# 3次元動的解析による不整形ラーメン橋台の地震時挙動の検討

The study on seismic behavior on asymmetry structure by three-dimensional dynamic analysis

北武コンサルタント株式会社	正会員	斉藤	聡彦
北武コンサルタント株式会社	正会員	渡辺	忠朋
財団法人鉄道総合技術研究所	正会員	谷村	幸裕
財団法人鉄道総合技術研究所	正会員	黒川	浩嗣

### 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 るが,現状の鉄道高架橋の耐震設計では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,道路 交差部などにおいて用いられている斜角ラーメン橋台な ど不整形な形状を有した構造物では,3次元的な挙動を 無視できない場合も多いと考えられる.そこで,本検討 では,このような不整形な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. 検討概要

## 2.1 検討対象構造物

本検討で検討対象とした構造物は,実在構造物をイメ ージし,駅部にある 70 度の斜角ラーメン橋台とした. 図 2.1 に斜角ラーメン橋台の一般図を示す.斜角ラーメ ン橋台は,起点方に桁長 13.6m の RCT 桁,終点方に 7.46m の RC スラブ桁を支持し,さらに駅部であるため ホーム 2 面を支持している.材料は,コンクリートが設 計 基準強度 f ck=27N/mm<sup>2</sup>,鉄筋が降伏強度 fsy=345N/mm<sup>2</sup>を用いた.また,柱の配筋を表 2.1 に示す. 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.柱梁接合部は剛域とし,上層梁の軸線位 置は両モデルとも全上層梁の図心軸の平均位置とした. 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2.2に斜角ラーメン橋台の 3次元モデルを示す.なお,節点番号は2次元と3次元 モデルで共通とした.

表 2.1 斜角ラーメン橋台柱配筋

	C1					
柱位置	柱1	柱 2	柱 3	柱 4		
略図	↓ L 方向\		C 方			
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		
	C2					
柱位置	柱 5	柱 6	柱 7	柱 8		
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 - 本数



## 2.3 部材のモデル化

本検討では,モデルの違いによる影響を把握するため に,柱部材のみ鉄筋の降伏や部材の損傷による非線形を 考慮し,他の部材は線形とした.柱部材に関しては,す べて正方形断面として各種断面諸元を求めることとし, C1 ラーメン側の柱は1200×1200mmの正方形断面とした. また,上層梁の圧縮突縁の有効幅は,中間点までの幅と して初期剛性を算出した.柱部材の非線形は曲げモーメ ント - 部材角関係(以下,M- モデル)により表現し, M- モデルの骨格曲線は,鉄道構造物等設計標準同解説 (耐震設計)(以下,耐震標準)<sup>1)</sup>に従い,図2.3に示 すテトラリニア型の骨格曲線<sup>2)</sup>を用いた.

2.4 地盤のモデル化

地盤種別は G3 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(基礎土構造)<sup>3)</sup>に従い地盤ばねを設定し,線形とした.

## 3.解析方法

3.1 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 法(=0.25)とし,積分時間



図 2.2 斜角ラーメン橋台の3次元モデル

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. 3.2 解析ケース

表 3.1 に本検討で実施した解析ケースを示す.2 次元 モデルは,解析ケースを選択した上で,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. 3.3 入力地震波形

時刻歴動的解析には,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)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,C(線路直角)方向に入力した.図 3.1 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.



Mc:曲げひび割れ発生時の曲げモーメント My:降伏時の曲げモーメント Mm:最大曲げモーメント

## 図 2.3 骨格モデルと復元力特性



## 4.解析結果

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 4.1 に節点 1, 51の応答変位の時 刻歴を,表4.1 に 4 節点の最大応答変位を示す.また, 図 4.2 にこれらの節点がある柱の M- 関係を示す.最 大応答変位に関して,節点 1, 14 では,L,C 両方向と 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 51,57 では両方向とも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大きかった L 方向の結果に着目すると,柱間隔の違いによる影響が 要因として考えられる.節点51,57があるL1ラーメン は柱間隔が狭いため,2次元モデルにおける構造物の剛 性が,3次元モデルの構造物全体の剛性より小さくなり, 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 4.3 端部 4 節点の平面変位軌跡(L方向)



図 4.4 端部 4 節点の平面変位軌跡(C 方向)

表 4.2 節点 1 の変位

	入力波 L 方向		入力波 C 方向	
	変位 L 方向	変位 C 方向	変位 L 方向	変位 C 方向
変位量(mm)	-220.9	36.4	30.5	-158.0
回転による 変位量(mm)	-23.2	17.7	13.9	-10.7
回転による 変位の割合	11%	49%	46%	7%

図 4.3, 4.4 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,回転していることが確認された.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 に比べ大きいため回転が大きくなっていると考えられる. 節点 51 は L 方向の入力波において回転が大きく発生し ているが,これは柱間隔の狭いL1 ラーメンの剛性が小 さいためと考えられる.これらの回転に対して,平行移 動による変位と回転による変位の割合について簡易に検 討した.平行移動による変位量は端部4節点の変位量の 平均値とし,回転変位量は各節点の変位量から平均値を 差し引いた値とした.回転が大きかった節点1に関して は,表4.2に示すように,変位の方向と回転による変位 の方向が同一となり,回転による変位が変位量に占める 割合が入力波の方向で1割程度,直行方向では4割程度 となり,回転による影響が大きいことが分かる.

#### 5.まとめ

本検討では,構造物の形状と解析モデルの違いによる 地震時の挙動に対する影響を把握するため,斜角ラーメ ン橋台を対象に,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。
- 入力波と直交する方向の変位が発生し,構造物が回転していることを確認した。
- 不整形の程度によっては,構造物の回転により発生 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.
- 渡邉忠朋,谷村幸裕,瀧口将志,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.
- (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.