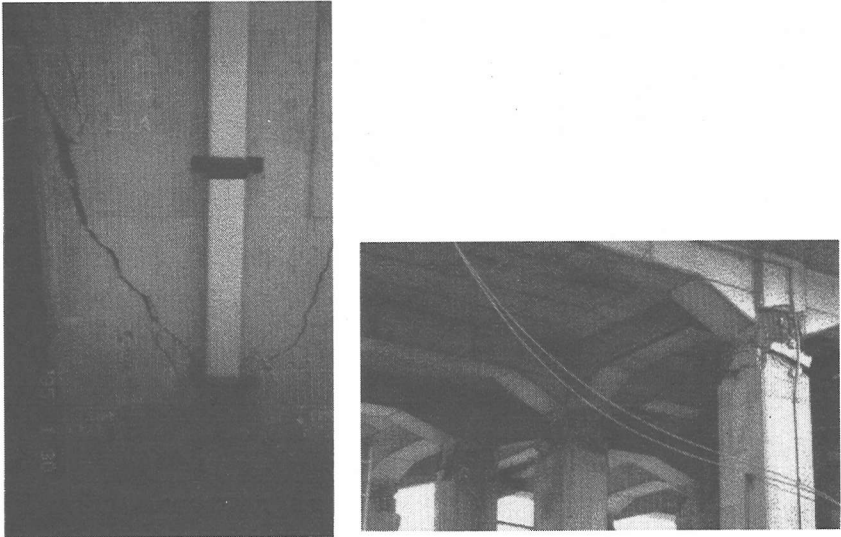
損傷形態と設計上の耐震性能 (計算)	損傷度		Aランク		Bランク		Cランク		微小クラック程度	
	総数	絶対数	割合 (%)	絶対数	割合 (%)	絶対数	割合 (%)	絶対数	割合 (%)	
曲げ先行	1,200 gal 以上 (1,100 gal 以上) [930 gal 以上]	7	0	0	0	0	6	86	1	14
	1,000~1,200 gal (920~1,100 gal) [780~930 gal]	16	0	0	4	25	10	63	2	12
	800~1,000 gal (730~920 gal) [620~780 gal]	54	11	20	8	15	20	37	15	28
	800 gal以下 (730 gal 以下) [620 gal 以下]	22	7	32	4	18	2	9	9	41
せん断先行	59	30	51	10	17	6	10	13	22	

※ 耐力比 (V_y/V_{ms}) が 0.9未満をせん断先行, 0.9以上を曲げ先行とする。

※ () の耐震性能の値は、じん性率について現行の設計標準の設計式で計算した値。

※ [] の耐震性能の値は、設計上の降伏水平震度、現行の設計標準の設計式によるじん性率で計算した値。

表-2 損傷度判定表

損傷度	写 真	
A		
<p>桁・スラブの落下 柱の崩壊</p>		
B		
<p>桁・スラブの沈下 柱のコンクリートかぶり剥落、鉄筋はらみだし</p>		
C		
<p>桁・スラブの沈下なし 柱は降伏耐力を保持、残留ひびわれ、かぶり剥落</p>		

の耐震性能と実際の損傷度との集計結果を示す。

ここで、計算による損傷形態の判定は、部材のせん断耐力 V_s と、曲げ耐力に達する時のせん断力 V_{mu} の比 (V_s/V_{mu}) (以下、耐力比という) で行い、耐力比が 0.9 未満であればせん断先行型、0.9 以上であれば曲げ先行型とした¹⁰⁾。

表中の設計上の耐震性能の () の値は、じん性率を現行の設計標準の設計式で計算したもの、[] の値はじん性率は設計式、降伏水平震度は設計上の余裕を考慮しない設計通りの値で計算したものである。

なお、表-1における設計上の耐震性能の値は、橋軸方向、直角方向のうち小さい方の値であるが、この値は両方向ともほぼ同程度であり、表-1を橋軸、直角の各方向別に整理しても、また耐震性能の大きい方の値で整理しても、結果はほぼ同様であった。

表-1より、以下のことがわかる。

- ① 本検討で用いた計算による設計上の耐震性能の大きなものほど損傷度は小さい。
- ② 設計上の耐震性能が1,200gal以上では大きな損傷はない。(すべてCランク以下)
- ③ 設計上の耐震性能が1,000~1,200galではAランクはなく、最大でBランク。
- ④ 設計上の耐震性能800~1,000galではAランクも見られる。

- ⑤ せん断先行型ではAランクが多く、桁・スラブの落下、構造物としての崩壊といった大きな損傷を受けている。
- ⑥ 設計上の降伏水平震度、設計上のじん性率算定式を用いた場合、設計上、930gal程度以上の耐震性能を有していれば、損傷度A、Bランクといった大きな損傷は見られない。
- ⑦ 設計上の余裕を考慮した降伏水平震度、じん性率には平均式を用い、さらに材料強度として規格値および設計基準強度の1.3倍の強度を用いると、損傷度Cランク以下となる設計上の耐震性能は1,500gal程度と計算され、当該地震に対しては、1,500gal程度以上の耐震性能で設計を行えば十分であると思われる。

次に、当該高架橋の等価固有周期と設計上の耐震性能と損傷度との関係を図-5に示す。このグラフには、計算上の曲げ先行型の高架橋についてのみプロットしている。また、設計上の耐震性能がほぼ同等で損傷度の同じものについては省略している。

なお、等価固有周期の算定には、部材の降伏剛性を用い、基礎についてはバネにより構造物と一体にモデル化を行った⁹⁾。バネ定数としては設計上の値を用いている¹¹⁾。

図-5より、以下のことがわかる。

- ⑧ 当該高架橋の等価固有周期は、ほぼ0.4~0.9

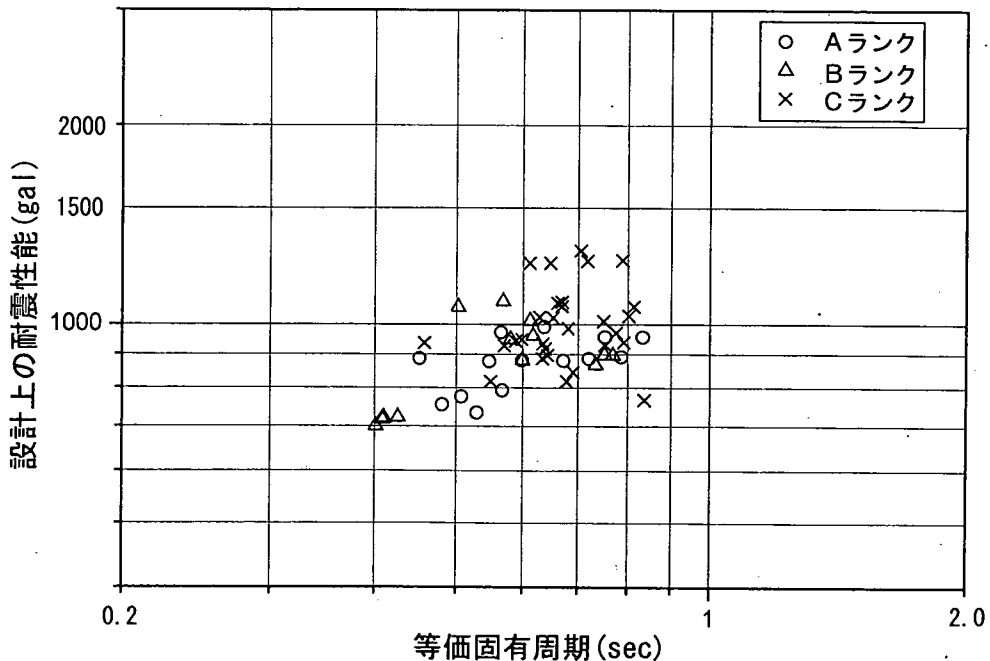


図-5 ラーメン高架橋の等価固有周期と設計上の耐震性能と損傷度との関係

秒の範囲にある。

- ⑨ 等価固有周期0.4~0.9秒程度の範囲での、設計上の耐震性能と損傷度との明確な傾向は見られない。

6. まとめ

以上の検討結果より、明らかになったことを次に述べる。

- ① 現在RC構造物の設計に用いている手法で設計上の耐震性能を算定し、実際の被害状況と比較した結果、設計上の耐震性能の大きなものほど実構造物の損傷程度は小さい。設計上の耐震性能の大小はじん性率の大小に作用されるため、じん性率の大きなものほど、つまり、耐力比 (V_y/V_{mu}) が大きなものほど耐震性能が大きく、損傷程度は小さいと言える。
- ② 設計上の耐震性能が1,200gal以上のものは、損傷度A、Bランクはなく、比較的軽微な損傷であった。
- ③ 設計上の耐震性能が1,000~1,200galのものは、損傷度Aランクはなく、Bランクが一部見られ、柱は若干沈下・変形するが崩壊はない。
- ④ せん断先行型は損傷度Aランクが多く、A、Bランクを合わせると68%となり、高い確率で大きな損傷を受けている。
- ⑤ 当該地点の構造物において、材料強度には材料規格値および設計基準強度、降伏に達する時点の水平震度として設計上の降伏水平震度、じん性率には現行の設計標準によるじん性率算定式(設計式)を用いて求めた設計上の耐震性能930gal程度以上のものでは、損傷度A、Bランクはない。すなわち、構造物が930galで設計されていたなら、大きな損傷はなかったと言える。
- ⑥ 今回検討した構造物は、等価固有周期が0.4~0.9秒の範囲にあり、この範囲では、構造物の損傷度は等価固有周期に依存する傾向は見られない。

7. おわりに

本検討は、実際の被災構造物と鉄道RC構造物の設計上の耐震性能を検討したものである。本検討結果が、今後の新しい耐震設計の基準づくりに役立て

ば幸いである。

なお本検討にあたり、耐震性能の計算において多大なる協力を頂きました東日本旅客鉄道株式会社の建設工事部構造技術センターおよび東京工事事務所工事管理室の皆様、貴重な資料・データの提供を頂きました西日本旅客鉄道株式会社の関係者各位に深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 地震と鉄道研究グループ編：地震と鉄道，日本鉄道施設協会，1971.10.
- 2) 岡田宏：新幹線ラーメン高架橋の耐震評価方法に関する研究，鉄道技術研究報告，No.1371，1987.3.
- 3) 日本国有鉄道：無筋コンクリートおよび鉄筋コンクリート土木構造物の設計基準案，1955.
- 4) 日本国有鉄道：建造物設計標準（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），1983.5.
- 5) 日本国有鉄道：耐震設計指針案解説，1979.9.
- 6) 日本国有鉄道：建造物設計標準（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），1983.5.
- 7) 土木学会：コンクリート標準示方書 耐震設計編，1996.7.
- 8) 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，1992.10.
- 9) Veletsos, A. S and Newmark, N. M : Effect of In-elastic Behavior on the simple System to Earthquake Motions, *Proceedings of 2nd WCEE*, Vol. 2, pp. 895~912, 1960. 7.
- 10) 石橋忠良，吉野伸一：鉄筋コンクリート橋脚の地震時変形性能に関する研究，土木学会論文集 第390号，pp. 57~66, 1988. 2.
- 11) 土木学会編：国鉄建造物設計標準解説（基礎構造物，抗土圧構造物），1986. 3.

(1996.2.7受付)

THE STUDY ON EARTHQUAKE RESISTANCE ON DESIGN AND DAMAGE OF REINFORCED CONCRETE VIADUCT

Tadayoshi ISHIBASHI, Yasutada IKEDA, Takahiro KANNO and Hazime OKAMURA

We had studied on earthquake resistance and damage by Hyogoken-nanbu earthquake of reinforced concrete viaduct between Sumiyoshi and Nada on JR Tokaido Line, in order to find the earthquake resistance on design required to this earthquake. The viaduct had been damaged most heavily in railway structures on Hanshin-awazi earthquake disaster, January 1995. As a result of using the response acceleration in case of elastic behavior as a index of earthquake resistance, it was found that the structures which have earthquake resistance of 1,000 ~ 1,200 gal do not collapse only sinking and transformation, more than 1,200 gal is slight damage or below the fall of cover concrete.