

# ボックスカルバートの地震時挙動と耐震性能評価

学生氏名 澤田 和宏

指導教授 吉川 弘道

本論は1995年に発生した兵庫県南部地震で甚大な被害を受けた神戸高速鉄道大開駅について扱う。脆性的に破壊したボックスカルバートの動的応答解析を実施し、被害状況とその原因を定量的に明らかにすることを目的とする。中柱の力学特性を把握するためにプッシュオーバー解析を実施し、中柱の耐力照査して中柱がせん断破壊に至る結果となった。これより中柱の耐震性能が不足していると考え、せん断破壊防止のために断面厚を増やして耐震向上効果を検討した結果、トンネル軸方向へ断面を増大させることにより耐震向上性が図れると判断した。

*Key Words : box culvert, earthquake, reinforced concrete, dynamic response analysis*

## 1. はじめに

地震が発生すると地下から伝播する地震動は地表面に向かうにしたがって増幅されていく。このため地中では地表に比べて地震動が小さい。また、地中構造物は地上構造物と異なり周辺地盤に拘束されているために地盤と独立した大きな振動をしない。従って、地中構造物の地震に対する安全性は高いと考えられていた。しかし、1995年1月17日午前5時46分に発生した兵庫県南部地震は様々な構造物に被害が生じた。この中で最も甚大な被害を受けた駅が神戸高速鉄道大開駅である。柱が崩壊しただけでなく、天井が落下して駅舎の上を走っている国道28号線が最大2.5m陥没した。駅のRC中柱および側壁の上下端部に損傷が集中して発生した。中柱は圧縮破壊して提灯座屈したものやせん断破壊したものが多く見られ、側壁は隅角部においてひび割れが多く見られた<sup>1)</sup>。

このように大地震によって崩壊した地中構造物は世界でも例がなく改めて耐震性が問い正されることになった。また、歴史が浅く大地震の経験が比較的少ないために他の構造物に比べて破壊メカニズムは不明な点が多い。そこで本研究では、兵庫県南部地震で脆性的に破壊したボックスカルバートの中柱に

着目して地震時応答解析を実施し、被害状況とその原因を定量的に明らかにすることを目的とする。また、中柱の力学特性を把握するために中柱単独の静的プッシュオーバー解析や構造物 地盤の一体型モデルで動的プッシュオーバーを実施し、中柱に生じる変形や断面力を算出して耐力照査した。これらの結果より中柱の耐震性能が不足していると考え、せん断破壊防止のために断面厚を増やして耐震向上効果を検討した。

## 2. プッシュオーバー解析

### 2.1 静的プッシュオーバー解析

実際の構造では中柱の損傷が多く見られた。そこで幅0.4m × 奥行き1.0mの矩形断面を有する高さ3.82mの鉄筋コンクリート製の中柱を非線形はり要素にてモデル化し、天端位置で荷重を載荷させた。ただし、底部は固定として剛域を設けている。また、柱上端部で水平ローラー結合としたモデルで同様に解析を行った。図1にモデルを示す。使用プログラムは京都大学防災研究所で作成された7s- を用いた。本プログラムは有限要素法による非線形地震応答解析プログラムである<sup>2)</sup>。対象となる中柱はRC構造であることから、解析においてはコンクリートな

らびに鉄筋の力学特性が必要となる．コンクリートの力学特性については神戸高速鉄道東西線大開駅復旧の記録<sup>1)</sup>より圧縮強度を $24\text{kN/mm}^2$ とした．一方，鉄筋についてはSR235を用いた．また，RC部材の曲げ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．各勾配はひび割れと鉄筋降伏と終局の各特性点を結ぶものとして定義した．図2に解析に用いたM - 曲線を示し，表1に中柱の諸元を示す<sup>3)</sup>．

## 2.2 解析結果

中柱部材を対象とした静的プッシュオーバー解析による荷重と変位の関係を図3に示す．片持ち形式で行った結果，水平力の増加に伴い変位は増加していき降伏した． $125\text{kN}$ 以上载荷すると荷重はほぼ一定のまま変位のみが増大した．一方，柱上端部を水平ローラーとして解析を行った結果， $350\text{kN}$ 载荷時に降伏し片持ち形式モデルと比べて約2.4倍の荷重まで保持できる．2つの結果はともに曲げ降伏型の力学性能を有する構造であり，せん断耐力の設計値に部材が達しなかった．しかし，実際の中柱はせん断破壊した柱も見受けられた．これは柱上端部のみ载荷しているため実際の中柱に作用した荷重と異なるためと考えられる．

## 2.3 動的プッシュオーバー解析

### 対象構造物

幅 $16.3\text{m}$  × 高さ $6.3\text{m}$ の鉄筋コンクリート造の1層2径間ボックスカルバートである．断面中央部には幅 $0.4\text{m}$  × 奥行き $1.0\text{m}$ の矩形断面を有する高さ $3.82\text{m}$ の鉄筋コンクリート製の中柱がトンネル軸方向に $3.5\text{m}$ 間隔で並んでいる．図4はボックスカルバートの横断方向の寸法を示し，図5に部材モデルを示す．

### 構造特性

対象となるボックスカルバートはいずれもRC構造であることから，静的解析同様にコンクリートらびに鉄筋の力学特性が必要となる．図2に解析に用いたM - 曲線を示し，表2に各部材における断面積や剛性を示す<sup>3)</sup>．

### 地盤特性

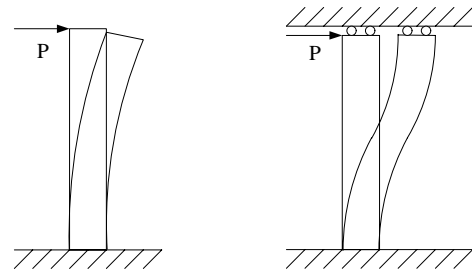
本章で実施する長周期を用いた解析では，地盤特性を考慮して解析を実施しなければならない．このような解析においては，大開駅付近の地盤特性が必要となる．大開駅付近におけるボーリング試験結果のN値から解析で必要となる地盤材料物性値を算定用いた．表3に地盤物性値を示す<sup>4)</sup>．

### 入力地震動

構造物に徐々に荷重を加えるため，長周期のsin波を用いてプッシュオーバー解析を行うことが一般的である．本解析では時間と加速度が比例関係である長周期波形を用いた．図6に作成した入力波形を示す．これを解析モデルの底面粘性境界に介して入力した．

### 解析方法

トンネル横断方向を対象として有限要素法による



a) 片持ち形式      b) 水平ローラー形式

図1 静的プッシュオーバーモデル

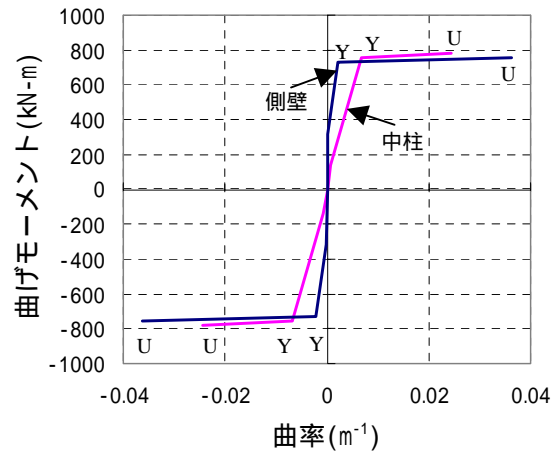
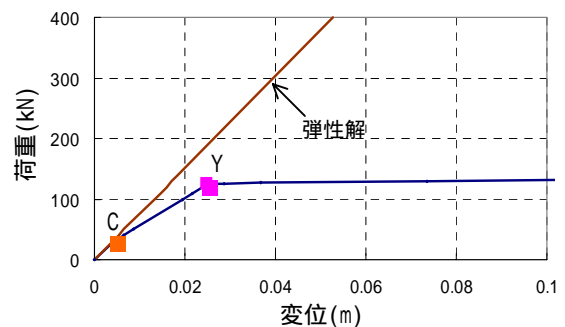


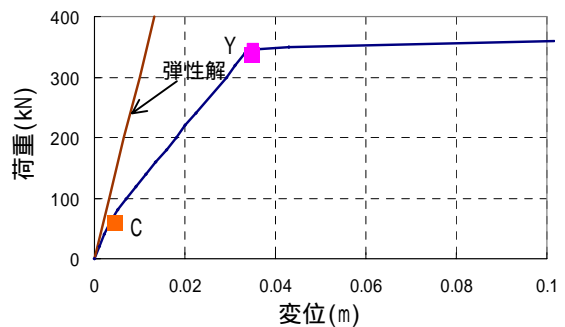
図2 側壁と中柱の復元力特性

表1 構造物の諸元<sup>2)</sup>

構造部材	部材厚 (m)	断面積 (m <sup>2</sup> )	断面2次モーメント (m <sup>4</sup> )	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	弾性係数 (kN/m <sup>2</sup> )	ポアソン比	減衰定数
中柱	0.40	0.11	0.0053	24	$3.1 \times 10^7$	0.2	0.05



1) 片持ち形式



2) 水平ローラー形式

図3 静的解析による荷重と変位の関係

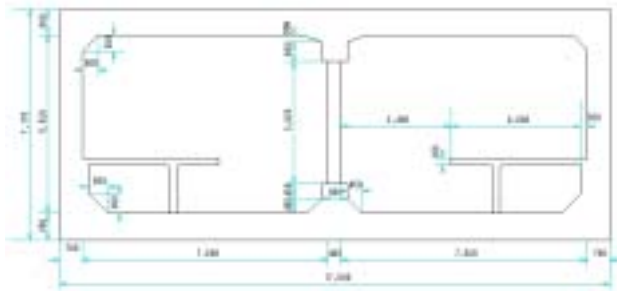


図4 対象構造物の断面図<sup>1)</sup>

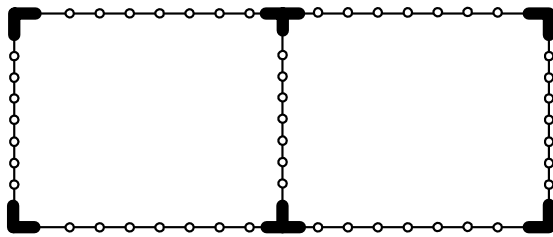


図5 構造部材モデル

表2 構造物の諸元<sup>2)</sup>

構造部材	部材厚 (m)	断面積 (m <sup>2</sup> )	断面2次モーメント (m <sup>4</sup> )	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	弾性係数 (kN/m <sup>2</sup> )	ポアソン比	減衰定数				
上床版	0.80	1.20	0.1440	24	3.0*10 <sup>7</sup>	0.2	0.05				
		0.80	0.0427								
		0.87	0.0541								
下床版	0.85	1.28	0.1727								
		0.85	0.0512								
		1.28	0.1727								
側壁	0.70	0.70	0.0286								
		1.05	0.0965								
中柱	0.80	1.00	0.0833					3.1*10 <sup>7</sup>			
	0.40	0.11	0.0015								

表3 地盤物性値<sup>3)</sup>

地盤深さ	地盤種類	せん断波速度 (m/s)	せん断弾性係数 (kN/m <sup>2</sup> )	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン比	減衰定数
0~2.3m	沖積粘性土	100	1.94*10 <sup>4</sup>	19	0.427	0.05
2.3~5.75m	沖積砂質土	130	3.28*10 <sup>4</sup>	19	0.489	
5.75~7.02m	洪積粘性土	160	4.96*10 <sup>4</sup>	19	0.493	
7.02~12.1m	洪積砂質土	160	4.96*10 <sup>4</sup>	19	0.496	
12.1~17.2m	洪積粘性土	240	1.12*10 <sup>5</sup>	19	0.490	
基盤面	洪積砂礫	330	2.22*10 <sup>5</sup>	20	0.487	

非線形地震応答解析プログラムである7s- でプッシュオーバー解析を実施した。図7に解析メッシュ図を示す。ただし、隅角部は剛域を考慮し剛体はり

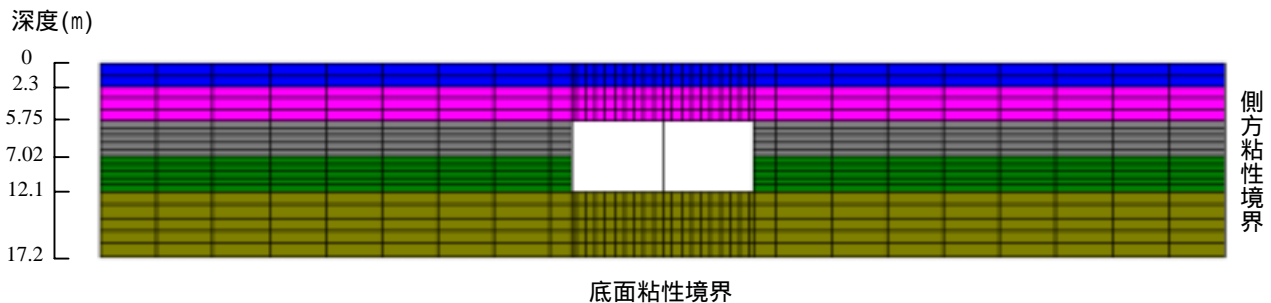


図7 解析メッシュ図

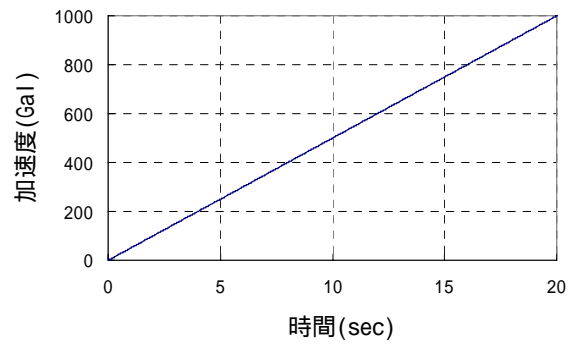


図6 長周期入力加速度

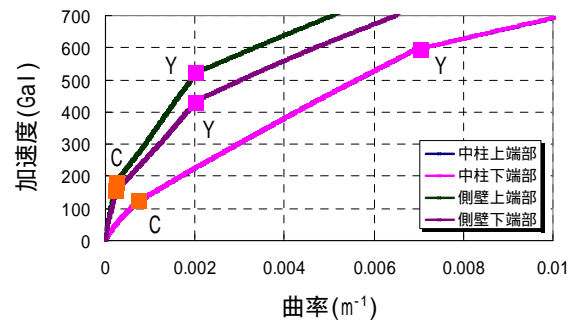


図8 加速度と曲率の関係

要素によりモデル化した。また、モデルの境界条件はモデル底部と側部に粘性境界要素を設置した。地盤は平行多層と考え表3に示すように比較的軟弱な地盤を設定し平面ひずみ要素にてモデル化した。

#### 2.4 解析結果

加速度と曲率の関係を図8に示す。中柱上下端では同じ形状となり、側壁上下端では異なる形状となった。これらの結果よりボックスカルバートが崩壊する順序を表4に示す。中柱でひび割れ発生後に側壁においてひび割れが生じた。その後、中柱は側壁に比べて早期で曲げ降伏に至った。加速度と変形の関係とともに曲げの損傷状況を図9に示す。入力加速度が増大するにつれて層間変形角も増大していき、770Galの加速度を与えると中柱は限界変位に達し、810Galの加速度を与えると側壁は限界変位に達して層間変形角が1/100となった。これよりかぶりコンクリートが剥離することが考えられる<sup>5)</sup>。また、図10の各入力加速度における破壊状況から側壁は中柱に比べて曲げによる損傷が先行している。よって、この影響により中柱に上載荷重などが増大

して作用することになる。その後、両側壁に作用していた軸力などが中柱に作用して耐えられず破壊し、上床版が中央位置に亀裂が発生して折れ曲がったことが考えられる。

### 3 被害分析における損傷の評価方法

#### 3.1 曲げによる損傷の評価

各要素から作用曲率と各部材の降伏曲率 $\theta_y$ と終局曲率 $\theta_u$ を比較することにより曲げ損傷の判定を行った。

#### 3.2 せん断による損傷の評価

有限要素モデルを用いた解析の場合は、斜めひび割れの進展やせん断補強筋のひずみ等を求めることができるが、断面内の節点力から作用せん断力を算定することも可能である。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標準示方書[構造性能照査]<sup>6)</sup>の棒部材を用いて算出した。

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。

$$V/V_y > 1 \quad (3.1)$$

$V$  : 断面に生じるせん断力(kN)

$V_y$  : 断面のせん断耐力(kN)

せん断耐力 $V_y$ は式3.2に示すようにコンクリートの負担分 $V_c$ とせん断補強筋鋼材の負担分 $V_s$ の和で表すこととしている。せん断補強筋鋼材の負担分 $V_s$ はせん断補強鋼材の降伏を仮定し、圧縮斜材角を45度としたトラス理論から算定されるものである。したがって、せん断耐力 $V_y$ もせん断補強筋鋼材の降伏に対応した耐力を与えることになる。

$$V_y = V_c + V_s \quad (3.2)$$

せん断補強筋を用いない棒部材のせん断耐力 $V_c$ は式3.3となる。 $V_c$ に及ぼすコンクリートの強度や部材高さや鉄筋比および軸方向力の影響を考慮して導かれたものである。

$$V_c = \beta_d \beta_p \beta_n f_{vc} b_w d \quad (3.3)$$

$$f_{vc} = 0.20 \sqrt[3]{f'_c} \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$\beta_d = \sqrt[4]{1/d} \quad (d : \text{m})$$

ただし、 $\beta_d > 1.5$ の場合は1.5とする。

$$\beta_p = \sqrt[3]{100P_v}$$

表4 破壊進展順序

	側壁		中柱	
	上端	下端	上端	下端
曲げひび割れ				
曲げ降伏				

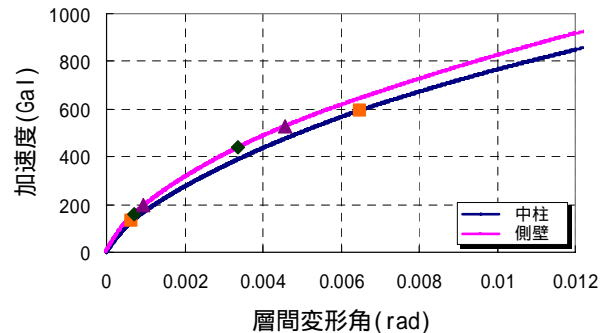
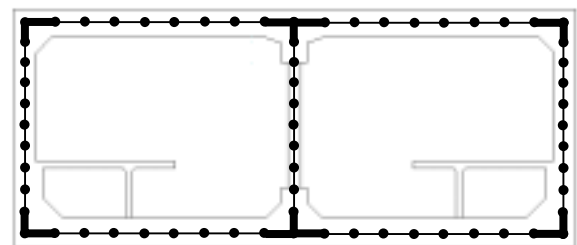
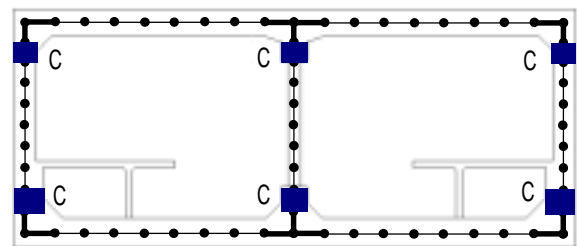


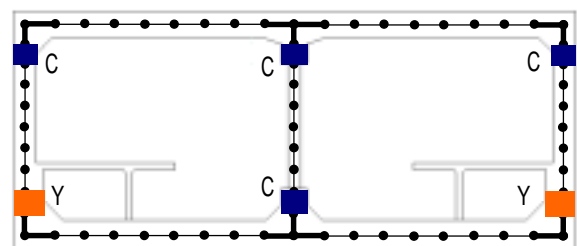
図9 加速度と層間変形角の関係



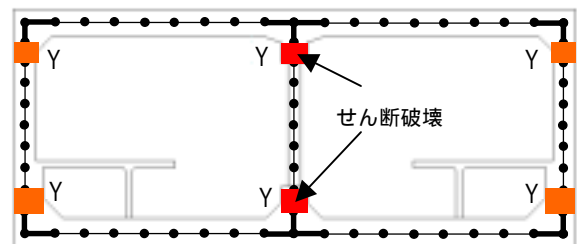
(a) 100Gal



(b) 300Gal



(c) 500Gal



(d) 700Gal

図10 各加速度における破壊状況

ただし， $\beta_p > 1.5$ の場合は1.5とする．

$$\beta_n = 1 + M_0 / M_d \quad (N_d \geq 0 \text{の場合})$$

ただし， $\beta_n > 2$ となる場合は2とする．

$$\beta_n = 1 + 2M_0 / M_d \quad (N_d < 0 \text{の場合})$$

ただし， $\beta_n < 0$ となる場合は0とする．

$f'_c$  : コンクリートの圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$N'_d$  : 軸方向圧縮力 (kN)

$M_d$  : 設計曲げモーメント (kN-m)

$M_0$  : 設計曲げモーメント  $M_d$  に対する引張縁において，軸方向力によって発生する応力を打ち消すのに必要な曲げモーメント (kN-m)

$b_w$  : 有効幅 (mm)

$d$  : 有効高さ (mm)

$$P_v = A_s / (b_w d)$$

$A_s$  : 引張側鋼材の断面積 (mm<sup>2</sup>)

せん断補強筋鋼材により受け持たれるせん断耐力  $V_s$  は式3.4となる． $V_s$  はスターラップと帯鉄筋および折曲鉄筋が受け持つことのできるせん断力である．

$$V_s = (A_w f_{wy} / S_s) z \quad (3.4)$$

$A_w$  : 区間  $S_s$  におけるせん断補強筋の総断面積 (mm<sup>2</sup>)

$f_{wy}$  : せん断補強筋の降伏強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$S_s$  : せん断補強筋の配置間隔 (mm)

$$z = d / 1.15$$

軸力以外は，構造諸元から決定するものである．今回対象としたボックスカルバートは各部材に生じる軸力は応答によって変動する．したがって本解析ではこの  $\beta_n$  を応答軸力に応じて変動させる．ただし， $\beta_n$  に用いる  $M_d$  は示方書では設計曲げモーメント値を用いることになっているが応答解析では作用曲げモーメントが逐一変化する．曲げモーメントの値が小さい場合は， $\beta_n$  が非常に大きくなり  $\beta_n > 2$  の条件に達して軸力の効果を正確に反映できなくなる．そのため， $M_d$  は以下に示すように解説で記述されている値を用いることとした．

$$M_d = M_u / 2$$

$M_u$  : 断面の曲げ耐力 (kN-m)

( 死荷重のみが作用する時の軸力より )

この場合，構造物の応答によって変動するのは  $\beta_n$  のみとなる．本解析では，この  $\beta_n$  を解析によって得られる応答軸力に応じて変動させた．

#### 4. 非線形動的応答解析

##### 4.1 解析概要

構造物の動的挙動を把握するために構造物と地盤は連成系としてモデル化した．使用プログラムは有限要素法による非線形地震応答解析プログラム7s-を用いた．構造物諸元と地盤物性値はそれぞれ動的プッシュオーバー解析と同様に表2と表3の値を用いた．入力地震動は兵庫県南部地震で観測された地表面水平方向の加速度記録より重複反射論に基づいて基盤加速度を算出し入力した<sup>7)8)</sup>．図3に時刻歴波形を示す．なお，大開駅付近の地盤は地盤深さ17.2mより深い地盤ではN値が増大していることからこの位置を基盤面とした．

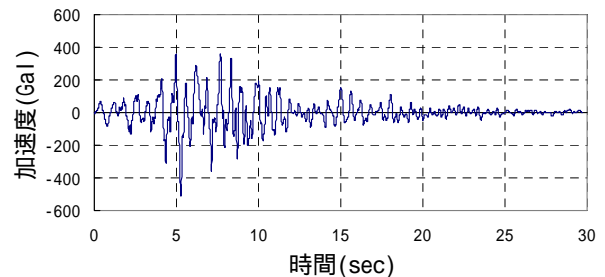


図11 入力地震動波形

##### 4.2 解析結果

###### 相対変位

図12に上下床版間の時刻歴相対変位を示す．各部材ともに地震波が卓越した時刻において相対変位も卓越していて地震動が減衰すると相対変位も小さくなる．また，中柱で最も大きく変形している．

図15(a)に中柱最大相対変位時の分布図に示すとおり側壁は中柱と異なる挙動となった．このときの中柱の最大相対変位は12.9mmであり，設計で想定する地震のときに構造物に許容する最大変位である限界変位と比べて小さな値となる．よって，層間変形角の規定である0.01の許容値範囲内<sup>5)</sup>となり，かぶりコンクリートの剥落などの被害は回避されることになる．

###### 軸力

図15(b)より中柱で最大軸力が作用している．中柱は側壁に比べて大きな値を示した．

###### せん断力

図13に各部材における時刻歴作用せん断力を示す．ここでは，応答軸力により変動するせん断耐力を併記している．地震動が卓越したと同時にせん断力も卓越した．しかし，中柱の上端部はせん断力がせん断耐力に接近したため5.08secでせん断破壊あるいはせん断耐力を上回った8.41secでせん断破壊したと判断した．下端部で左右側壁と中柱に作用するせん断



力はほぼ同等な値となった。また、中柱において作用せん断力はせん断耐力の設計値を上回る結果となった。図15(b)に断面分布状況を示す。奥行き方向3.5m間隔に1本の割合で中柱が配置されているために奥行き方向に曲げモーメントを平均化するために3.5mあたりの断面力を示している。ほとんどの要素で最大せん断力が作用し、側壁と床版の隅角部で最も大きな値となった。

曲率

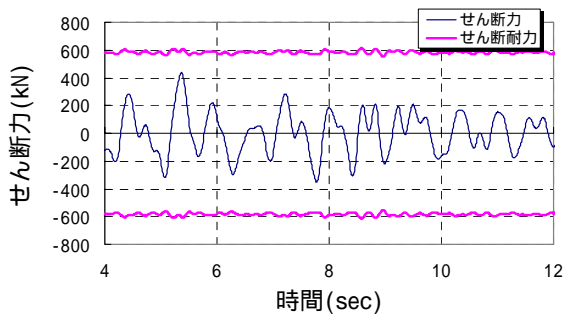
図14に各部材における時刻歴曲率を示す。せん断力同様に曲率も地震動が卓越した時刻とほぼ同時刻で最大曲率となっている。また、側壁は曲げ降伏曲率に到達せず、中柱は曲げ降伏曲率を上回り曲げ降伏する。

曲げモーメント

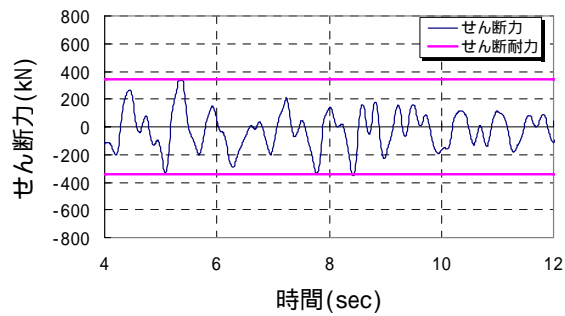
図15(d)に断面分布図を示す。隅角部における曲げモーメントが大きな値となり、土圧の影響で高次の分布形状となっている。これは大きな層間変形に伴い、このような形状を示している。

4.3 大開駅の崩壊メカニズム

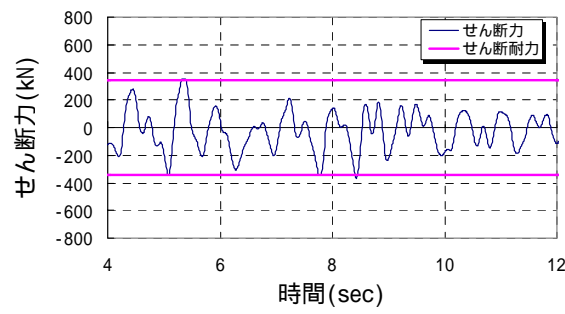
表5に破壊モード結果を示し、破壊状況を図16に



(a) 左側壁下端

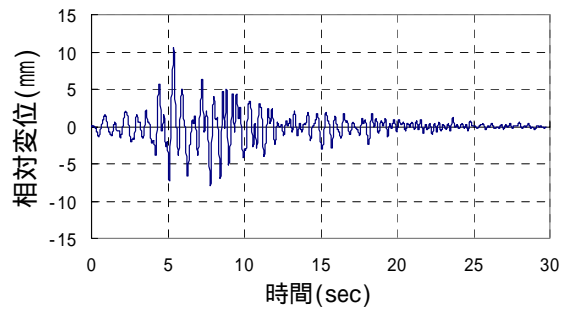


(b) 中柱上端

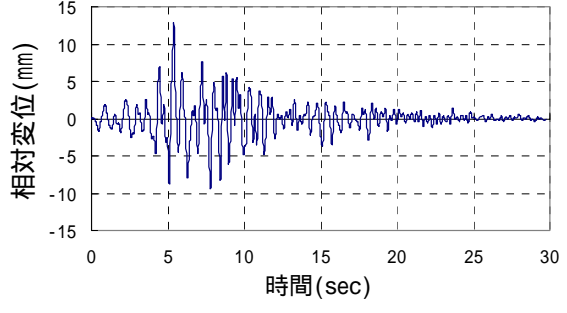


(c) 中柱下端

図13 時刻歴せん断力(主要動)

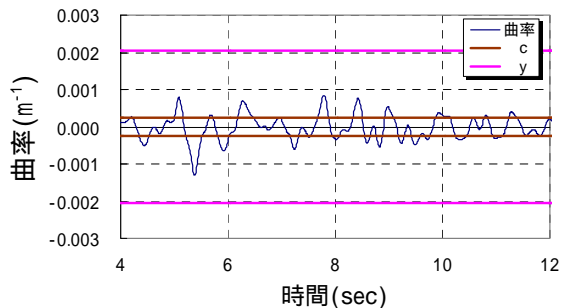


(a) 左側壁

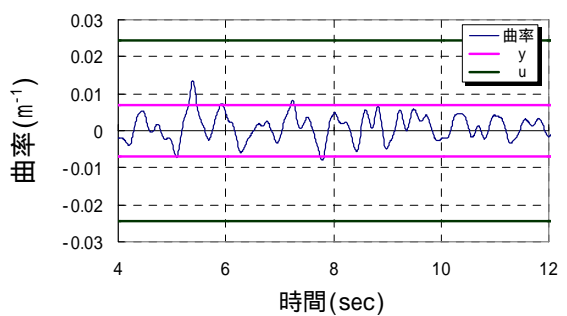


(b) 中柱

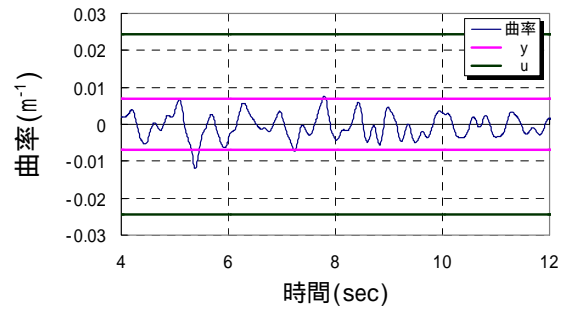
図12 上下床版間の時刻歴相対変位



(a) 左側壁下端



(b) 中柱上端



(c) 中柱下端

図14 時刻歴曲率(主要動)

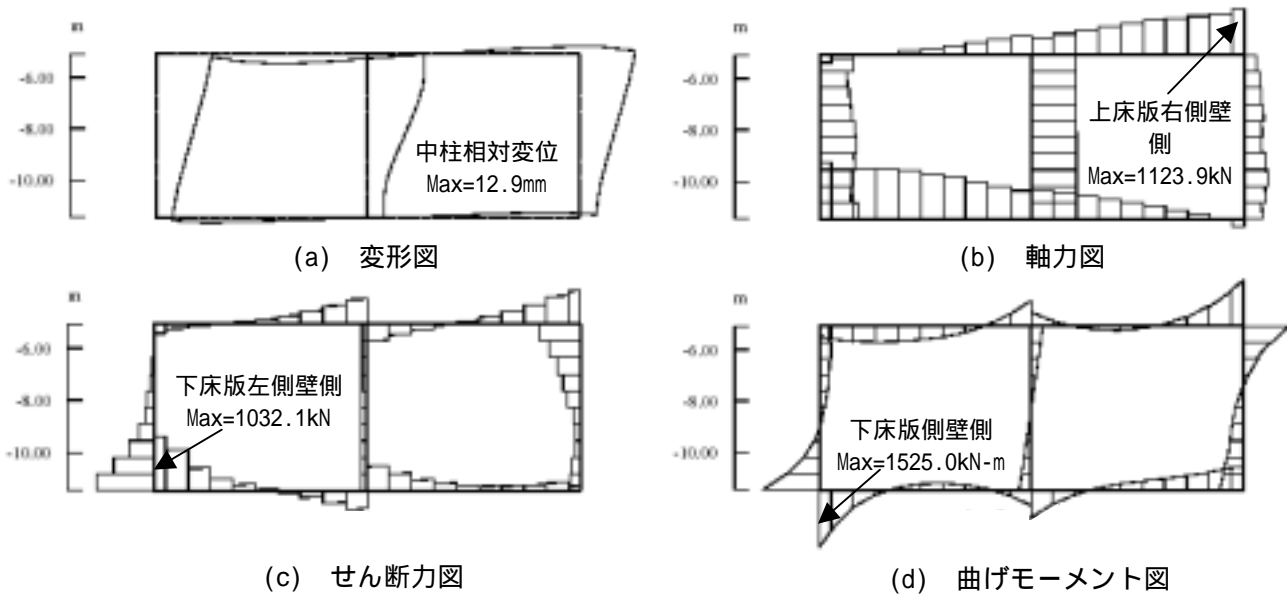


図15 中柱最大相対変位時の変形及び断面力図

示す．せん断力の結果より地震動が卓越したと同時にせん断破壊するケースと地震動が減衰してからせん断破壊するケースが考えられる．前者の場合はせん断破壊が曲げ降伏より先行するためにせん断破壊の力学性能を有する構造であると判断でき、後者の場合は曲げ降伏がせん断破壊より先行するために曲げ降伏先行型のせん断破壊の力学性能を有する構造であると判断できる．

以上より、大開駅の破壊順序は次のように考えられる．まず、側壁上端部あるいは下端部が曲げモーメントにより曲げひび割れが生じて水平剛性が低下

した．その結果、中柱の上下端間で相対変位が大きくなり中柱上端部あるいは下端部が破壊した．中柱の帯鉄筋は径9mmの丸鋼が350mm間隔で配置されているが作用する軸力が過大だったためにコンクリートのはらみだしを十分に拘束できず軸力により圧縮破壊した柱やせん断耐力を上回るせん断力が作用して脆性的な破壊をした柱が多く見られたと考えられる．写真1の被害状況と比較すると一致している．

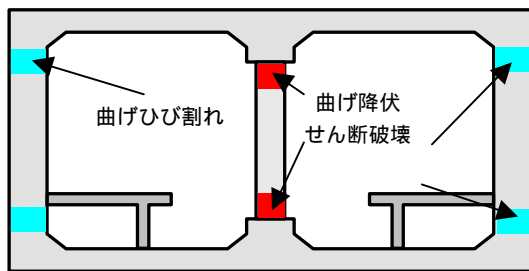


図16 ボックスカルバートの破壊箇所



写真1 中柱の破壊状況<sup>1)</sup>

表5 地震応答解析による検証結果

	左側壁		中柱		右側壁	
	上端	下端	上端	下端	上端	下端
最大変位 $\max$ (mm)	37.0	32.1	37.8	31.8	37.0	32.1
最大相対変位 $R$ (mm)	10.7		12.9		10.7	
最大層間変形角 $\max$ (rad)	$2.10 \times 10^{-3}$		$2.54 \times 10^{-3}$		$2.10 \times 10^{-3}$	
最大せん断力 $V_{\max}$ (kN)	282	442	356	365	282	442
最大耐力比 $V/V_y$	0.479	0.736	1.04	1.07	0.524	0.778
最大曲げモーメント $M_{\max}$ (kN-m)	435	562	823	801	434	560
最大曲率 $\max$ ( $m^{-1}$ )	0.0007	0.0013	0.0130	0.0120	0.0007	0.0013
せん断破壊時刻 (sec)	-	-	8.41	5.10	-	-
鉄筋降伏時刻 (sec)	-	-	5.32	5.32	-	-
破壊形式	曲げひび割れ		曲げ降伏先行型 せん断破壊 または せん断破壊先行型	せん断破壊 先行型	曲げひび割れ	

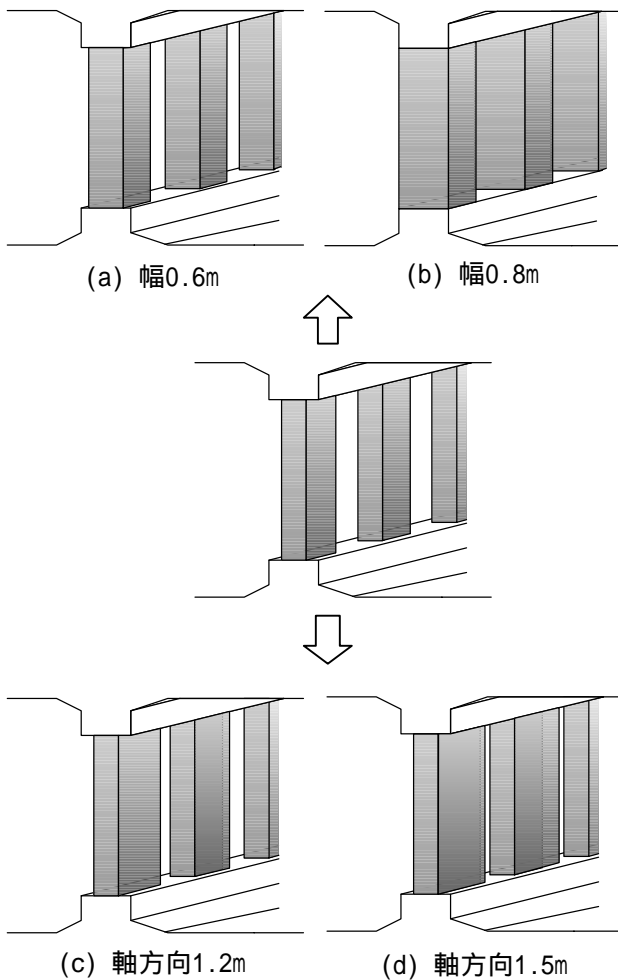


図17 中柱の断面ケース

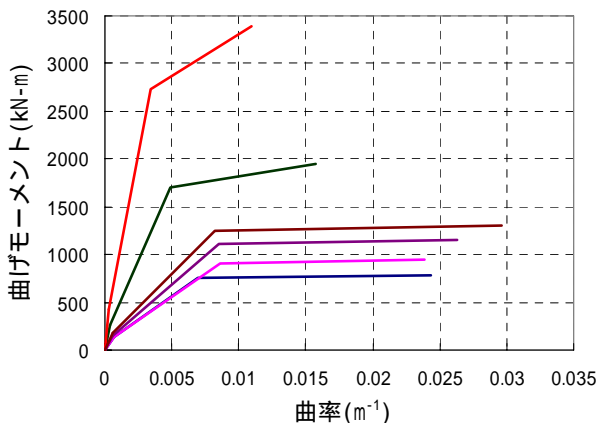


図18 各ケースにおけるM - 曲線

表6 各ケースにおけるM - 値

モデル	case1	case2	case3	case4	case5	case6
	原設計	異形鉄筋	幅0.6m	幅0.8m	軸方向1.2m	軸方向1.5m
$M_c$ (kN-m)	136.7	136.4	264.6	423.5	154.8	175.1
$\phi_c$ ( $m^{-1}$ )	0.00067	0.00067	0.00039	0.00027	0.00062	0.00058
$M_y$ (kN-m)	755.4	908.1	1701.3	2733.7	1109.336	1251.9
$\phi_y$ ( $m^{-1}$ )	0.00690	0.00861	0.00492	0.00346	0.00850	0.00826
$M_u$ (kN-m)	781.8	940.4	1949.0	3383.5	1151.8	1302.6
$\phi_u$	0.02435	0.02382	0.01574	0.01098	0.02629	0.02964

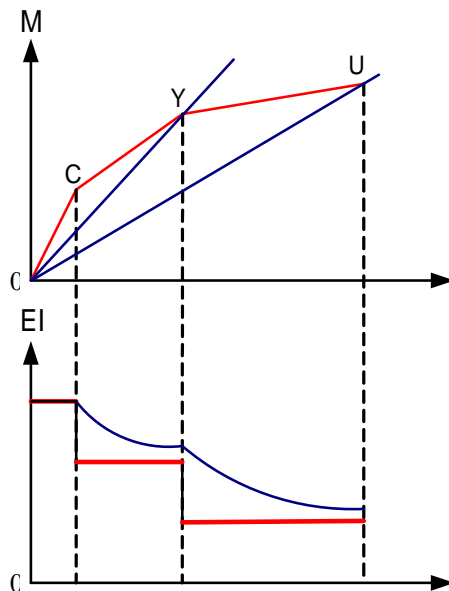


図19 M - φ関係と曲げ剛性変化<sup>8)</sup>

表7 割線勾配による曲げ剛性

モデル	case1	case2	case3	case4	case5	case6
	原設計	異形鉄筋	幅0.6m	幅0.8m	軸方向1.2m	軸方向1.5m
降伏時曲げ剛性	109	105	346	790	131	152
終局時曲げ剛性	32	39	124	308	44	44

## 5. 中柱の耐震性能に関する検討

中柱を有するボックスカルバートは前述したように中柱のせん断破壊が構造物全体の脆性的な被害に結びつく可能性がある．このため中柱の耐震性能が不足する場合は断面厚を増やすなどにより断面耐荷力を増大させるなどの対策が必要になる．そこで、せん断破壊の防止を目的とした図 17 に示す 4 種類の対策を対象としてそれぞれの対策による耐震性能の向上効果を検討した．

図 17(a)(b)は中柱の横断方向の幅を 1.5 倍(0.6m)と 2 倍(0.8m)に拡幅するケース（以下を拡幅タイプ）と図 17(c)(d)は中柱がトンネル軸方向に拡幅するケース（軸方向タイプ）である．これらとともに中柱の断面を増やすことによって耐荷力を増大させる対策の一例である．解析モデルおよび解析条件は前節の原設計のボックスカルバートに対する検討を基本として中柱の入力物性値を変更した．図 18 にそれぞれの中柱の骨格曲線を示し、表 6 にその値を示す．

### 5.1 ひび割れによる剛性低下<sup>9)</sup>

図 19 に曲げ部材(M-φ関係)とその曲げ剛性変化を示す．ひび割れを有する鉄筋コンクリート部材の剛性は荷重初期において弾性的に変化する．しかし、ひび割れ発生とともに曲げ剛性が低下し、その後ひび割れの進展によって低下していく．よって、降伏時あるいは終局時における曲げ剛性は初期剛性と比べて低下している．曲げ剛性はひび割れ点と降伏点および終局点をそれぞれ結んでできる接線剛性と原

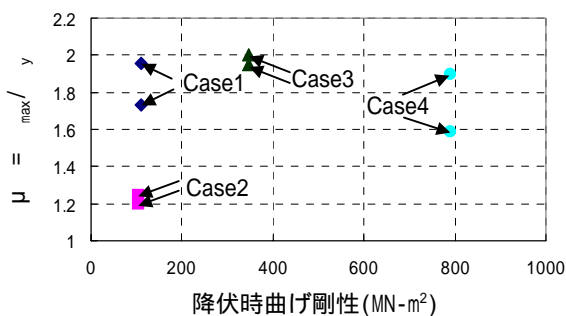


表8 中柱の曲げ照査

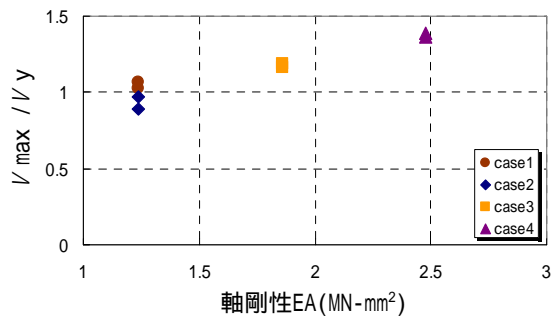
モデル		max	v	u	max / v	max / u
Case1 原設計	上端	0.0135	0.00690	0.02435	1.956	0.554
	下端	0.0120			1.734	0.491
Case2 異形鉄筋	上端	0.0107	0.00861	0.02382	1.244	0.450
	下端	0.0103			1.198	0.433
Case3 幅0.6m	上端	0.0099	0.00492	0.01574	2.005	0.627
	下端	0.0096			1.947	0.609
Case4 幅0.8m	上端	0.0055	0.00346	0.01098	1.586	0.500
	下端	0.0066			1.896	0.597
Case5 奥行き1.2m	上端	0.0103	0.00850	0.02629	1.216	0.393
	下端	0.0102			1.199	0.388
Case6 奥行き1.5m	上端	0.0100	0.00826	0.02964	1.214	0.338
	下端	0.0090			1.090	0.304

表9 中柱のせん断照査

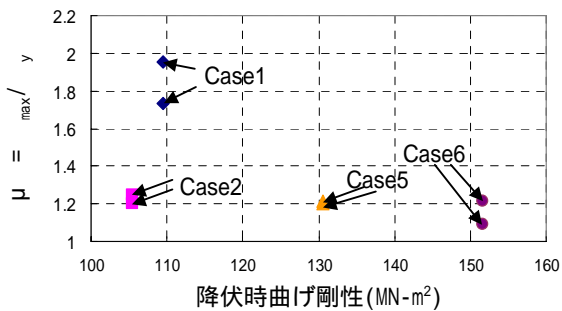
解析モデル		時刻(sec)	$V_{max}$ (kN)	$V_{max} / V_y$
Case1 原設計	上端	8.41	355.6	1.03
	下端	5.31	365.3	1.07
Case2 異形鉄筋	上端	-	397.7	0.89
	下端	-	433.1	0.97
Case3 幅0.6m	上端	5.06	817.3	1.16
	下端		843.1	1.19
Case4 幅0.8m	上端	5.05	1331.7	1.36
	下端		1363.2	1.39
Case5 奥行き1.2m	上端	5.34	477.9	1.07
	下端	5.32	532.9	1.19
Case6 奥行き1.5m	上端	-	552.2	0.88
	下端	-	592.1	0.94



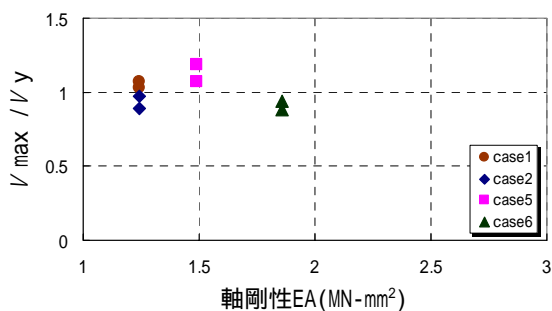
(a) 拡幅タイプ



(a) 拡幅タイプ

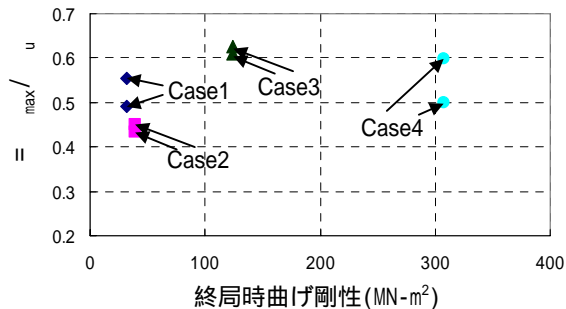


(b) 軸方向タイプ

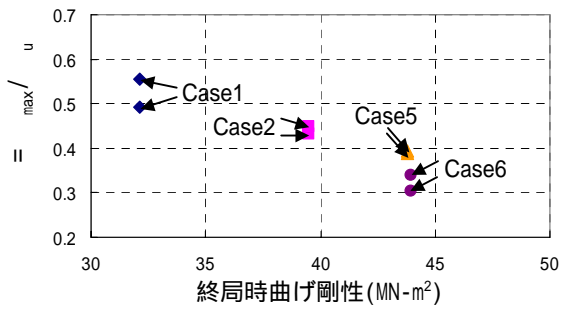


(b) 軸方向タイプ

図20 降伏時曲げ剛性と曲率塑性率の関係



(a) 拡幅タイプ



(b) 軸方向タイプ

図21 終局時曲げ剛性と破壊率の関係

図22 せん断耐力比と軸剛性の関係

点と降伏点あるいは終局点を結んだ割線剛性がある。今回は降伏時と終局時の割線剛性を用いた。割線勾配より算出した曲げ剛性の値を表7に示す。

### 5.2 曲げに関する比較照査

表8に中柱の曲げに関する照査をまとめた。図20に降伏時の曲げ剛性と曲率塑性率の関係を示す。拡幅タイプの比較では原設計と同じ断面において異形鉄筋を用いた場合が最も曲率塑性率が低下した。また、軸方向タイプは曲率塑性率の変化が顕著に表れない。図21に終局時の曲げ剛性と破壊率の関係を示す。破壊率とは最大応答曲率を終局曲率で除した値である。拡幅タイプは破壊率の変化が顕著に表れず、軸方向タイプは軸方向を増やすことによって破壊率が低下している。これより、断面を軸方向に増厚すると耐震向上効果が期待できる可能性があると考えられる。

### 5.3 せん断に関する比較照査

表9に中柱のせん断に関する照査をまとめた。図

22 にせん断耐力比と軸剛性の関係を示す。拡幅タイプは断面積が増大するにつれてせん断耐力比も増大し、せん断破壊する可能性が高くなる。一方、軸方向タイプはせん断耐力比が低下するといった結果が顕著に表れなかったが、せん断破壊に至る可能性は拡幅タイプと比べて低下すると考えられる。

## 6. まとめ

兵庫県南部地震で脆性的に破壊したボックスカルバートの中柱に着目して非線形動的応答解析を実施し、ボックスカルバートの中柱や側壁に作用する断面力を算出して耐力照査を行った。対象とした構造物は兵庫県南部地震で被災した神戸高速鉄道大開駅とした。また、中柱の力学特性を把握するために中柱単独の静的プッシュオーバー解析や構造物地盤の一体型モデルで動的プッシュオーバー解析を実施し、中柱に生じる変形や断面力を算出して耐力照査した。また、せん断破壊防止のために断面厚を増やして耐震向上効果を検討した。以下に本研究で得られた知見を示す。

周辺地盤に拘束されているボックスカルバートは地上構造物同様に大規模地震が発生した際に甚大な被害を受ける。

原設計で側壁は曲げ降伏の力学特性を有する構造であり、中柱は曲げ降伏先行型せん断破壊あるいはせん断破壊先行型の力学特性を有する構造である。

大開駅は側壁にひび割れが生じて水平剛性が低下して中柱に作用する軸力やせん断力が過大となり、圧縮破壊やせん断破壊したと予想される。

断面方向に中柱を拡幅する手段よりトンネル軸方向に中柱の断面を増やすことによりせん断破壊防止

を抑制することができるため耐震向上が期待できる。

謝辞：本研究を行うにあたり、吉川弘道教授、栗原哲彦講師、東電設計株式会社の松原勝巳氏、久保賀也氏、株式会社ユニックの前原達也氏にはご指導ご鞭撻を受け賜りました。ここに厚く御礼申し上げます。

## 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の災害復旧の記録，1997.1  
<http://www.lib.kobeu.ac.jp/directory/eqb/book/11-276>
- 2) 浜田信彦，清野純史，李圭太：河川堤体に近接する地中構造物の地震時挙動に関する比較検討，第58回土木学会年次学術講演会，pp355～356，2003
- 3) 笹川基史，嶋村貞夫，河西寛，福田尚晃：地中構造物の耐震性能に関する一考察，第10回日本地震シンポジウム，pp2009～2014，1998
- 4) 廣戸敏夫，梅原俊夫，青木一二三，中村晋，江崎順一，末富岩雄：神戸高速鉄道・大開駅の被害とその分析，阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集，pp247～254，1996
- 5) 土木学会：原子力発電所屋外重要構造物の耐震性能照査指針・同マニュアル，pp120～122，2002.5
- 6) 土木学会：コンクリート標準示方書[2002年制定]構造物性能照査編，2002.3
- 7) 金井清，田治見宏，大沢胖，小林啓美：建築構造学大系1 地震工学，株式会社彰国社，pp164～168，1968
- 8) 土木学会：地震応答解析と実例，pp47～62，1973.1
- 9) 吉川弘道：鉄筋コンクリートの解析と設計，丸善，pp214～219，1995

## NONLINEAR BEHAVIOR OF BOX CULVERT STRUCTURE UNDER STRONG MOTIONS AND SEISMIC PERFORMANCE ASSESSMENT

KAZUHIRO SAWADA

The present paper deals with The Daikai subway station of Kobe Rapid Transit System that was seriously damaged during Hyogoken-Nanbu earthquake in 1995. It aims to clarify the damage situation and the cause. Nonlinear hysteresis modeling for reinforced concrete members of box culvert is introduced. Then, the nonlinear dynamic analysis under the strong earthquake motion is executed. It is concluded that the center columns fail in shear after the yield of side walls and center columns. It's also found by parametric simulation that a sectional area increase in the longitudinal direction of box culvert leads to increase of seismic performance of center column on the box culvert.