

# 地中ボックスカルバート構造物の耐震性能

学生氏名 笠原 啓

指導教員 吉川 弘道

*Key Words : RC box culvert, dynamic response analysis. center pillar*

## 1. はじめに

1995年(平成6年)1月17日に発生した兵庫県南部地震では、耐震性が高いと考えられていた地中構造物において世界でも稀に見る甚大な被害が生じた。特に、ボックスカルバート構造の地下鉄駅舎の鉄筋コンクリート柱にせん断破壊が顕著に発生した。これ以来、地中構造物の耐震性について改めて問い正されることになった。そこで本研究では、実際に甚大な被害を受けた神戸高速鉄道・大開駅を対象に脆性的な破壊が生じた中柱に着目して動的応答解析を実施し、大開駅の耐震性能照査を行った。



a) 中柱の脆性的破壊および上床版の沈下<sup>1)</sup>



b) 神戸高速鉄道・大開駅縦断方向<sup>1)</sup>

図1 神戸高速鉄道・大開駅の被害状況<sup>1)</sup>

## 2. 解析概要

解析対象とした構造物は神戸高速鉄道・大開駅で幅 17.0m×高さ 7.17m の鉄筋コンクリート造の 1 層 2 径ボックスカルバートである (図 2)。また、断面中央部に奥行き方向に 3.5m 間隔で幅 0.4m×奥行き 1m の断面を有する中柱が配置されている。

解析はトンネル横断方向を対象として、地盤を線形とし構造部材を非線形とした有限要素法による動的応答解析を実施した。動的応答解析におけるフローチャートを図 3 に示す。次に、図 4 に解析メッシュ図を示す。構造物ははり要素にてモデル化し、隅角部は剛域を考慮して剛性はり要素によりモデル化した。構造物の物性値を表 1 に示す。なお、2 次元解析を行うにあたって中柱の単位奥行き当りの断面積や断面 2 次モーメントを用いる際、図 5-a) に示すように側壁は連続体であるのに対し中柱は 3.5m 間隔で配置されていることを考慮しなければならない。そこで中柱の断面積と断面 2 次モーメントを中柱配置間隔 3.5m で除すことで奥行き単位長さ 1m に換算し (図 5-b))、入力値とした。また、構造部材に関する非線形性は対称トリリニア型の M- 曲線 (武田モデル) を用いた。骨格曲線を図 6 に示す。

地盤は平行多層で平面ひずみ要素にてモデル化し、底面と側方地盤を粘性境界とした。また、大開駅付近の地盤は深度 17.2m より深い地盤では N 値が 50 以上かつ S 波速度が 300~400m/sec 以上という基盤設定に必要な要件を満たしていることからこの位置を基盤面とした。地盤の物性値を表 2 に示す。

入力地震動は、神戸海洋気象台で観測された地震加速度波形 (NS 成分) を重複反射理論に基づいて工学的基盤面の地震加速度波形 (図 7) を算出して入力した。

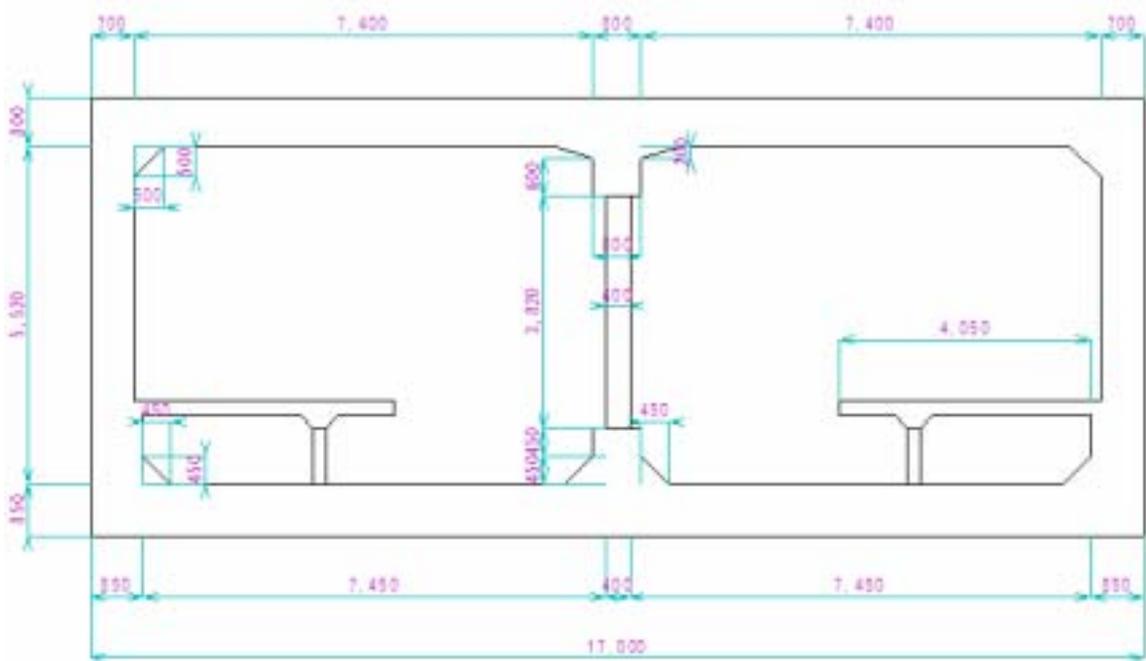


図 2 大開駅の断面図<sup>1)</sup>

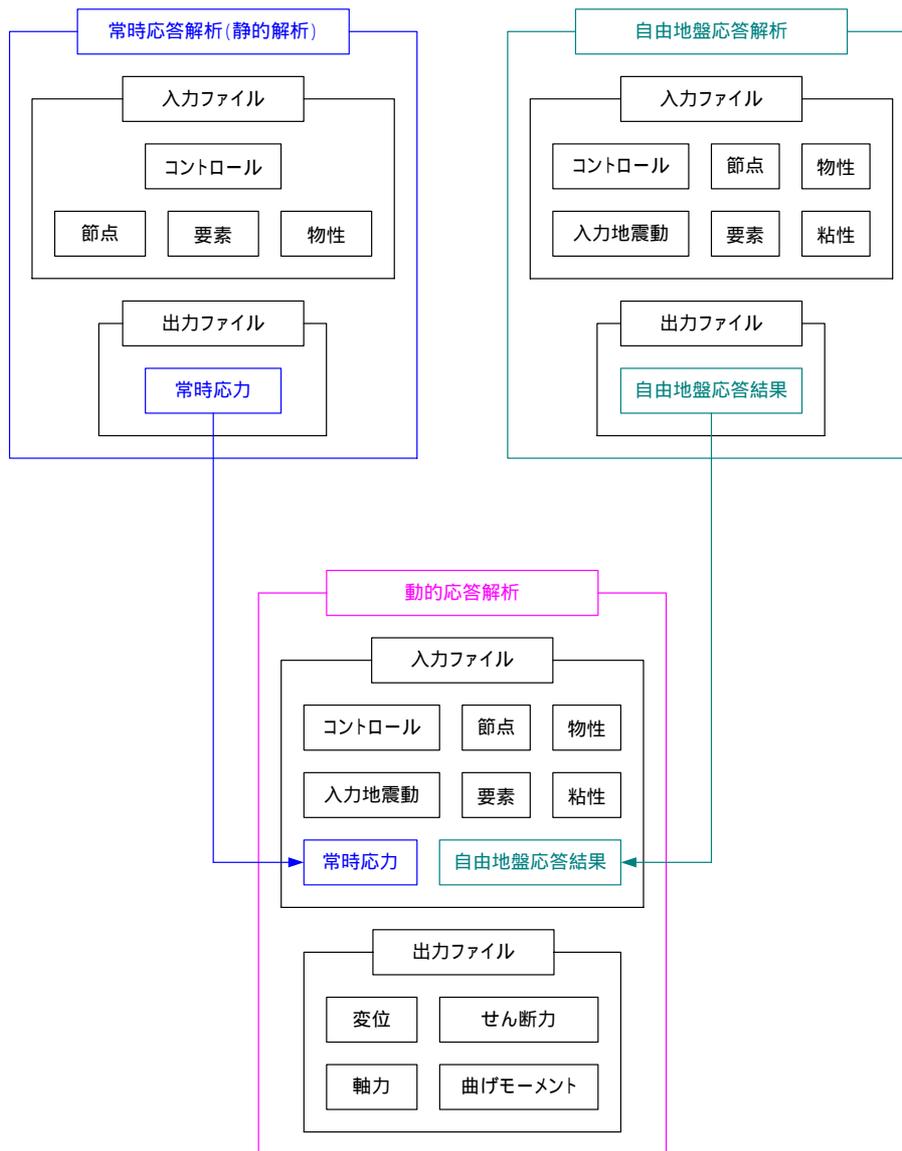


図 3 動的応答解析の解析フローチャート

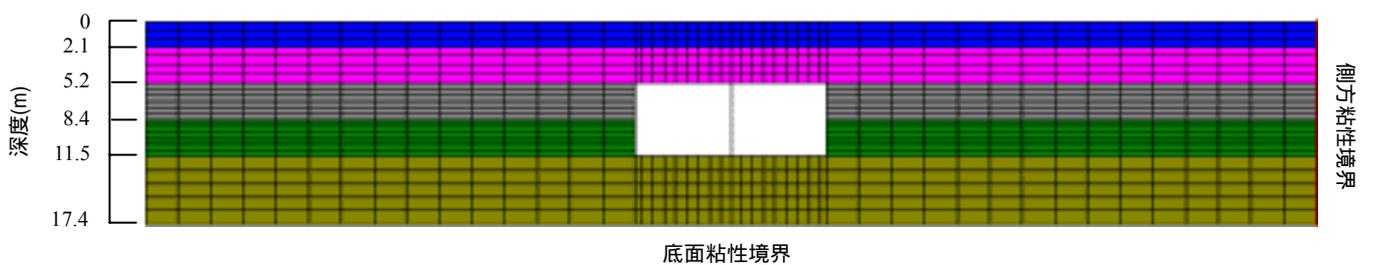


図 4 解析メッシュ図

表 1 構造物の物性値(換算値)

構造部材	部材厚 (m)	断面積 A (m <sup>2</sup> )	せん断断面積 A/1.2 (m <sup>2</sup> )	断面二次モーメント I (m <sup>4</sup> )	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	弾性係数 E (kN/m <sup>2</sup> )	ポアソン比	減衰定数	
上床版	一般部	0.800	0.800	0.667	0.0427	23.5	3.0 × 10 <sup>7</sup>	0.2	0.05
	ハンチ部	1.20	1.20	1.00	0.144				
	ハンチ部	0.870	0.870	0.73	0.0549				
下床版	一般部	0.850	0.850	0.708	0.0512				
	ハンチ部	1.28	1.28	1.07	0.175				
側壁	一般部	0.700	0.700	0.583	0.0286				
	一般部	0.850	0.850	0.708	0.0512				
	ハンチ部	1.05	1.05	0.875	0.0965				
中柱	一般部	0.400	0.114	0.0952	0.00152				
	ハンチ部	0.800	0.800	0.667	0.0427				

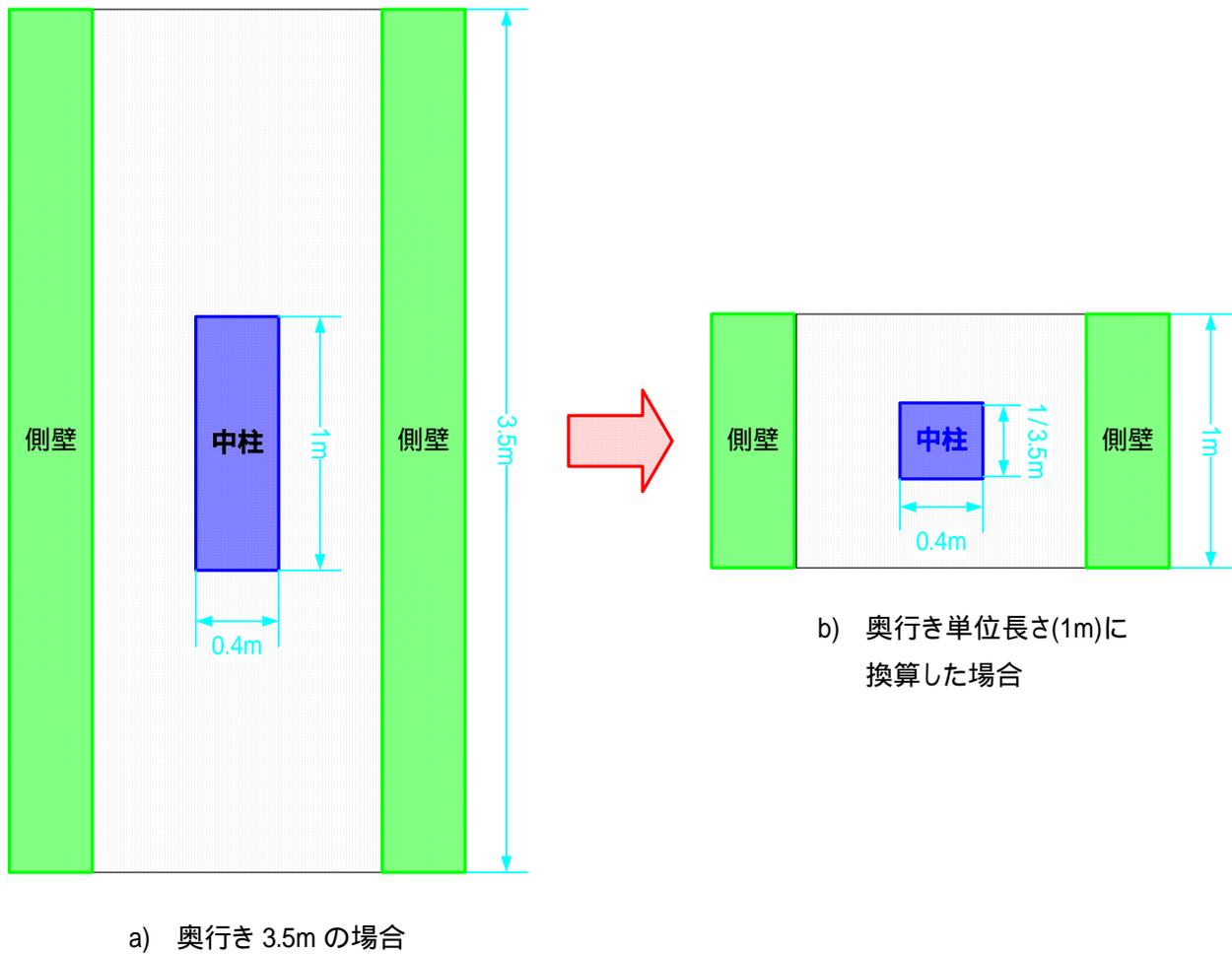


図 5 中柱の解析物性値換算

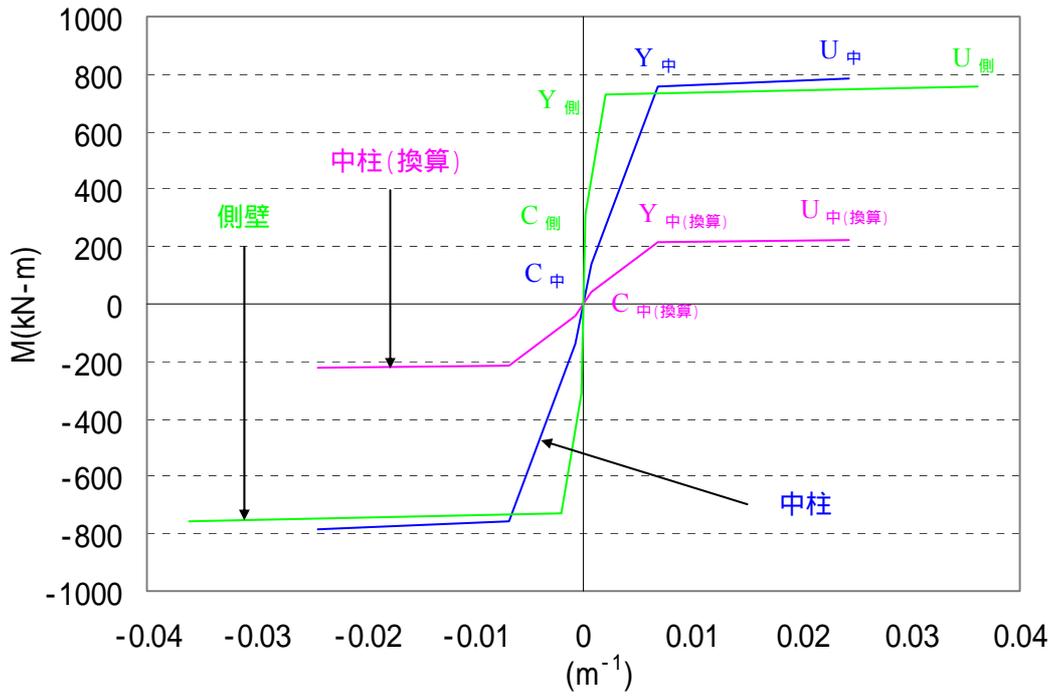


図6 骨格曲線

表2 地盤の物性値<sup>1)</sup>

地盤深さ	土質	せん断波速度 $V_s$ (m/s)	せん断弾性係数 $G_0$ (KN/m <sup>2</sup> )	単位体積重量 $\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	ポアソン比 $\nu$ (-)	減衰定数
0 ~ 2.0m	シルト	140	$3.80 \times 10^4$	19.0	0.333	0.05
2.0 ~ 5.1m	砂質土	140	$3.80 \times 10^4$	19.0	0.488	
5.1 ~ 8.3m	砂質土	170	$5.60 \times 10^4$	19.0	0.493	
8.3 ~ 11.4m	粘性土	190	$7.00 \times 10^4$	19.0	0.494	
11.4 ~ 17.2m	粘性土	240	$1.12 \times 10^5$	19.0	0.490	
基盤面	礫	330	$2.22 \times 10^5$	20.0	0.487	

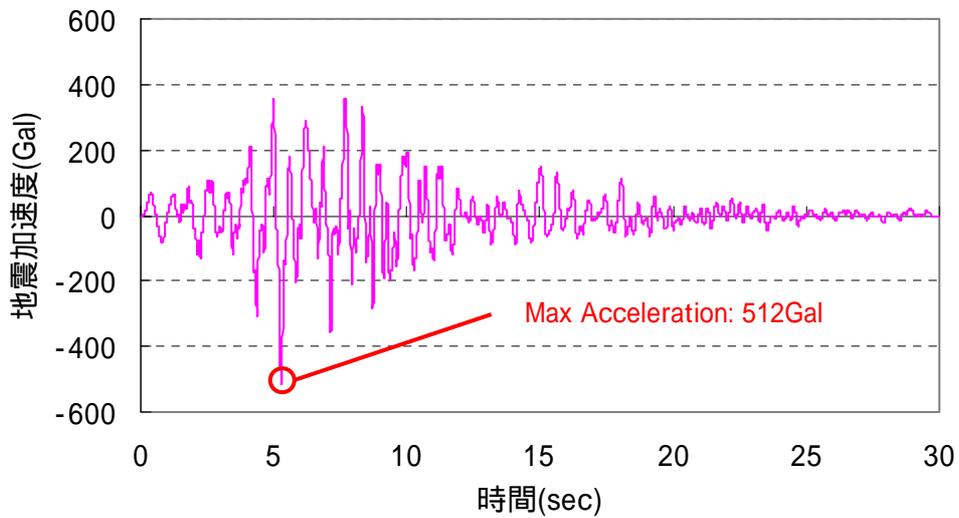


図7 入力地震動

### 3. 解析結果

#### 3.1 常時応答解析(静的解析)

常時状態における変位図および応力図を図8に示す。中柱は側壁に対して約2倍の軸力が中柱上端部から下端部にかけてほぼ一定に作用していることが確認できる。また、せん断力と曲げモーメントは常時状態ではほとんど作用していないことが確認できる。側壁は上端部と下端部でせん断力および曲げモーメントが最大値を示す。

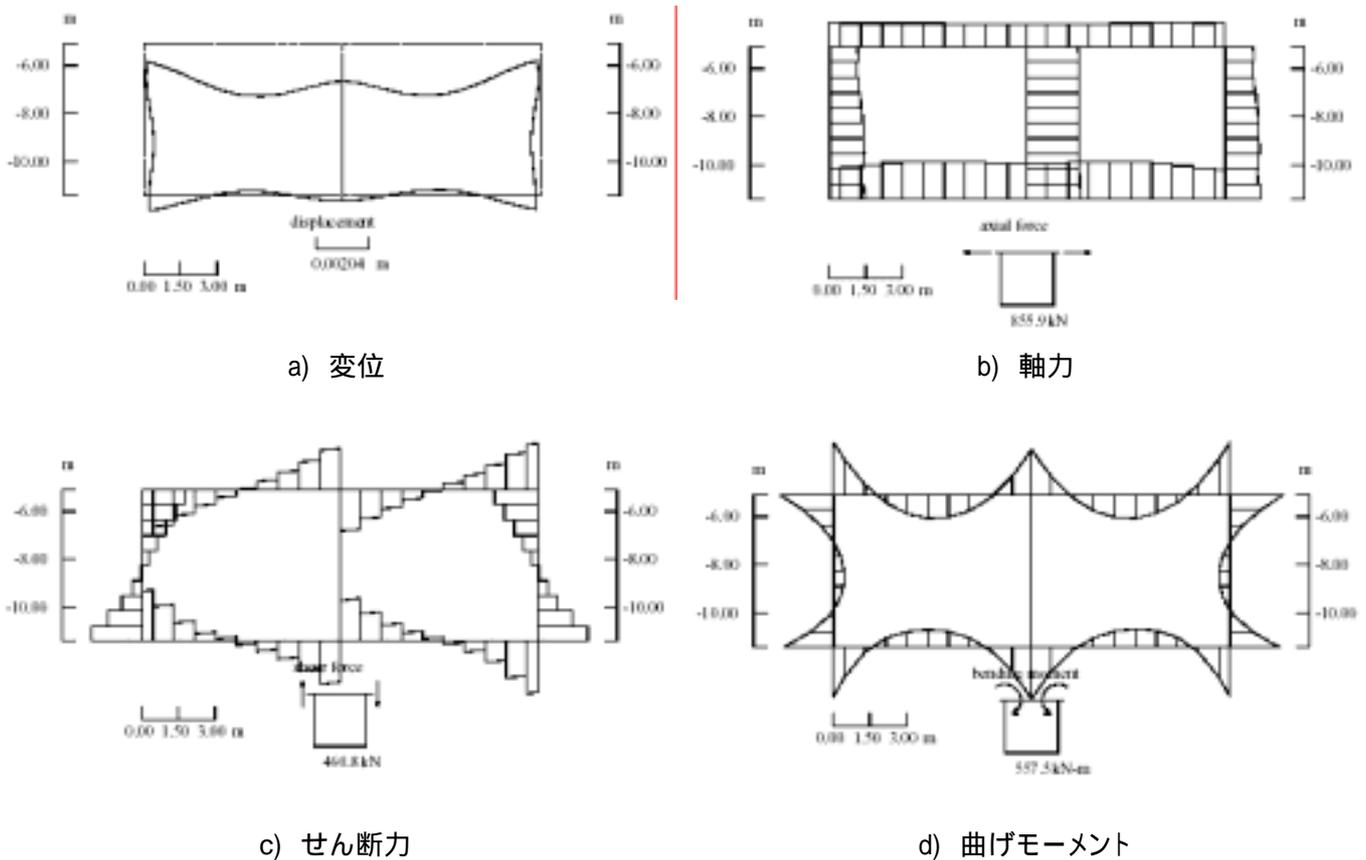


図8 常時状態における変位図および断面力図

#### 3.2 動的応答解析

##### 3.2.1 相対変位および層間変形角

各部材では地震動が卓越した時刻において上下床版間の相対変位も卓越した(図9)。また、最大変形時の変形図を図10に示す。中柱において最も大きな変形が生じた。このときの中柱の最大相対変位は17.4mmで、最大層間変形角は0.00454であり、側壁の最大相対変位は14.2mmで、最大層間変形角は0.00315であった。ここで、層間変形角の定義を図11に示す。

設計では大地震のときに許容する最大変形は限界層間変形角1/100と規定されている<sup>2)</sup>。これは、既往のボックスカルバート構造に対する水平加力実験結果および評価式による計算結果に基づいて、かぶりコンクリートの剥落時における層間変形角の値を整理し、さらに、日本建築学会の評価結果を考えた結果設定されたものである。これより、中柱と側壁の最大層間変形角は限界層間変形角1/100を十分に下回っていることから、変形によるかぶりコンクリートの剥落は回避できるものと考えられる。

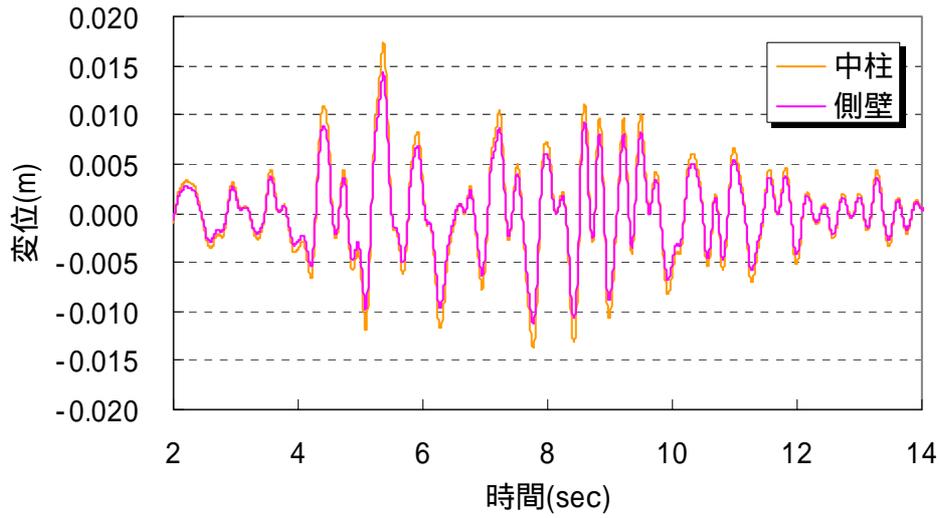


図9 中柱と側壁の変位の時刻歴応答図

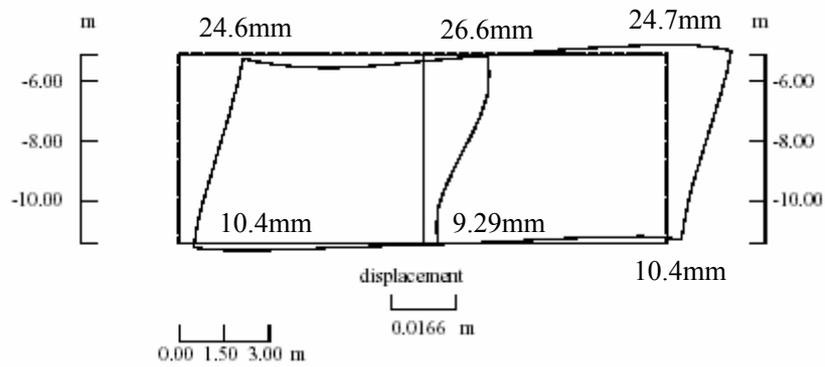
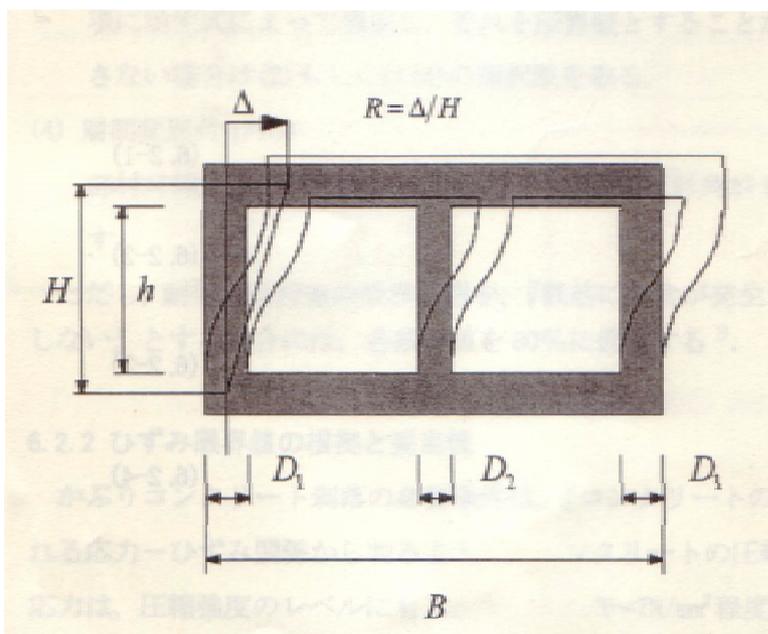


図10 最大変形時の変形図



- R : 層間変形角
- : 相対変位(m)
- H : 軸線間距離(m)
- h : 構造物の内法長さ(m)
- D : 部材厚(m)

図11 層間変形角の定義<sup>2)</sup>

### 3.2.2 せん断による損傷の評価

ここでは、作用せん断力  $V$  とせん断耐力  $V_y$  を比較することによりせん断損傷の判定を行った。せん断耐力はコンクリート示方書[構造性能照査編]に記載のせん断耐力式<sup>3)</sup>を用いて算出した。また、ある部材が式 3.1 を満たすとき、その部材はせん断破壊したと判定する。

$$V/V_y > 1 \tag{3.1}$$

ここで、

$V$  : 断面に生じるせん断力(kN)

$V_y$  : 断面のせん断耐力(kN)

図 12, 13, 14 に中柱と左右側壁のせん断力の時刻歴応答をそれぞれ示す。各部材において地震動が最大化速度を示した時刻においてせん断力は最大値を示した。しかし、中柱では作用せん断力  $V$  が中柱のせん断耐力  $V_y$  を上回らなかったことからせん断破壊は生じなかったと考えられる。一方、左右側壁の上下端部において作用せん断力  $V$  が側壁のせん断耐力  $V_y$  を上回ったことからせん断破壊したと考えられる。

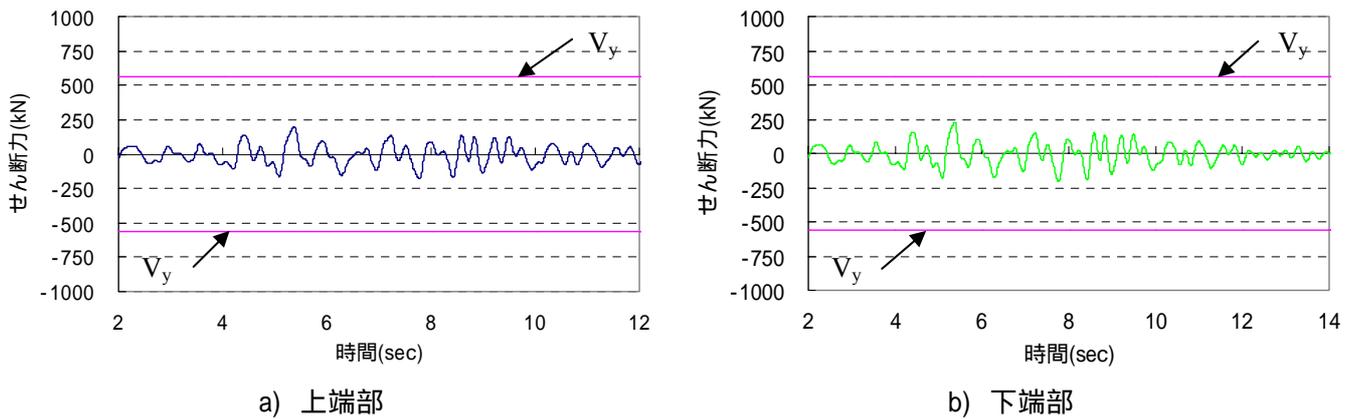
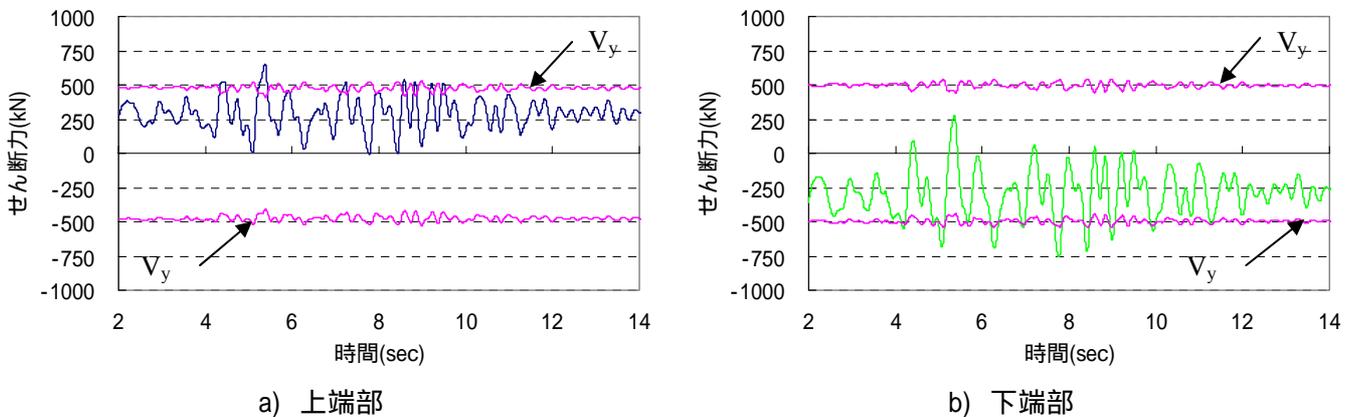


図 12 中柱のせん断力の時刻歴応答



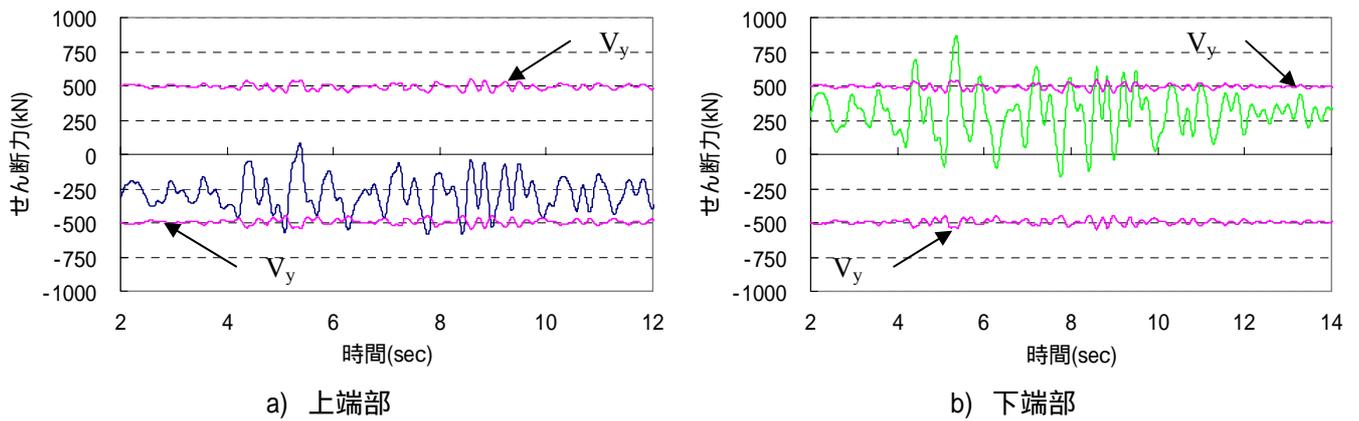


図 14 左側壁のせん断力の時刻歴応答

### 3.2.3 曲げによる損傷の評価

曲げによる損傷について、ここでは鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計<sup>4)</sup>を参考にすることとした。同解説では、「棒部材の破壊形態が曲げ破壊モードとなる場合」について、損傷状況と補修の必要性に応じて損傷レベルの限界値が示されている。鉄筋コンクリート部材の場合について整理すると、図 15 と表 3 のようになる。ただし、この損傷状況はその時点での最大変形に対する損傷状況であり、地震終了時の残留損傷の状況を定義するものではない。

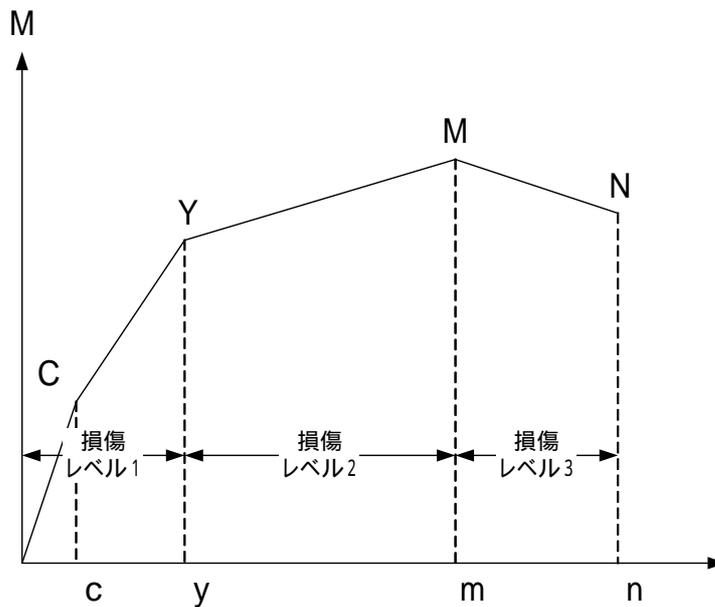


図 15 部材断面の特性と損傷レベル<sup>4)</sup>

表 3 損傷レベルとその制限値<sup>4)</sup>

損傷レベル	損傷状況		曲率を指標とした場合の制限値	
	無損傷	曲げひび割れ	y	軸方向鉄筋が降伏に達する時
損傷レベル2	場合によっては補修が必要な損傷	曲げひび割れまたは曲げひび割れとせん断ひび割れ、ひび割れ幅の拡大、被りコンクリートの剥離	m	最大水平抵抗荷重程度を維持する最大変形時の曲率
損傷レベル3	補修が必要な損傷	被りコンクリートの剥落、内部コンクリートの損傷	n	降伏荷重を維持する最大変形時の曲率

図 16, 17, 18 に中柱と左右側壁の履歴曲線それぞれ示す。せん断力同様に曲率も地震動が卓越した時刻において最大曲率を示した。中柱は曲げひび割れ曲率を上回るものの降伏には至らなかった。これより損傷状況は損傷レベル 1 と判定され曲げひび割れが生じていると考えられる。両側壁では左側壁上端部と右側壁両端部の損傷状況は損傷レベル 1 と判定され曲げひび割れが生じていると考えられる。しかし、左側壁下端部では曲げ降伏曲率を上回ることから損傷状況は損傷レベル 2 と判定され曲げ降伏していると考えられる。

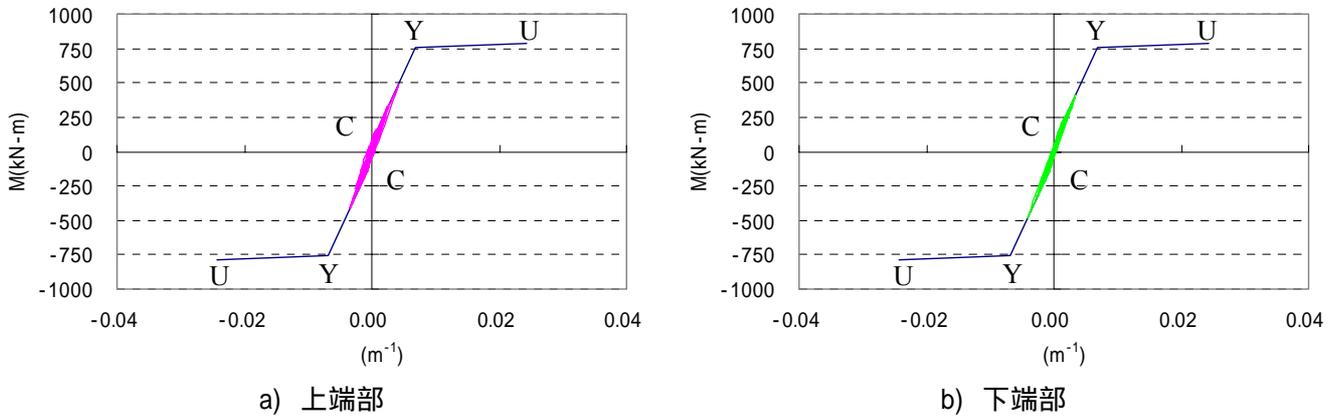


図 16 中柱の履歴曲線

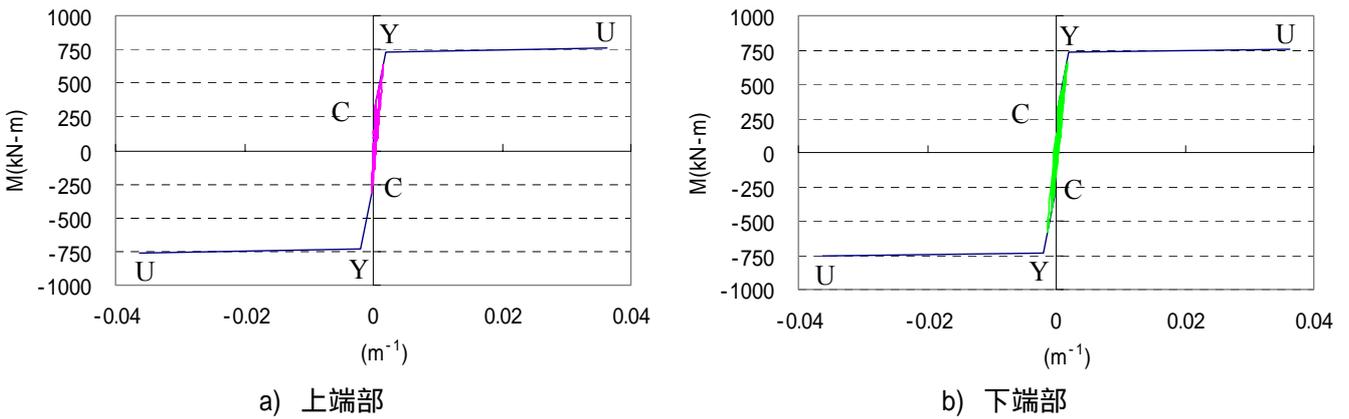


図 17 右側壁の履歴曲線

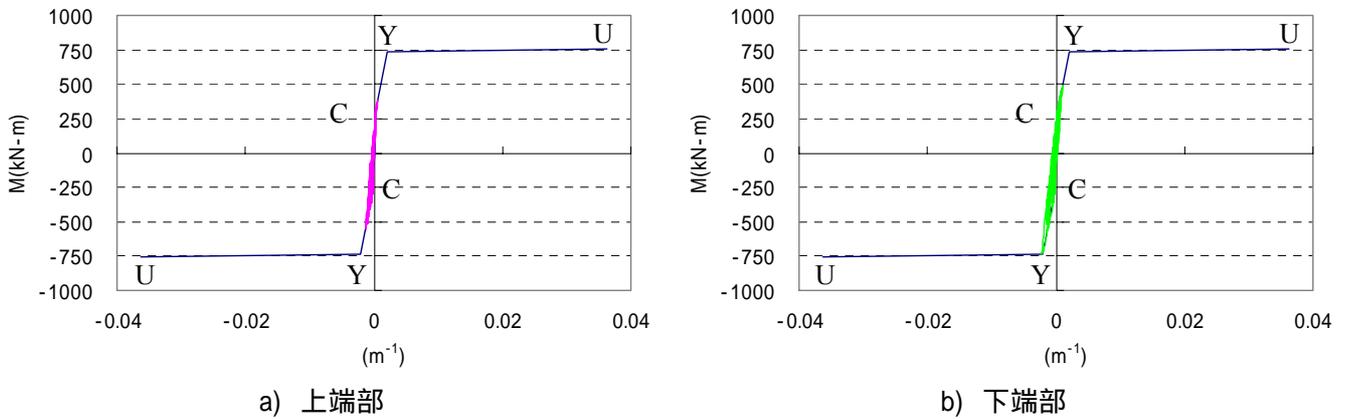


図 18 左側壁の履歴曲線

#### 4. まとめ

表4に解析結果および検証結果を示す。実際の中柱の被害状況は図1に示すようにせん断破壊したものと考えられる。これより解析結果と実際の被害状況は大きく異なった。考えられる要因の一つとして土の動的変形特性が挙げられる。地中構造物は地盤の揺れ方と密接に結びついており、構造物の地震被害も地盤の性質と深く係わっている。また、土は他の材料に比べて非線形性の強い特性を持っている。このことから、土の動的変形特性を十分に考慮する必要があるものと考えられる。

表4 解析結果および検証結果

##### a) 常時応答解析(静的解析)

	左側壁		中柱		右側壁	
	上端部	下端部	上端部	下端部	上端部	下端部
変位 (mm)	0	0	0	0	0	0
軸力N(kN)	457	531	817	829	458	536
せん断力V(kN)	293	314	0.230	0.230	293	314
曲げモーメントM(kN-m)	230	170	0.459	0.553	233	171

##### b) 動的応答解析

	左側壁		中柱		右側壁	
	上端部	下端部	上端部	下端部	上端部	下端部
最大変位 $\max$ (mm)	47.1	39.2	48.5	38.7	47.0	39.2
最大相対変位 $R$ (mm)	14.2		17.4		14.3	
最大層間変形角	0.00224		0.00274		0.00225	
最大せん断力 $V_{\max}$ (kN)	585	868	203	229	653	757
せん断耐力 $V_y$ (kN)	545		565		545	
せん断耐力比 $V/V_y$	1.07	1.59	0.359	0.405	1.20	1.39
最大曲げモーメント $M_{\max}$ (kN-m)	558	732	497	487	636	662
最大曲率 $\max$ ( $m^{-1}$ )	0.00129	0.00223	0.00430	0.00420	0.00162	0.00174
降伏曲率 $v$ ( $m^{-1}$ )	0.00204		0.00690		0.00204	
塑性率 $\max/y$	0.631	1.09	0.623	0.609	0.795	0.851
終局曲率 $u$ ( $m^{-1}$ )	0.0362		0.0244		0.0362	
破壊率 $\max/u$	0.0356	0.0616	0.177	0.172	0.0448	0.0480
せん断破壊時刻(sec)	4.20	4.33	-	-	4.33	4.15
鉄筋降伏時間(sec)	-	5.35	-	-	-	-
破壊形式	せん断破壊	せん断破壊	曲げひび割れ		せん断破壊	せん断破壊

#### 【参考文献】

- 1) 佐藤工業株式会社：神戸高速鉄道東西線大開駅災害復旧の記録，1997.1
- 2) 土木学会 原子力土木委員会：原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル，2005.6
- 3) 土木学会：コンクリート標準示方書[構造性能照査編]，2002
- 4) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物設計標準・同解説 耐震設計，1999.11