

駅部ラーメン高架橋の地震時応答解析における解析モデルの影響

黒川浩嗣¹・谷村幸裕²・田所敏弥²・松橋宏治¹・渡邊忠朋³

¹正会員 工修 (財) 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部コンクリート構造 (〒185-8540 国分寺市光町2-8-38)
²正会員 博(工) (財) 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部コンクリート構造 (〒185-8540 国分寺市光町2-8-38)
³正会員 博(工) 北武コンサルタント株式会社 (〒062-0020 札幌市豊平区月寒中央通7丁目)

1. はじめに

鉄道高架橋は、主に立体ラーメン構造が用いられている。駅部においては、分岐部など高架橋の幅が変化する区間で用いられているバチ型ラーメン高架橋やホームを支持し斜角を有するラーメン橋台などが存在する。これらの鉄道構造物に対して現状の耐震照査では、2次元モデルを用いた動的解析が一般的に行われている。しかし、このような形状の構造物では3次元的な挙動が無視できない場合もあると考えられる。

そこで、本研究では、このような駅部に存在するラーメン構造物に対して、2次元モデルと3次元モデルを用いて時刻歴動的解析を行い、解析モデルの違いが応答値に与える影響について検討を行った。

2. 解析モデルの概要

(1) 検討対象構造物

本研究で検討対象とした構造物は、実在する構造物を想定し、駅部において複線から4線に分岐するバチ型ラーメン高架橋とホームが配置されている70度の斜角を有するラーメン橋台とした。図-1にバチ型ラーメン高架橋、図-2に斜角ラーメン橋台の一般図を示す。バチ型ラーメン高架橋は、起終点に桁長9.98mのRCスラブ桁を支持している。斜角ラーメン橋台は、斜角側に桁長13.6mのRCT桁、直角側に7.46mのRCスラブ桁を支持し、さらにホーム2面を支持している。また、表-1、2に各構造物の柱の配筋を、表-3に材料強度を示す。

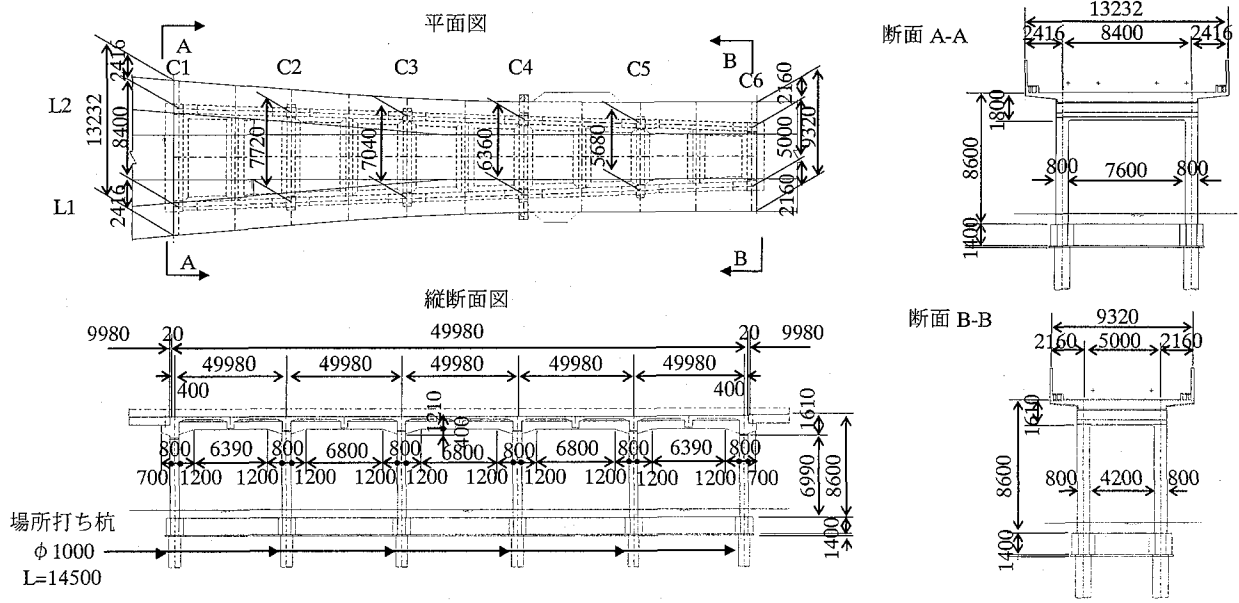


図-1 バチ型ラーメン高架橋一般図

(単位: mm)

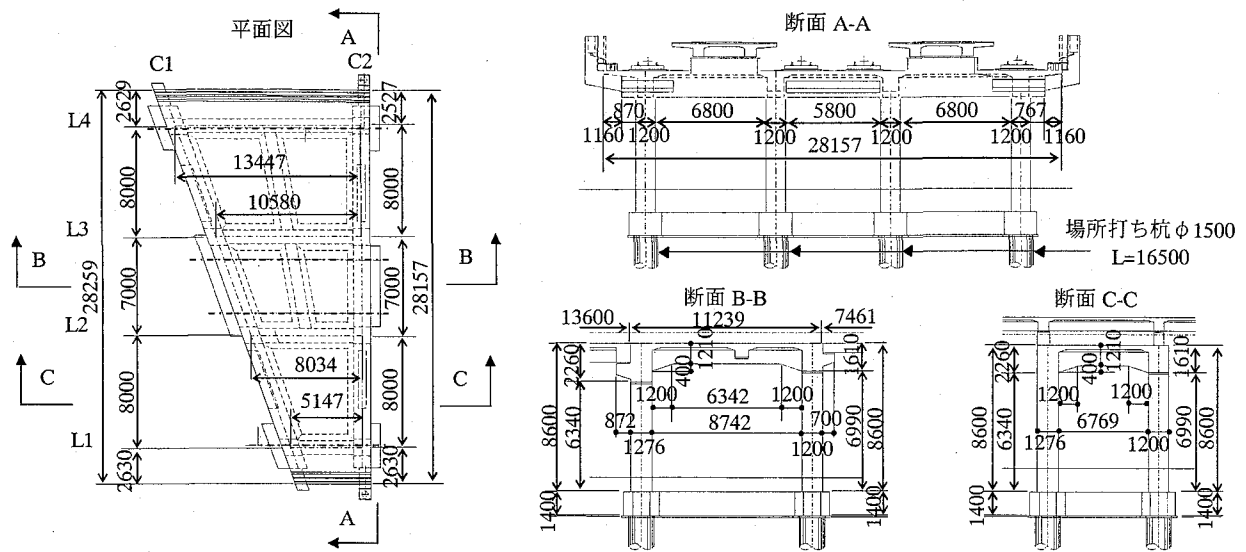


図-2 斜角ラーメン橋台一般図

(単位：mm)

表-1 バチ型ラーメン高架橋配筋

柱位置	L1C1 L2C1	L1C2 L2C2	L1C3 L2C3	L1C4 L2C4	L1C5 L2C5	L1C6 L2C6
略図						
L方向引張鉄筋	D32-6	D32-8	D32-8	D32-8	D32-8	D32-8
C方向引張鉄筋	D32-8 D32-4	D32-8 D32-2	D32-8 D32-2	D32-8 D32-4	D32-8 D32-2	D32-6
帯鉄筋端部	D16-2組 ctc100					
帯鉄筋中間部	D16-1.5組 ctc150					

単位：略図と帯鉄筋間隔 mm，引張鉄筋は鉄筋径一本数
 帯鉄筋端部：柱上下端部から断面高さの2倍までの範囲
 帯鉄筋中間部：柱上下端部から断面高さの2倍の範囲外

表-2 斜角ラーメン橋台配筋

柱位置	L1C1	L2C1	L3C1	L4C1
略図				
L方向引張鉄筋	D32-9	D32-9	D32-9 D32-5	D32-9 D32-5
C方向引張鉄筋	D32-9	D32-9 D32-3	D32-9 D32-3	D32-9
帯鉄筋	D19-2組 ctc100	D19-2組 ctc100	D19-1組 D22-1組 ctc100	D19-1組 D22-1組 ctc100
柱位置	L1C2	L2C2	L3C2	L4C2
略図				
L方向引張鉄筋	D32-7	D32-7	D32-9 D32-2	D32-9 D32-2
C方向引張鉄筋	D32-9	D32-9 D32-2	D32-9	D32-9
帯鉄筋	D19-2組 ctc100	D19-2組 ctc100	D19-2組 ctc100	D19-2組 ctc100

単位：略図と帯鉄筋間隔 mm，
 引張鉄筋は鉄筋径一本数

表-3 材料強度

構造物	バチ型 ラーメン高架橋	斜角 ラーメン橋台
コンクリートの 設計基準強度 f_{ck}	27N/mm ²	27N/mm ²
鉄筋の引張降伏強度 f_{sy} (杭・地中梁・柱)	390N/mm ²	390N/mm ²
鉄筋の引張降伏強度 f_{sy} (上層梁・帯鉄筋・スラブ)	345N/mm ²	345N/mm ²

(2) 解析モデル

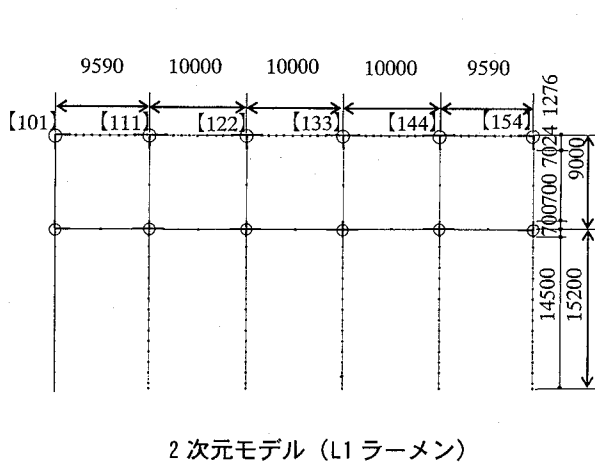
解析は、2次元骨組みモデルと3次元骨組みモデルを用いて行った。両モデルとも柱梁接合部は剛域とし、上層梁については梁高が部材によって異なるため、各上層梁の図心軸を平均した位置を軸線とした。また、3次元モデルの上層梁に囲まれている部分にはスラブがあるため、十分な剛性を有していると仮定し、剛な筋交いでモデル化した。図-3にバチ型ラーメン高架橋のモデル、図-4に斜角ラーメン橋台のモデルの一部を示す。なお、節点番号は2次元と3次元モデルで共通とした。

(3) 部材のモデル化

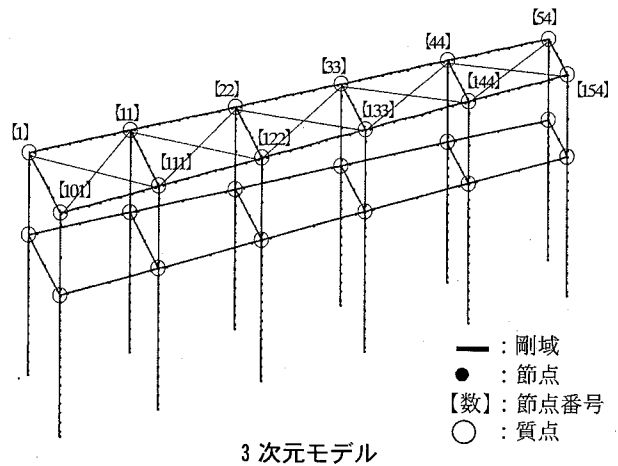
本研究では、モデルの違いによる影響を把握するために、柱のみ鉄筋の降伏や部材の損傷による非線形性を考慮し、他の部材は線形とした。

斜角ラーメン橋台のC1ラーメン側の柱に関しては、1200×1200の正方形断面として各種断面諸元を求めることとした。また、上層梁の圧縮突縁の有効幅は、スラブスパンの中間点までの幅として初期剛性を算出した。

柱の非線形特性は曲げモーメント-部材角関係（以下、M- θ モデル）により表現し、鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計）¹⁾（以下、耐震標



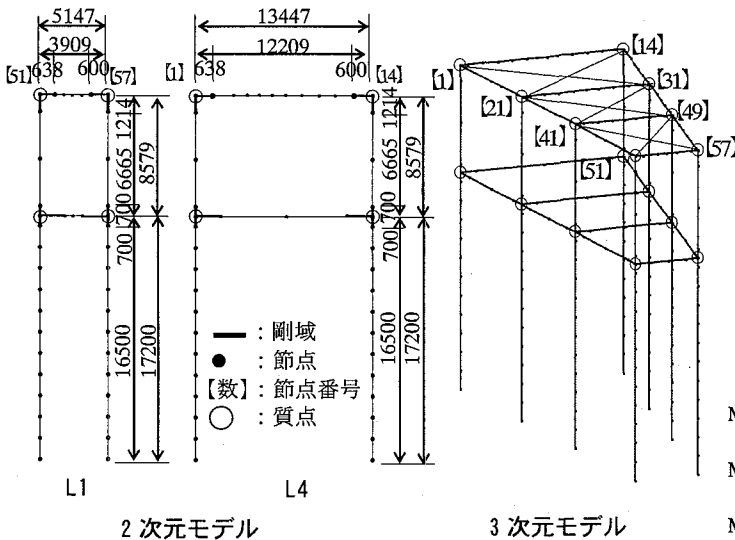
2次元モデル (L1 ラーメン)



3次元モデル

図-3 バチ型ラーメン高架橋のモデル

(単位: mm)



L1

L4

2次元モデル

3次元モデル

図-4 斜角ラーメン橋台のモデル

(単位: mm)

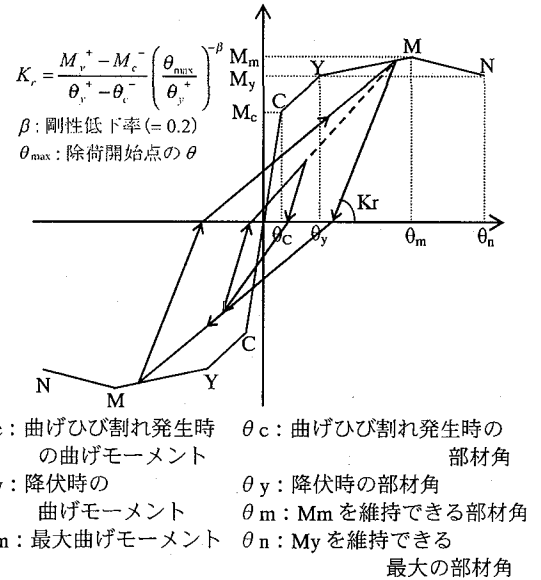


図-5 骨格モデルと復元力特性

準)に従って、図-5に示すモデルを用いたテトラリア型の骨格曲線²⁾を用いた。ここで、各折れ点の曲げモーメントおよび部材角の算定方法の概要を示す。

(i) C点

曲げひび割れ発生時であり、コンクリートの縁引張応力度がコンクリートの曲げひび割れ強度に達するときの曲げモーメント M_c および部材角 θ_c とする。

(ii) Y点

引張鉄筋の降伏時の曲げモーメント M_y および部材角 θ_y である。部材角 θ_y は、部材接合部からの軸方向鉄筋の伸出の影響を考慮し、く体変形による部材角と部材接合部からの軸方向鉄筋の伸出による部材端部の回転角の和により算定する。

(iii) M点

コンクリートの圧縮ひずみが、鉄道構造物等設計標準同解説(コンクリート構造物)(以下、RC標準)³⁾に示されているコンクリートの応力-ひずみ曲線の終局ひずみに達する時の曲げモーメント M_m

および部材角 θ_m である。部材角 θ_m は、く体の曲げ変形による部材角と、部材接合部からの軸方向鉄筋の伸出による部材端部の回転角の和として算定する。ここで、く体の曲げ変形による部材角は、塑性ヒンジ部以外と塑性ヒンジ部の曲げ変形に分けて算定する。

(iv) N点

降伏耐力を維持できる最大変形点であり、曲げモーメント M_n は M_y と同じ、部材角 θ_n は θ_m と同様にく体の曲げ変形による部材角と、部材接合部からの軸方向鉄筋の伸出による部材端部の回転角の和として算定する。

また、時刻歴動的解析に用いる復元力特性は、耐震標準に従うとともに、3次元モデルにおいてはM-M-N相関により部材性能を求めた。

(4) 地盤のモデル化

地盤種別は、表層地盤の固有周期が0.3sec程度で

表-4 パチ型ラーメン高架橋（2次元モデル）の質量配置

(L方向)							(C方向)				
L1	節点	[101]	[111]	[122]	[133]	[144]	L1	節点	[101]	[111]	[133]
質量 (t)		130.3	130.3	130.3	130.3	130.3	質量 (t)		148.0	132.9	132.9
							L2	節点	[1]	[11]	[33]
							質量 (t)		148.0	132.9	132.9

表-5 パチ型ラーメン高架橋（3次元モデル）の質量配置

L1	節点	[101]	[111]	[122]	[133]	[144]	[154]
質量 (t)		168.2	130.9	115.4	122.3	111.3	116.5
L2	節点	[1]	[11]	[22]	[33]	[44]	[54]
質量 (t)		168.6	127.5	113.6	124.5	112.7	114.5

表-7 斜角ラーメン橋台（3次元モデル）の質量配置

C1	節点	[1]	[21]	[41]	[51]
質量 (t)		314.8	370.0	315.5	273.8
C2	節点	[14]	[31]	[49]	[57]
質量 (t)		233.5	258.2	223.3	181.7

表-6 斜角ラーメン橋台（2次元モデル）の質量配置

(L方向)				(C方向)					
C1	節点	[1]	[51]	C1	節点	[1]	[21]	[41]	[51]
質量 (t)		270.0	190.7	質量 (t)		280.2	280.2	280.2	280.2
C2	節点	[14]	[57]	C2	節点	[14]	[31]	[49]	[57]
質量 (t)		279.3	200.1	質量 (t)		225.1	225.1	225.1	225.1

表-8 解析ケース

構造物	解析モデル	検討断面	入力方向
パチ型ラーメン高架橋	2次元	L1	L方向
		C1 C2 C4	C方向
	3次元	-	L方向 C方向
		斜角ラーメン橋台	2次元
C1 C4	C方向		
3次元	-		L方向 C方向

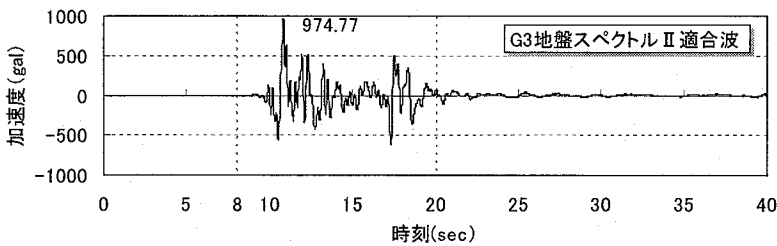


図-6 入力地震波

あったため耐震標準に準じG3地盤（普通地盤）とし、液状化は起こらないものとして検討した。地盤のモデル化は、耐震標準および鉄道構造物等設計標準・同解説（基礎構造物・抗土圧構造物）⁴⁾に従って初期剛性を設定し、地盤ばねを線形とした。

(5) 質量の配置

質量は各柱梁接合部節点に配置し、死荷重、付加死荷重、電柱荷重および列車荷重を考慮し、斜角ラーメン橋台はホーム上の群集荷重も考慮した。3次元モデルでは、柱高の中間点の軸力を求め、これに対応する質量を柱上端に配置した。2次元モデルでは、RC標準に従って、水平力の分担を考慮し質量を配置した。表-4から表-7に各質点に配置する質量を示す。また、列車荷重は耐震標準に従い、複線のパチ型ラーメン高架橋は単線載荷、4線の斜角ラーメン橋台は2線載荷とした。

3. 解析方法の概要

(1) 入力地震動

動的解析には、耐震標準で示されている弾性加速度スペクトル（L2地震動スペクトルII）に適合する波形を基盤波としたG3地盤の地表面設計地震動を、L（線路）方向、またはC（線路直角）方向に入力

した。図-6に使用した地震波形を示す。解析は、地震波の8秒から20秒の12秒間で実施した。

(2) 解析方法

解析は、直接積分法を用いた時刻歴動的解析とした。直接積分法は、Newmark β 法（ $\beta=0.25$ ）とし、積分時間間隔は0.001秒とした。また、減衰はひずみエネルギー比例型とし、減衰定数は0.05とした。

表-8に本検討で実施した解析ケースを示す。2次元モデルは、検討断面を選択した上で、L方向、C方向の解析を行った。3次元モデルについては、各構造物についてL方向、C方向の2ケースを実施した。

4. 解析結果および考察

(1) パチ型ラーメン高架橋

パチ型ラーメン高架橋は、L方向の入力波については節点101と154、C方向の入力波については節点1と101に着目し、応答変位の比較を行った。図-7に応答変位の時刻歴を、表-9に最大応答変位を示す。また、図-8にこれらの節点に接する柱端部のM- θ 関係を示す。表-9より着目した節点においては、L方向入力は2次元モデルの変位の方が、C方向入力は3次元モデルの変位の方が大きくなる結果となった。C方向入力に関しては、図-8に示すように柱L2C1と

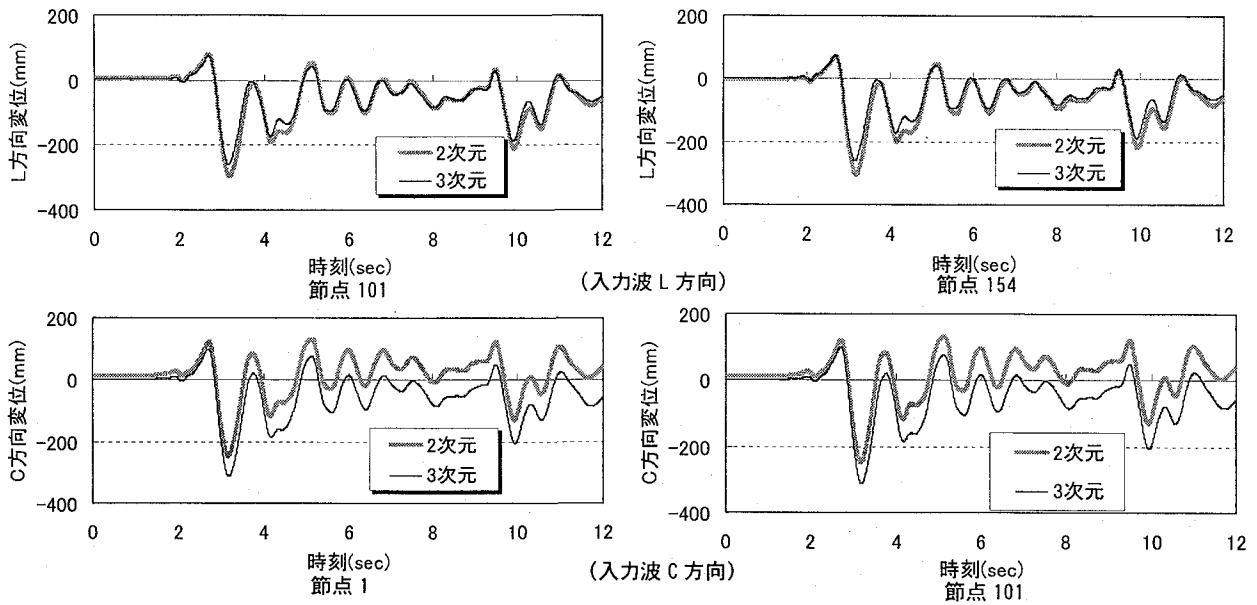


図-7 バチ型ラーメン高架橋の時刻歴応答変位

表-9 バチ型ラーメン高架橋の最大応答変位

L 方向 節点	2次元	3次元	2次元 / 3次元	C 方向 節点	2次元	3次元	2次元 / 3次元
	変位 最大 (mm)	変位 最大 (mm)			変位 最大 (mm)	変位 最大 (mm)	
101	-296.4	-261.0	1.14	1	-247.5	-313.2	0.79
154	-303.7	-261.0	1.16	101	-248.8	-313.2	0.79

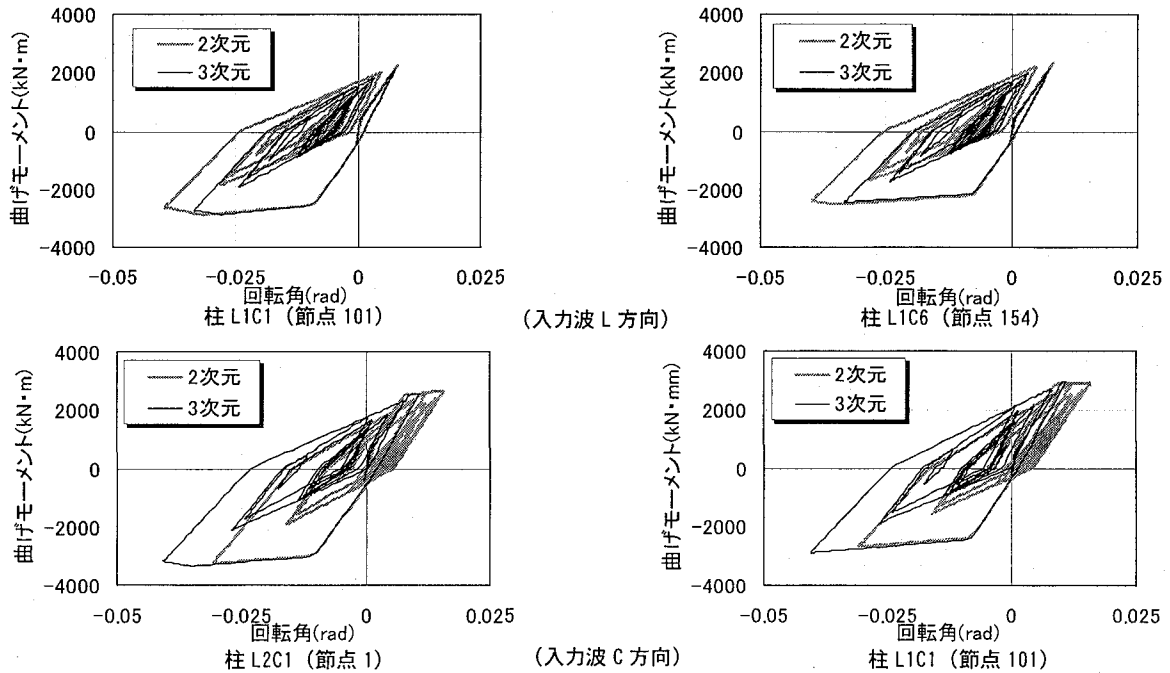
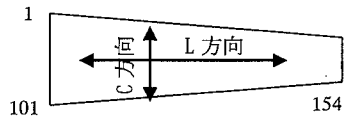
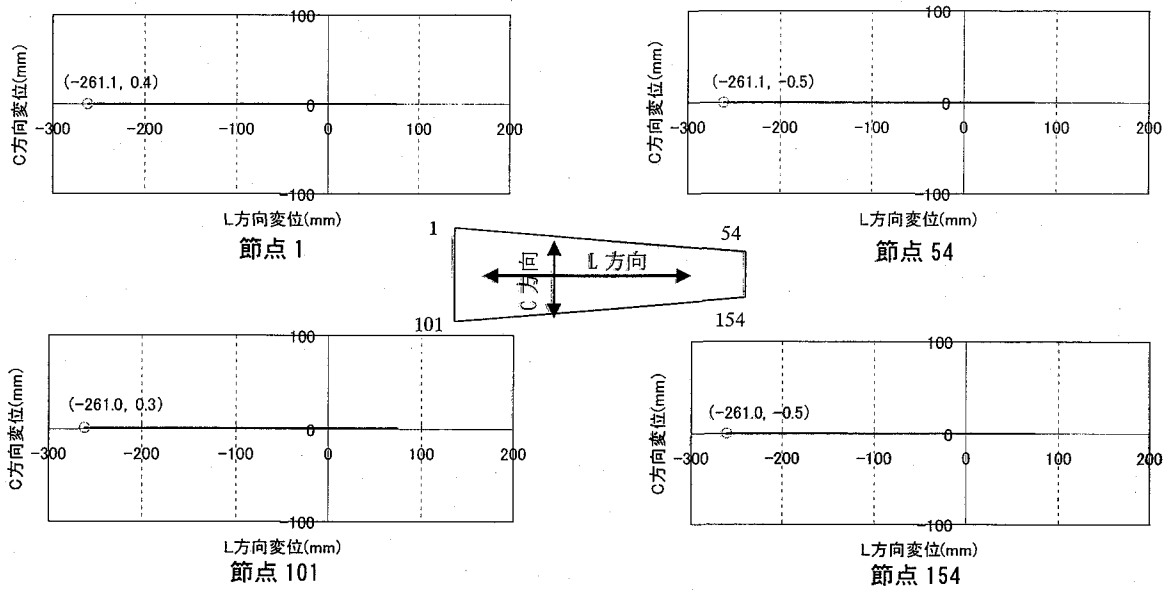


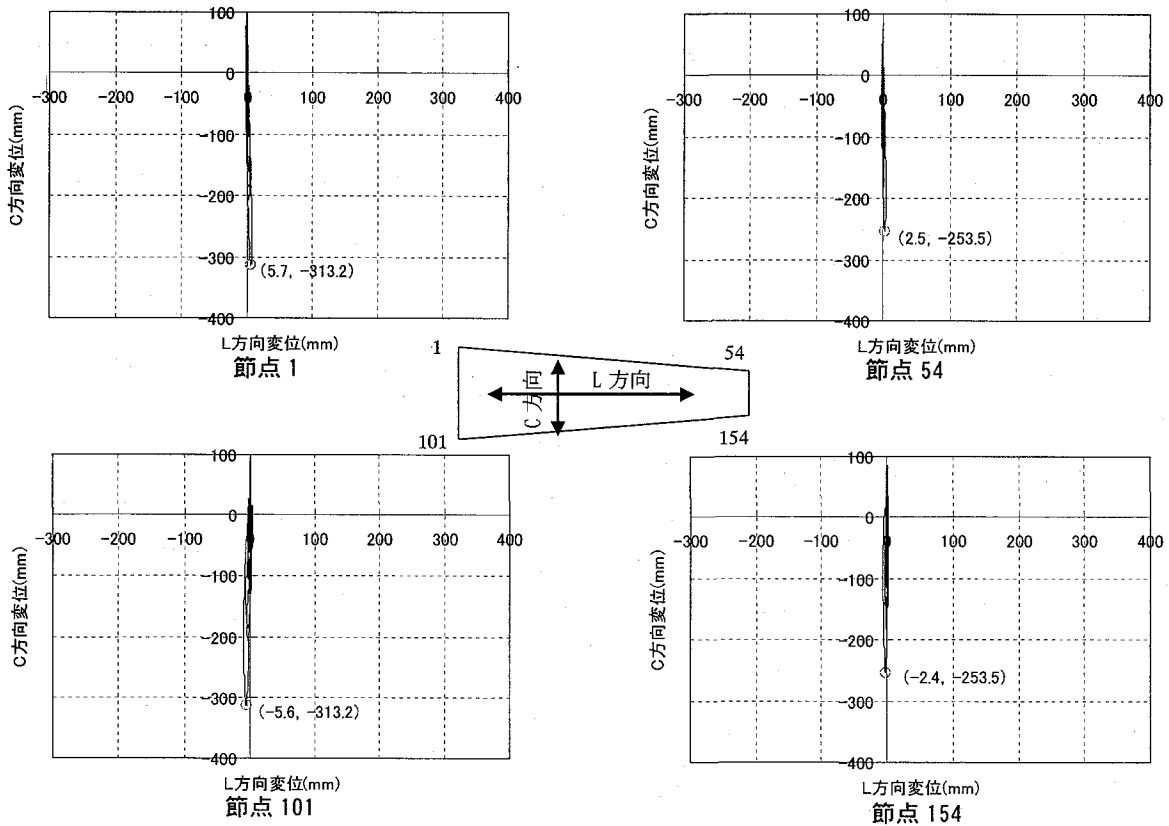
図-8 バチ型ラーメン高架橋の柱 M-θ 関係

柱L1C1において、2次元モデルでは最大変位に到達する前に、両方の柱が降伏後、塑性化し正側の部材角が大きくなり変位が伸びているのに対し、3次元モデルでは降伏点付近から大きく塑性化することなく、負側へ挙動している。これは、2次元では対象ラーメン毎に解析を実施しているため、隣接する柱

の塑性化や挙動の影響が3次元モデルと異なることによるものと考えられる。そのため、C方向入力では2次元モデルでは正側の変位が大きく、負側の変位が小さくなったものと考えられる。L方向入力に関しては、構造物の形状がほぼ対称形であり、2次元モデルと3次元モデルでL1ラーメンに配置してい



(入力波 L 方向)



(入力波 C 方向)

図-9 バチ型ラーメン高架橋・端部4節点の変位軌跡

る質量の合計もほぼ同等であることが、2次元モデルの方が各柱の塑性化の影響を大きく受け、変位が大きくなったものと考えられる。

図-9に3次元モデルにおける端部4節点の平面変位の軌跡を示す。L方向の入力波に対しては、ほとんど回転が発生せず構造物が全体的に平行移動していることが確認できる。これは、本バチ型ラーメン高架橋のL方向は、ほぼ対称な構造となっているため

であると考えられる。C方向の入力波に対しては、若干回転が発生している。これは、節点1, 101側の幅員が広く質量が大きいことが影響していると考えられる。

(2) 斜角ラーメン橋台

斜角ラーメン橋台は、端部4節点(節点1, 14, 51, 57)に着目し、応答変位の比較を行った。図-10に

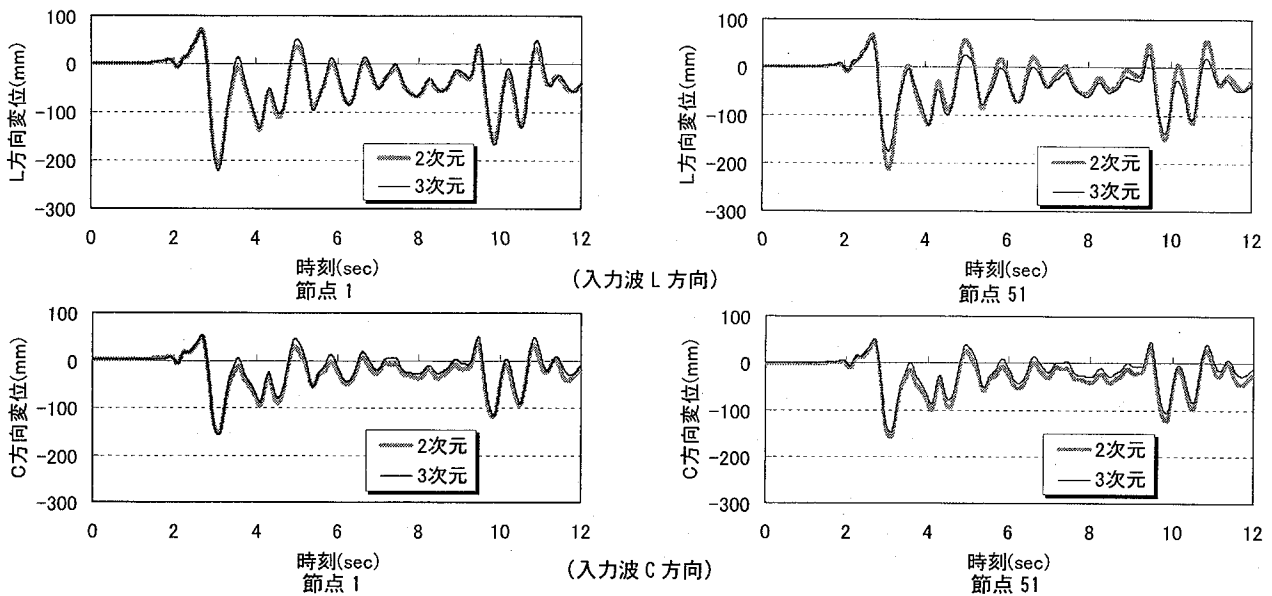


図-10 斜角ラーメン橋台の時刻歴応答変位

表-10 斜角ラーメン橋台の最大応答変位

L 方向 節点	2次元 変位最大 (mm)	3次元 変位最大 (mm)	2次元 /3次元	C 方向			
				節点	2次元 変位最大 (mm)	3次元 変位最大 (mm)	2次元 /3次元
1	-211.6	-220.9	0.96	1	-154.5	-158.0	0.98
14	-213.7	-220.8	0.97	14	-129.8	-141.7	0.92
51	-212.5	-174.7	1.22	51	-158.3	-147.9	1.07
57	-213.3	-174.8	1.22	57	-133.4	-141.7	0.94

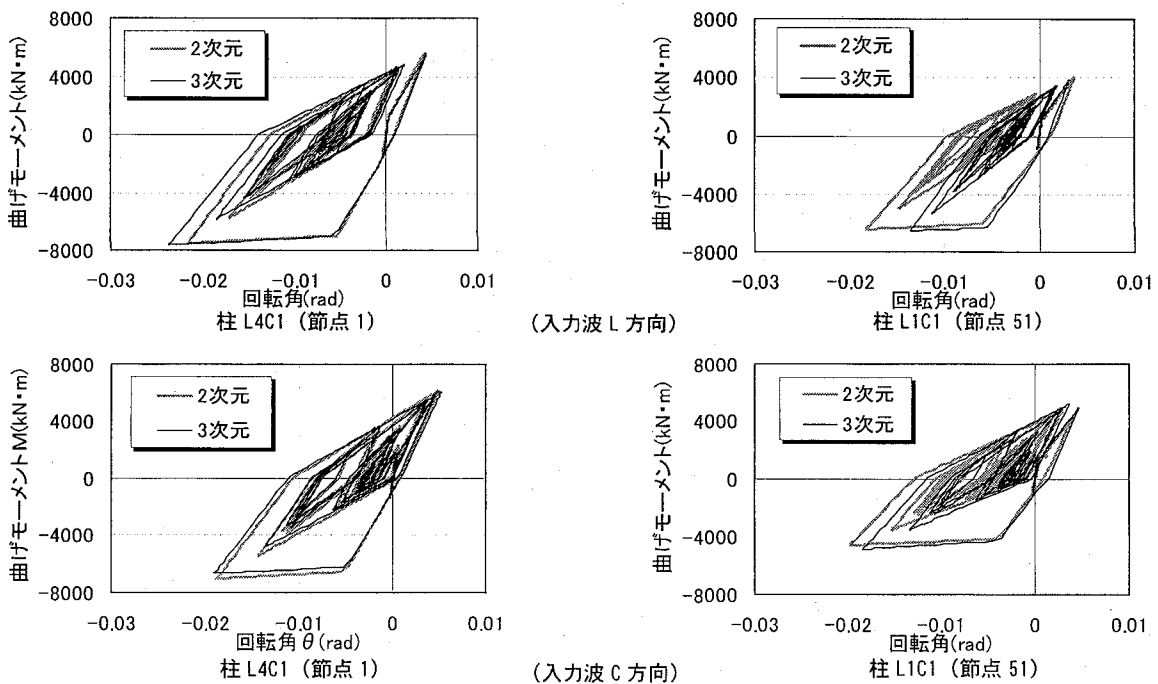


図-11 斜角ラーメン橋台の柱 M-θ 関係

節点1, 51の応答変位の時刻歴を、表-10に4節点の最大応答変位を示す。また、図-11にこれらの節点に隣接する柱のM-θ関係を示す。表-10より最大応答変位に着目すると、節点1, 14では、L, C両方向の入力波とも3次元モデルの変位の方が2次元モデルの変位より大きくなった。逆に、節点51では両方向

の入力波とも2次元モデルの変位の方が大きくなった。2次元モデルと3次元モデルの結果の差が比較的大きかったL方向入力の結果に着目すると、節点51, 57があるL1ラーメンは柱間隔が狭く、他の柱部材の降伏順序や挙動の影響が比較的大きく、その結果2次元モデルの変位が大きくなったと考えられる。

図-12に3次元モデルにおける端部4節点の平面変位の軌跡を示す。各節点について、入力波の方向に関わらず、回転が生じていることがわかる。節点1は両方向において回転が大きく、L方向の入力波に対してC方向の変位はL方向の変位の16%、C方向の入力波に対してL方向の変位はC方向の19%発生している。これは節点1と隣接する節点21に配置した質量が他の質点に比べ大きいことため回転が大きくなっていると考えられる。

5. まとめ

本研究では、駅部などに存在するバチ型ラーメン高架橋とホームを支持する斜角ラーメン橋台について、解析モデルの違いが地震時の挙動に与える影響を把握するため、2次元モデルと3次元モデルを用いて時刻歴動的解析を行い、応答変位および平面変位の軌跡について検討を行った。その結果、本解析条件においては、以下のことが確認できた。

- ・ 不整形なラーメン構造物の挙動は、2次元モデルと3次元モデルでは一致しなかった。これは、モデルの違いにより、隣接する柱やラーメンの挙動が影響し、剛性の違いが発生していると考えられる。
- ・ 不整形な構造物においては、入力波と直交する方向の変位が発生し、回転していることを確認した。斜角ラーメン橋台のような比較的大きな不整形を有する構造物では、この回転により発生する変位量の影響が大きいため、3次元モデルを用いた検討の必要性があると考えられる。

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 耐震設計，丸善，1999。
- 2) 渡邊忠朋，谷村幸裕，滝口将志，佐藤勉：鉄筋コンクリート部材の損傷状況を考慮した変形性能算定手法，土木学会論文集，No.683/V-52，pp.31-45，2001。
- 3) (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，丸善，2004。
- 4) (財) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 基礎構造物・抗土圧構造物，丸善，2000。

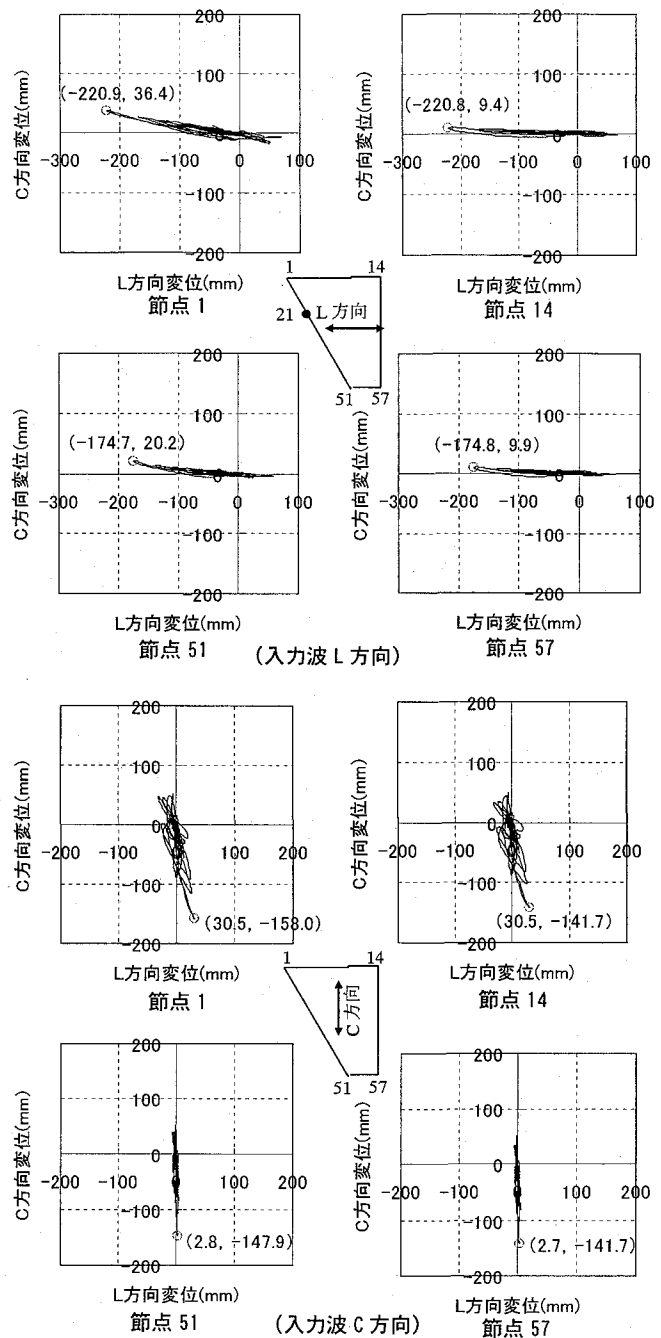


図-12 斜角ラーメン・端部4節点の変位軌跡