

RC ラーメン高架橋の耐震評価

0317033 落合 康

指導教員 吉川 弘道, 野口 聡氏

1.はじめに

1995年に発生した兵庫県南部地震は巨大地震における土木構造物の安全性の確保の必要性を改めて認識させられるものであった。現在、その教訓から多くの研究機関に膨大な数の報告や原因に関する研究成果がまとめられ、各示方書に反映された耐震設計が行われるようになった。しかし、現在、関東大震災などの巨大地震の発生が懸念される中、既存の構造物(古い耐震基準で建てられたもの)の耐震性能を把握することが急務となっている。そこで、本研究では、土木構造物の中でも公共性の高い鉄道構造物に着目し、RC ラーメン高架橋を対象に兵庫県南部地震以前の設計基準で建てられた構造物(平成8年版準拠構造物)と現行の耐震設計で建てられた構造物(平成17年版準拠構造物)を用いて、プッシュオーバー解析を行い、比較検討を行った。また、Priestleyらの方法によるせん断劣化を考慮した。

2.解析概要

平成8,17年版準拠構造物のラーメン高架橋の線路直角方向を対象に部材の非線形を考慮したプッシュオーバー解析(解析コード:SNAP)を実施した。

検討ケースを表1に示す。case(a)は平成8年版準拠構造物(図1)である。柱の帯鉄筋比は0.42%。case(b)は、平成8年版準拠構造物の柱の断面を変えたものである。柱の帯鉄筋比は0.21%。case(c)は17年版準拠構造物(図2)である。柱の帯鉄筋比は1.18%。

表1 検討ケース

検討case	設計年	部材	帯鉄筋間隔	帯鉄筋比(%)	断面耐力(kN)
a	平成8年	梁	D13@125	0.14	741.4
		柱	D13@100	0.42	437.8
b	平成8年	梁	D13@125	0.14	741.4
		柱の帯鉄筋@200	D13@200	0.21	276.8
c	平成17年	梁	D16@100	0.26	2560.6
		柱	D19@125	1.18	2216.3

3.解析モデル

図3にcase(a),case(b)とcase(c)の線路直角方向の解析モデル図(寸法は異なる)を示す。図3中に示した番号は、要素番号である。本解析では、対象構造物を骨組構造にモデル化した。応力の集中する梁の両端部、左右の柱の両端部は、材料非線形特性としてM-θ曲線にて考慮し、10mmのばねとしてモデル化した。なお、他の箇所は剛体とみなした。また、柱と地盤が固定されているとし、基礎は考慮しなかった。上載荷重については、線路に車両が載っている確率が極めて低いため、車両荷重は考慮しないこととした。そして、荷重を梁左端部の一点に与え、プッシュオーバー解析を行った。

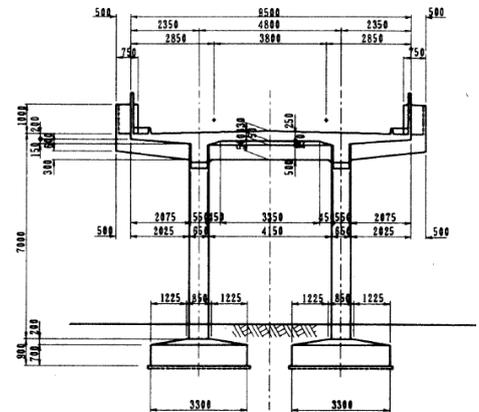


図1 平成8年版準拠構造物¹⁾

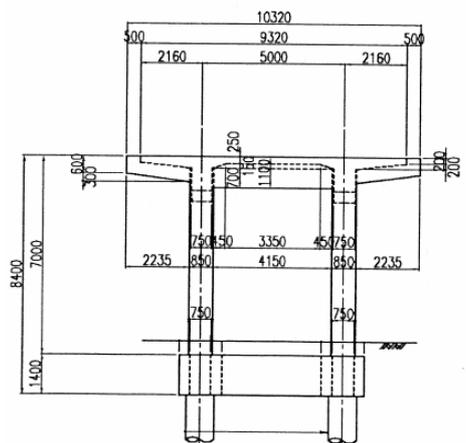


図2 平成17年版準拠構造物²⁾

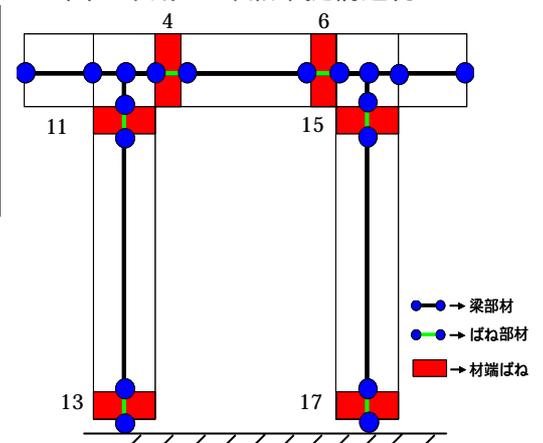


図3 モデル図(3 ケース共通)

5. 解析結果

図 4-a)に case(a)の $K_h - \delta$, $V_d - \delta$ 関係を示す。 $K_h - \delta$ 中の数字は要素番号である。初降伏の水平震度は 0.434 であった。損傷レベル 2 に到達する順は、左柱下端部(13), 梁左端部(4), 右柱下端部(17), 梁右端部(6), 左柱上端部(11)である。(梁左端部と右柱下端部は同変位)損傷レベル 3 に到達する順は、梁右端部(6), 左柱下端部(13), 右柱下端部(17), 梁左端部(4)である。損傷レベル 4 に到達する順は、梁右端部(6), 右柱下端部(17), 左柱下端部(13), 梁左端部(4)である。 $V_d - \delta$ 図より、部材の保有するせん断耐力は、せん断力の 1.8 倍であるが、最大荷重時において、せん断劣化により 1.4 倍まで減少した。しかし、せん断力を下回らないため、曲げ破壊になると考えられる。

図 4-b)に case(b)の $K_h - \delta$, $V_d - \delta$ 関係を示す。初降伏の水平震度は 0.434 であった。損傷レベル 2 に到達する順は、左柱下端部(13), 梁左端部(4), 右柱下端部(17), 梁右端部(6), 左柱上端部(11)である。(梁左端部と右柱下端部は同変位)損傷レベル 3 に到達する順は、左柱下端部(13), 右柱下端部(17), 梁右端部(6), 梁左端部(4)である。損傷レベル 4 に到達する順は、梁右端部(6), 右柱下端部(17), 左柱下端部(13), 梁左端部(4)である。 $V_d - \delta$ 図より、部材の保有するせん断耐力は、せん断力の 1.3 倍であるが、せん断劣化により最大荷重時付近で、せん断耐力がせん断力を下回るため、左柱下端部において、せん断破壊が生じると考えられる。

図 4-c)に case(c)の $K_h - \delta$, $V_d - \delta$ 関係を示す。初降伏の水平震度は 0.644 であった。水平震度-変位の図より、損傷レベル 2 に到達する順は、左柱下端部(13), 右柱下端部(17), 左柱上端部(11), 右柱上端部(15)である。損傷レベル 3 に到達する順は、右柱下端部(17), 左柱下端部(13), 左柱上端部(11), 右柱上端部(15)である。損傷レベル 4 に到達する順は、右柱下端部(17), 左柱下端部(13), 左柱上端部(11)である。 $V_d - \delta$ 図より、部材の保有するせん断耐力は、せん断力の 2.3 倍であるが、せん断劣化により 2 倍まで減少した。しかし、せん断力を下回らないため、曲げ破壊になると考えられる。また case(a)と比較すると case(c)の方が作用するせん断力は大きくなったが、せん断耐力に余裕があるため、より安全な設計といえる。

表 2 に 3 ケースの靱性をまとめた。case(a)の靱性率は 2.3, case(b)の靱性率は 2.3, case(c)の靱性率は 9.2 であったため、case(c)の変形性能は case(a), (b)に比べ高いといえる。

表 2 case 別靱性評価

case(a)		case(b)		case(c)	
部位	m点(最大) / n点(終局)	部位	m点(最大) / n点(終局)	部位	m点(最大) / n点(終局)
梁右端部	m=173mm / u=2.3	梁右端部	m=172mm / u=2.3	右柱上端部	m=275mm / u=5.1
	u=219mm / $\mu=2.9$		u=218mm / $\mu=2.9$		u=341mm / $\mu=6.3$
右柱下端部	m=210mm / u=3.2	右柱下端部	m=171mm / u=2.6	右柱下端部	m=254mm / u=7.2
	u=314mm / $\mu=4.8$		u=273mm / $\mu=4.2$		u=321mm / $\mu=9.2$
最終評価	$\mu=2.3$ 梁右端部	最終評価	$\mu=2.3$ 梁右端部	最終評価	$\mu=9.2$ 右柱下端部

6. まとめ

- ・case(c)は case(a),(b)よりも水平震度が 1.5 倍程度大きくなり、靱性率は 4 倍程度大きくなった。
- ・Prestley らの方法を用いることによって、せん断耐力を定量的に評価することができた。
- ・せん断耐力を著しく減少させるので、せん断劣化を考慮した設計が必要だと考えた。

(参考文献)

- 1) 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, 1992.10
- 2) 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, 1999.10
- 3) 東急建設株式会社: 社: 野口聡: 鉄道ラマン高架橋の地震被害解析と地震復旧費用の算定

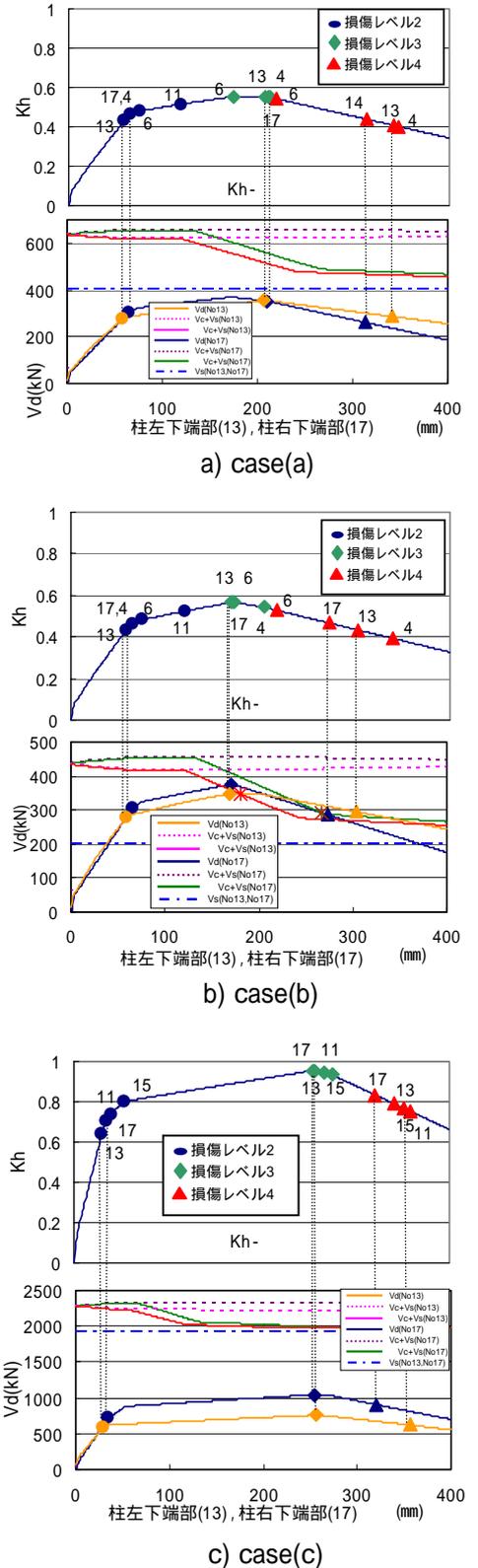


図 4 $K_h - \delta$, $V_d - \delta$