

I - B143 ラーメン高架橋の3次元骨組非線形地震応答解析

武蔵工大 学生会員 川口 大介  
 武蔵工大 正会員 皆川 勝  
 東急建設 正会員 渋谷 重彦

1. はじめに

兵庫県南部地震は道路、鉄道、港湾などの土木構造物に大被害をもたらした。鉄道に関しては、山陽新幹線、JR在来線等の橋梁、盛土に大きな被害を受けた。それらの被害により、構成部材の損傷や降伏後の挙動が構造系全体の挙動に与える影響が不明確であることが分かった。その損傷要因やメカニズムを解明することは、今後の耐震設計あるいは補強法を確立していく上でも極めて重要なことである。

そこで本研究では、山陽新幹線の標準的な構造である2層3径間のRC高架橋を対象として、地震動の入力方向、中層梁の有無及び地盤構造の変化が各部材の損傷に与える影響を3次元骨組非線形動的応答解析により検討した。

2. 解析方法

解析対象は図-1に示すような山陽新幹線の標準的な2層3径間のRCラーメン高架橋である。これは3径間連続構造で中層梁を有し、また橋梁基部には地中梁を設け基礎杭頭の回転を抑制している。基礎としては各橋脚に一本づつ場所打ちコンクリート杭が配置されている。

図-2に解析フレームモデルを示す。鉄筋コンクリート部材及び場所打ち杭については、すべて3次元梁要素としてモデル化し、軸力の影響を無視した非線形曲げモーメント-曲率関係を、鉄筋及びコンクリートの応力-ひずみ関係から、いわゆるファイバーモデルを用いて算出し、曲げ降伏型の武田モデルに当てはめた。地盤については、地盤のN値をバネ定数に換算し[1][2]、各杭に図2のように地盤反力バネを配置した。地盤反力バネは、空間的な変化を考慮して、深さ方向に分布するバイリニア型非線形多方向バネ（マルチスプリング要素）でモデル化した。質量は集中質量を用い、減衰はレーレー減衰を仮定し、減衰定数は上部工で2%、基礎は20%とした。入力地震動としてはJR鷹取駅で観測されたNS、EW、UD成分の加速度波形[3]を3方向に同時に入力した。時間積分法としては定加速度法を用い、時間間隔は0.01秒とした。また、本解析においてはせん断破壊を追跡することはできない。そこで、鉄道設計標準に示されるせん断耐力[4]に到達した時点をもってせん断破壊が生じるものとした。

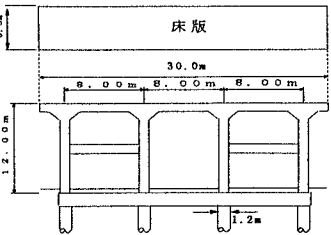


図-1 一般図

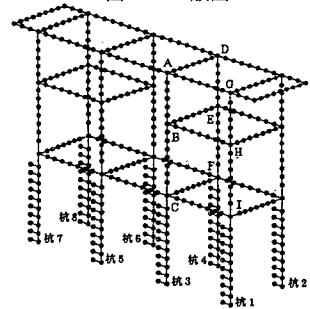


図-2 解析モデル

3. 検討ケース

(1) 地震動の入力方向

JR鷹取駅で観測されたNS成分とEW成分の加速度波形を断層の方向と考えられかつ、多くの被害を受けた山陽新幹線などの鉄道が伸びている北東-南西方向に座標変換した波形を橋軸方向及び橋軸直角方向に同時入力したものを基本 ( $\theta = 0^\circ$ ) とし、入力斜角  $\theta = 30^\circ, 45^\circ, 60^\circ$  の場合と比較した。

(2) 中層梁の有無

中層梁の影響を検討するため、標準の2層式のもの（モデル1）と中層梁の剛性を2分の1にしたもの（モデル2）と中層梁のない1層式のもの（モデル3）の3つのモデルについて比較した。

(3) 地盤構造の変化

JR鷹取駅周辺の地盤を用い、均一地盤としたもの（ケースA）と軟質な地盤を図-2の杭1,2に適用しX軸方向に徐々に硬質な地盤にしたもの（ケースB）と軟質な地盤を図-2の杭1,3,5,7に適用しZ軸方向に徐々に硬質な地盤にしたもの（ケースC）の3つのパターンについて比較した。それぞれのN値の変化を表-1に示す。

表-1 N値の変化のパターン

		深さ(m)									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
ケースA	全ての杭	5	5	5	5	5	5	5	5	5	50
ケースB	杭1,2	5	5	5	5	5	5	5	5	5	50
	杭3,4	5	5	5	5	5	5	10	30	40	50
	杭5,6	5	5	5	5	5	10	30	40	40	50
	杭7,8	5	5	5	10	30	30	40	40	40	50
ケースC	杭1,3,5,7	5	5	5	5	5	5	5	5	5	50
	杭2,4,6,8	5	5	5	10	30	30	40	40	40	50

4. 解析結果

本解析結果を以下に示す。

キーワード：ラーメン高架橋，3次元非線形動的解析，被害分析，地盤構造

連絡先：武蔵工業大学・工学部，〒158 東京都世田谷区玉提1-28-1，TEL:03-3703-3111内線3252，

FAX:03-5707-2226， E-mail:mminagaw@eng.musashi-tech.ac.jp

(i) 地震動の入力方向

図-3に各斜角で柱基部(節点G)の曲げモーメント、せん断力及び橋脚天端(要素I)の変位の絶対値最大値の斜角 $0^\circ$ の場合に対する比を示す。

斜角が大きくなるにつれ、要素Iの曲げモーメントが小さくなっている。これは斜角が $0^\circ$ の場合が変位履歴の振幅が最も大きい断層直交方向が橋軸直角方向にほぼ一致し、斜角 $90^\circ$ の場合が断層方向と橋軸方向がほぼ一致するためであると考えられる。

一方、せん断力及び橋脚天端の変位は斜角が $0^\circ$ 、 $90^\circ$ の場合にはほぼ一致し、斜角が $45^\circ$ 、 $60^\circ$ の場合にはそれらより大きな値を示している。

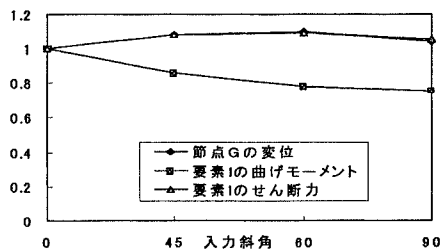


図-3 各斜角での応答/ $\theta=0^\circ$ での応答

(2) 中層梁の有無

表-2, 3にそれぞれのモデルにおける橋脚天端(節点A), 中層梁の設けてある柱中間部(節点B)及び柱基部(節点C)の変位、曲げモーメント及びせん断力の絶対値最大値を示す。

曲げモーメントは当然ではあるが、モデル2, 3の節点A, Cにかかる応力の割合がモデル1に比べて増加している。特にモデル3においてはそれが顕著である。しかし、せん断力については、モデル1, 2の節点Cにかかる応力の割合がモデル3に比べて増加している。

表-2 曲げモーメント(t・m)の絶対値最大値の変化

	モデル1	モデル2	モデル3
節点A	206.9	242.0	299.2
節点B	164.4	130.3	21.8
節点C	185.5	240.8	342.9

表-3 せん断力(t)の絶対値最大値の変化

	モデル1	モデル2	モデル3
節点A	55.0	50.8	44.2
節点B	55.0	50.8	43.7
節点C	59.6	56.1	44.2

(3) 地盤構造の変化

各節点における曲げモーメント及びせん断力の絶対値最大値の変化をケースAとケースB, ケースAとケースCで比較して、それぞれ図-4に示す。

ケースAとケースBの比較では、ケースBにおいて節点I(杭1の柱基部)で曲げモーメントが顕著に大きくなっている。これは一番軟弱な地盤の柱基部に応力が集中したためと考えられる。また、せん断力においても柱基部にあたる節点C, Iにかかる応力の割合が柱中間部及び柱天端に比べて増加している。

ケースAとケースCの比較では、曲げモーメントに大きな変化は見られないものの、せん断力においては節点C, Fにかかる応力の割合が柱中間部及び柱天端に比べて増加している。

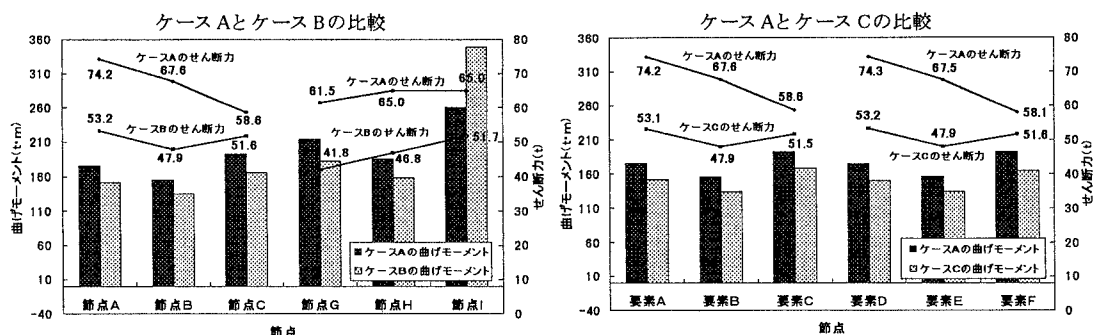


図-4 各節点における曲げモーメント及びせん断力の絶対値最大値の変化

5. まとめ

- (1) 本解析例から、3次元的な入力地震動の特性より動的解析の結果が顕著に異なることが示された。したがって、耐震設計において通常行われている地震応答解析を行う場合にも、解析対象構造物と入力地震動の方向性も考慮し解析することが必要である。
- (2) 中層梁の設置により柱基部及び柱天端の曲げ破壊が抑制されるが、柱基部のせん断力が増大するため大規模な地震が起きると、せん断破壊が先行し落橋等の損傷が生じる可能性があることが分かった。ここでは若干の数値計算例を示したのみであるが、中層梁の設置には十分な検討が必要である。
- (3) 構造物(橋脚)の直下における地盤構造が大きく異なると隣り合う構造物(橋脚)の地震時応答も異なることが示された。したがって、今後地盤の構造を考慮した総合的な検討が重要であると考えられる。

参考文献

[1] 日本道路協会:「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」の準用に関する参考資料(案), 1995. 6.  
 [2] 岡原他: 杭・ケーソン及び鋼管矢板基礎の設計計算例, 山海堂, 1995. 2.  
 [3] (財) 鉄道総合技術研究所ユレダス開発推進部: 1995年兵庫県南部地震の地震動記録波形と分析, 1996. 3.  
 [4] 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), 丸善, 1992. 10.