

ボックスカルバートの非線形動的応答解析と 中柱の靱性評価

学生氏名 笠原 啓
指導教員 吉川 弘道

本論は、兵庫県南部地震で甚大な被害が生じた地中構造物（RC ボックスカルバート）を対象に、特に被害が集中した中柱に着目した。また、2次元 FEM を用いた動的ブッシュオーバー解析および非線形動的応答解析を実施した。さらに、地震時のような繰返し作用によるせん断耐力の低下について、Priestley らの劣化モデルを拡張したせん断耐力劣化モデルを、本検討の照査で導入した。

その結果、地中構造物の保有性能および地震時破壊モードを合理的に評価することができた。また、中柱を対象とした数値シミュレーションより、解析結果は過去の実験結果とほぼ同じ傾向を示し、導入したせん断耐力劣化モデルは、せん断耐力の劣化を合理的に評価する手法であることを確認した。

Key Words : RC box-culvert, center pillar, push-over analysis, non-linear dynamic analyses, shear degradation, ductility evaluation

1. はじめに

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（神戸高速鉄道・大開駅）は極めて大きな損傷を受けた構造物の一つである。

同地震での被害は、わが国において初めての地中構造物横断面の被害であり、その破壊モードについて調査・研究することは、地中構造物の耐震設計を考える上で重要である。これまで、大開駅を対象とした被害分析は数多くなされてきており、中柱のせん断破壊あるいは曲げせん断破壊により頂版を支持するという中柱の機能を喪失し構造系の崩壊に至ったことが明らかになっている¹⁾。

開削トンネル等のトンネル構造物については、同地震以前の設計法では、主にトンネル縦断方向の耐震設計を中心に規定されており、トンネル横断方向の耐震設計は必須とはなっていなかった。このような設計上の取扱いが行われてきた背景には、

レベル 1 地震動クラスでは通常、地震動は地表より地中部のほうが小さく、また、地中構造物は周辺地盤に囲まれていて自己振動しないため、一般に地上構造物に比べて作用する地震動が小さい。

兵庫県南部地震以前は、トンネル構造物は大規模地震の洗礼を受けていなかったため、断層のずれに起因する山岳トンネルの被害を除けば、横断方向には大きな地震被害事例がなかった。

という 2 点が考えられる。このため、横断方向については、レベル 1 地震動およびレベル 2 地震動クラスに対して原子力発電所屋外重要土木構造物を除けば耐震設計が実施された事例は殆どなかった。これより、同地震以前の設計法の問題点として、横断方向に対する耐震設計の必要性が十分に認識されていなかったことが挙げられる。

これらを受けて、現在、土木学会が行ってきた土木構造物の耐震設計法に関する一連の提言²⁾に基づいた形で、地中構造物の耐震照査技術の向上が図られている³⁻⁵⁾。

また、同地震以降、せん断破壊はもちろんのこと、地震時のような繰返し作用による曲げ損傷からせん断破壊型への移行は、耐震設計上重要な課題となっている。一般に、鉄筋コンクリート部材のせん断耐力式を設計や性能照査に用いる場合、地震時のような繰返し作用による耐力低下を懸念して、しばしば評価値を低減するための安全係数が設けられてきた。しかし、繰返し作用は耐力よりもむしろ靱性を低下される効果があることが指摘されており、現在では、繰返し作用と靱性低下度合の関係という観点からの研究が多くなされている⁶⁻¹⁰⁾。

これらの背景を受けて、本研究では、ボックスカルバート構造物を対象に、脆性的破壊が生じた中柱に着目して、被災構造物の地震時挙動・損傷状況および保有性能を把握するとともに、ボックスカルバートという構造物の観点から繰返し作用が変形性能に与える影響について、動的劣化せん断耐力評価方法（せん断耐力劣化モデル）を用いて解析的検討を行った。

2. 破壊形式の判定と靱性およびせん断耐力評価

(1) 破壊形式の分類

鉄筋コンクリート柱部材（以下、RC 柱部材）の破壊形式は、曲げ破壊、せん断破壊、曲げ降伏後のせん断破壊（以下、曲げせん断破壊）に分類することができる。

これらの破壊形式は、図-1、図-2 のような模式図によって明瞭に説明することができる。これは、部材の保有している曲げ耐力とせん断耐力の大小関係、すなわち、RC 部材の包絡線（荷重～変位関係）とせん断耐力劣化曲線の交差関係から識別するものである。

曲げ破壊は、主鉄筋の降伏以降、水平耐力を保持したまま塑性変形した後、安定した破壊に至る。これは帯鉄筋が適切に配置され、せん断余裕度が高い場合に生じる破壊形式である（図-1(a)、図-2(a)）。一方、主鉄筋降伏前に帯鉄筋が降伏し、急激な耐力低下を引起すことで、脆性的破壊形態となるせん断破壊は、靱性が乏しく、設計上回避する必要がある（図-1(b)、図-2(b)）。また、主鉄筋が降伏した後、地震のような繰り返し作用によって徐々に耐力低下が生じ、曲げ損傷からせん断破壊に移行するタイプもあり、これを曲げせん断破壊と呼び、せん断破壊同様に回避すべき破壊形式である（図-1(c)、図-2(c)）。

これら破壊形式の分類と靱性評価について、本章では、以下のように静的・動的破壊形式に分けて説明する。

a) 静的破壊形式の判定

静的破壊形式の判定では、プッシュオーバー解析による荷重～変位関係を想定するものである。図-1 は、縦軸をせん断力 V 、横軸を層間変形角 R （頂・底版間の水平相対変位を構造物高さ H で除したもの： $R = \Delta / H$ ）として図化したもので、図中には柱部材の荷重～変位関係である $V_{resp} \sim R$ 曲線および柱部材大変形に伴うせん断劣化曲線 $V_y \sim R$ 曲線を併記したものである。これら両曲線から、以下のように破壊形式とそのときの靱性率 μ_R を求めることができる。

- 曲げ破壊

$$\mu_R = \mu_u \quad (1)$$

- せん断破壊

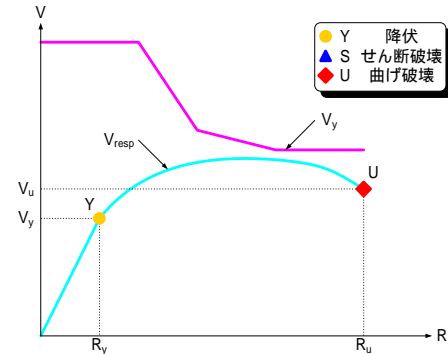
$$\mu_R < 1 \rightarrow \mu_R = \mu_s \quad (2)$$

- 曲げせん断破壊

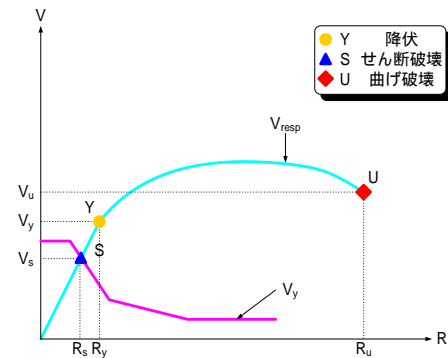
$$1 < \mu_R < \mu_u \rightarrow \mu_R = \mu_s \quad (3)$$

$\mu_R = R_{resp} / R_y$: 層間変形角における靱性率
 R_{resp} : 応答層間変形角
 R_y : 降伏時の層間変形角

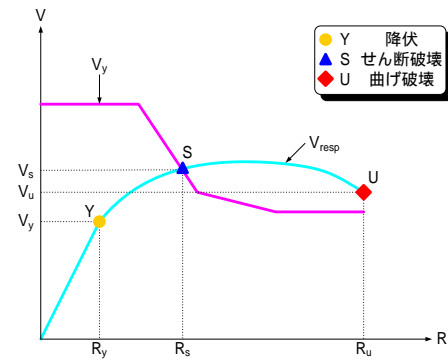
$\mu_u = R_u / R_y$: 曲げ終局時の靱性率
 R_u : 曲げ終局時の層間変形角
 $\mu_s = R_s / R_y$: せん断破壊時の靱性率
 R_s : せん断破壊時の層間変形角



(a) 曲げ破壊



(b) せん断破壊



(c) 曲げせん断破壊

図-1 静的破壊形式の判定

b) 動的破壊形式の判定

動的破壊形式では、ランダムな地震荷重が作用したときの動的応答を想定するものである。図-2(a)～(d)は、いずれも、応答せん断力 V_{resp} およびせん断耐力 V_y を併記したものの（上図）、塑性ヒンジ位置での応答曲率 κ_{resp} （下図）を、時刻歴上にて図化・対比したものである。時間 T の関数となる各動的応答値に対して、せん断の場合、 $V_{resp}(T)$ と $V_{y0}(T)$ および $V_{yk}(T)$ との大小比較、曲げの場合、 κ_{resp} と κ_u との大小比較によって破壊判定がなされる。つまり、以下のように分類・定義される。ただ

し、動的破壊形式では、非破壊が加わることを付記する。

- 曲げ破壊

$$V_{resp}(T) < V_{yk}(T) \quad , \quad \phi_{resp}(T) > \phi_u \quad (4)$$

$$\rightarrow \mu_R = \mu_u$$

- せん断破壊

$$V_{resp}(T) > V_{y0}(T) \quad , \quad \phi_{resp}(T) < \phi_u \quad (5)$$

$$\rightarrow \mu_R : \text{破壊時までの最大値}$$

- 曲げせん断破壊

$$V_{resp}(T) > V_{yk}(T) \quad , \quad \phi_{resp}(T) < \phi_u \quad (6)$$

$$\rightarrow \mu_R : \text{破壊時までの最大値}$$

- 非破壊

$$V_{resp}(T) < V_{yk}(T) \quad , \quad \phi_{resp}(T) < \phi_u \quad (7)$$

$$\rightarrow \mu_R = \mu_{resp}$$

V_{yk} : 劣化せん断耐力(kN)

V_{y0} : 初期せん断耐力(kN)

ϕ_{resp} : 応答曲率

ϕ_u : 終局時の曲率

(2) 動的劣化せん断耐力評価

ここでは、Priestleyらのせん断耐力評価⁹⁾を、動的ランダム応答へと拡張したせん断耐力評価(せん断耐力劣化

モデル)について述べる。これは、単柱のような単純構造部材を対象としている既往の研究⁷⁻⁹⁾を、ボックスカルバートのような不静定構造または塑性ヒンジが複数発生する構造物への適用を試みるものである。

まず、Priestleyらによる曲率靱性率 μ の関数として表されるせん断耐力劣化モデル⁹⁾を導入する。ただし、このモデルを初期せん断耐力によって正規化し、劣化係数として、後述の式(11)に用いるものである。さらに、実地震動を受けるRC構造物は、静的載荷実験のような漸増応答とは異なり、大小不規則な波が繰返されるランダム応答を示す。すなわち、最大応答変位量が同値の場合でも応答履歴の違いにより劣化の進行状況は異なると考えられる。また、Priestleyらのせん断耐力劣化モデルは、正負交番漸増載荷実験より同定されたものである。

従って、実地震動のようなランダムな変位を生じる場合に拡張する必要がある。そこで、累積損傷理論を活用し、ランダム応答を生じる繰返し荷重下におけるせん断劣化程度を定量的に評価するものとする。まず、時刻歴応答曲率より応答一波を認知・抽出し、応答一波ごとに劣化係数 k (以下、単発劣化係数)を算出する。ここで、既往の研究より、単発劣化係数 k はPriestleyらの劣化モデルを m ($0 < m < 1$)倍して劣化程度を緩和することが妥当と考え⁷⁻⁹⁾、Priestleyらの劣化モデルを拡張するものである(式(8))。なお、 k は、抽出された応答一波に、 $i=1,2,3\dots k$ と順次付番された番号を示す。

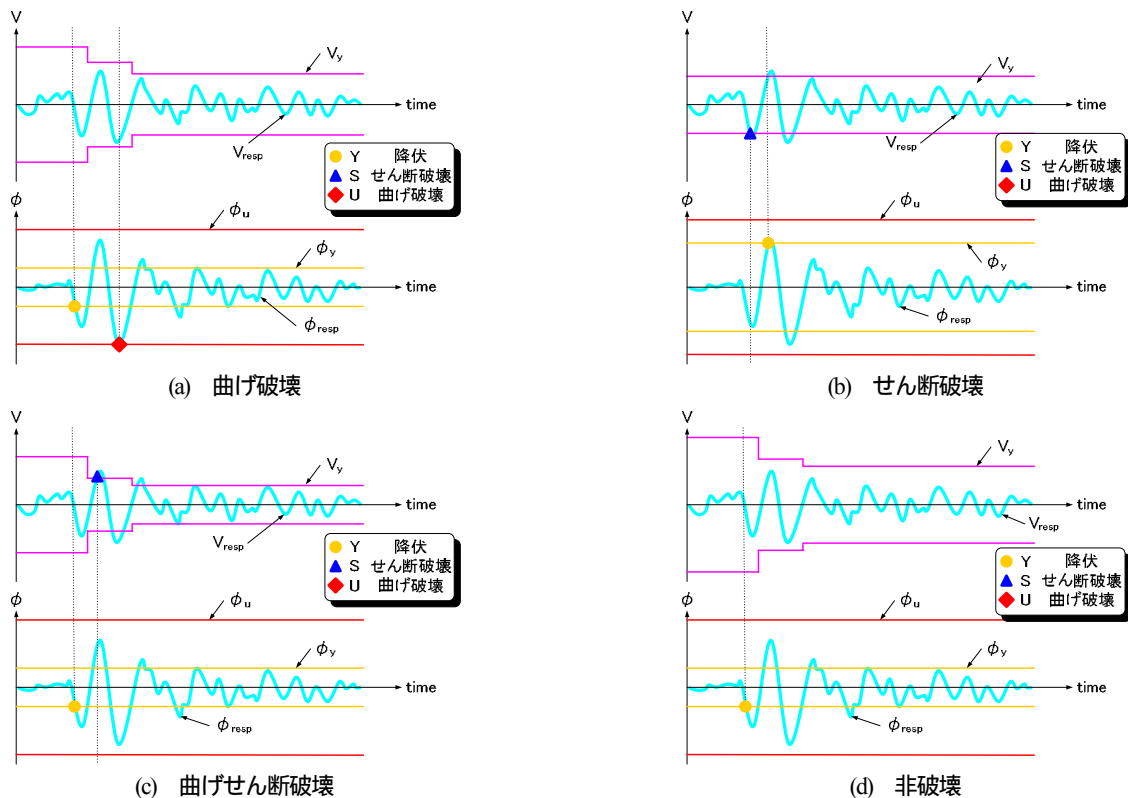


図-2 動的破壊形式の判定

・ 単発劣化係数

$$\begin{aligned} \mu_\phi < 3 & : \xi_k = 1 \\ 3 \leq \mu_\phi < 7 & : \xi_k = -0.1643m_{k-1}\mu_\phi + 0.492m_{k-1} + 1 \\ 7 \leq \mu_\phi < 15 & : \xi_k = -0.02143m_{k-1}\mu_\phi - 0.507m_{k-1} + 1 \\ 15 \leq \mu_\phi & : \xi_k = -0.828m_{k-1} + 1 \end{aligned} \quad (8)$$

$$\mu_\phi = \phi_{resp} / \phi_y : \text{曲率靱性率}$$

また、繰返しを受けるコンクリートの劣化は、その進行に伴い収束すると判断し、緩和係数 m は、せん断劣化係数 ξ_k 、定数 β 、進展係数 ζ_k の単調減少関数とした(式(9))。

・ 緩和係数

$$m_k = \beta \cdot \zeta_k^\gamma \quad (9)$$

なお、定数 β および進展係数 ζ_k は、本研究室における準静的載荷実験との対応関係より得られた、 $\beta = 0.7$ 、 $\zeta_k = 0.5$ の値を採用した⁹⁾。さらに、式(10)のような累乗則によってせん断劣化程度を更新する。

・ せん断劣化係数

$$\begin{aligned} \zeta_k &= \xi_1(m_0) \cdot \xi_2(m_1) \cdot \xi_3(m_2) \cdots \xi_k(m_{k-1}) \\ &= \prod_{i=1}^k \xi_1(m_{i-1}) \end{aligned} \quad (10)$$

従って、繰返しに伴う劣化せん断耐力 V_{yk} は式(11)により算定する。

・ 劣化せん断耐力

$$V_{yk} = \zeta_k \cdot V_{c0} + V_s \quad (11)$$

なお、コンクリートが負担するせん断耐力 V_c とせん断補強筋が負担するせん断耐力 V_s は、コンクリート標準示方書[構造性能照査編]¹¹⁾のせん断耐力式(棒部材式)を用いている(式(12)、式(13))。

・ コンクリートが負担するせん断耐力

$$V_{c0} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vc} \cdot b_w \cdot d \quad (12)$$

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

f'_c : コンクリートの圧縮強度(N/mm^2)

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

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

$$\beta_n = 1 + M_0 / M_d \quad (N'_d \geq 0)$$

$$= 1 + 2 M_0 / M_d \quad (N'_d < 0)$$

$p_v = A_s / (b_w \cdot d)$: 引張鉄筋比

A_s : 引張側鋼材の断面積(mm^2)

b_w : 部材の有効幅(mm)
 N'_d : 設計軸圧縮力(kN)
 M_d : 設計曲げモーメント($kN \cdot m$)
 $M_0 = N'_d \cdot d / 6$: デコンプレッションモーメント($kN \cdot m$)
 d : 断面高さ(mm)

・ せん断補強筋が負担するせん断耐力

$$V_s = \{A_w f_{wy} (\sin \alpha + \cos \alpha) / s\} z \quad (13)$$

A_w : 区間 s におけるせん断補強鉄筋の総断面積(mm^2)

f_{wy} : せん断補強鉄筋の降伏強度(N/mm^2)

α : せん断補強鉄筋と部材軸のなす角度

s : せん断補強鉄筋の配置間隔(mm)

z : $z = d / 1.15$

(3) 応答一波と等価振幅の定義⁹⁾

せん断耐力劣化モデルでは、時刻歴応答曲率において応答一波をどのように認知するか、また、応答一波での曲率量をどのように扱うかによってせん断劣化の評価が異なってくる。これは、認知された応答一波は、正負対称の規則的な正弦波とはならないことによる。

そこで、本研究では応答一波と応答一波における曲率量(等価振幅)を以下のように定義した。

a) 応答一波

応答一波は、地震動のようなランダム繰返しにおいては3つのゼロクロッシング(曲率量=0となる点)で構成される波として認知した(図-3参照)。

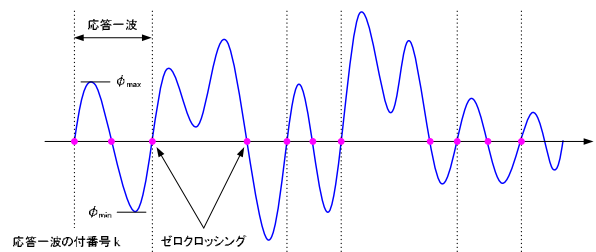


図-3 応答一波の定義(ランダム繰返し)

b) 等価振幅

ランダム応答を取り扱う場合、先述したように、得られた応答一波は正負非対称の不規則な波形を呈す。

そこで、最大曲率量 ϕ_{max} 、最小曲率量 ϕ_{min} より等価な曲率量(以下、等価振幅 ϕ^* (式(14)))を算出し単発劣化係数を算出する。ここで、 ϕ_0 は正負振幅比(式(15))、 ϕ_0 は定数、 n は進展係数である。

等価振幅

$$\phi^* = \left(\frac{\chi + \chi_0}{1 + \chi_0} \right)^n (\phi_1 + \phi_2) \quad (14)$$

ϕ_1, ϕ_2 : 各繰返しにおいて定義する曲率量

なお、定数 χ_0 および進展係数 n は、本研究室における準静的載荷実験との対応関係より得られた、 $\chi_0=0.5$ 、 $n=1.0$ の値を採用した⁹⁾。

また、各繰返しにおいて定義する曲率量 ϕ_1, ϕ_2 、正負振幅比 χ は、表-1のように定義する。

正負振幅比

$$\chi = \left| \frac{\phi_2}{\phi_1} \right| \quad (\text{ただし、} 0 \leq \chi \leq 1) \quad (15)$$

表-1 繰返し形状における振幅量

繰返し方	正負完全交番	ランダム繰返し
振幅形状		
振幅量	$ \phi_1 = \phi_2 $	$ \phi_1 > \phi_2 $
正負振幅比	$\chi = 1$	$0 < \chi < 1$

3. 2次元FEM解析の概要

(1) 対象構造物

兵庫県南部地震により神戸高速鉄道・大開駅において甚大な被害が生じた。特に一般駅部の中柱に主な損傷が見られた。そこで、本解析では一般駅部横断方向を解析対象とし、特に中柱に着目するものである。

構造物は、幅17.0m×高さ7.17mの鉄筋コンクリート製の1層2連ボックスカルバート(図-4)であり、約5mの土被りを有している¹⁾¹²⁾。また、断面中央部には奥行き方向に3.5m間隔で幅0.4m×奥行き1.0mの断面を有する中柱が配置されている。中柱の諸元¹⁾¹²⁾を表-2に示す。

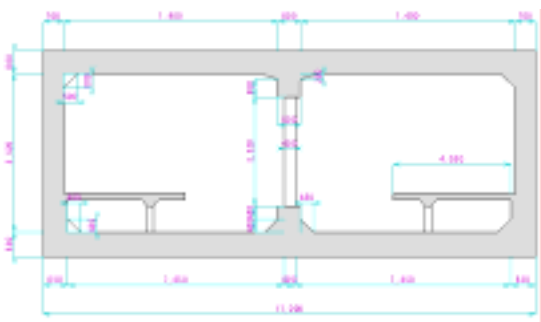


図-4 対象構造物の横断面図(大開駅)

表-2 中柱の構造諸元

寸法	B40cm×D100cm×H382cm
主鉄筋量	88.5cm ²
主鉄筋比	2.60%
せん断補強筋量	4.45cm ²
せん断補強筋比	0.12%
コンクリート圧縮強度	38N/mm ²
鉄筋降伏強度	308N/mm ²

(2) 解析条件

地盤・構造物連成系としてモデル化し(図-5)、地盤および構造物の非線形特性を考慮した2次元FEMによる解析を実施した。解析条件は以下に示すとおりである。

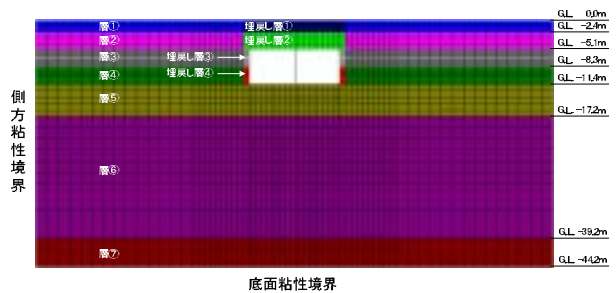


図-5 地盤・構造物連成系の解析モデル

a) 構造条件

構造物は梁要素にてモデル化した。表-3 に構造部材の力学的特性値を示す。RC 構造物は損傷を受けると著しい非線形性を呈す。その事象は、ひび割れ発生、引張鉄筋降伏、コンクリート圧縮破壊などである。本検討では、これらの事象を特定点とする対称 Tri-linear 型の M- モデル(武田モデル)を用いることとした(図-6 参照)。なお、隅角部には剛域を設け、密な配筋状況を勘案して弾性梁要素にてモデル化した。

表-3 構造部材の力学的特性値

構造部材	部材厚 B (m)	断面積 A (m ²)	せん断断面積 A/1.2 (m ²)	断面二次モーメント I (m ⁴)	単位体積重量 (kN/m ³)	弾性係数 E (kN/m ²)	ポアソン比	減衰定数
ハンチ部 1.20 1.200 1.000 0.1440								
下床版	一般部 0.850 0.850 0.708 0.0512	23.5	3.0 × 10 ⁷	0.2	0.05			
ハンチ部 1.28 1.280 1.067 0.1748								
側壁	一般部 0.700 0.700 0.583 0.0286	23.5	3.0 × 10 ⁷	0.2	0.05			
ハンチ部 1.05 1.050 0.875 0.0965								
中柱	一般部 0.400 0.114 0.0952 0.00152	23.5	3.0 × 10 ⁷	0.2	0.05			
ハンチ部 0.800 0.800 0.667 0.0427								

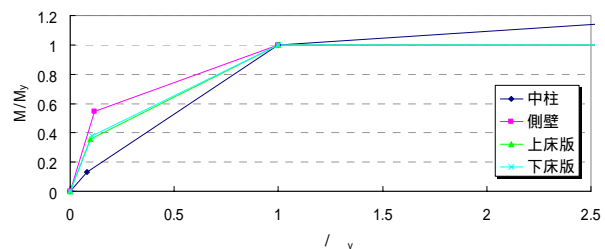


図-6 部材の M- モデル (Tri-linear)

b) 地盤条件

周辺地盤は、7層の平行多層によって構成され、いずれも平面ひずみ要素にてモデル化した。表4-2に大開駅周辺地盤の初期物性値を示す。なお、地盤のせん断波速度や物性は既往の研究¹⁾²⁾と同一とした。

表層(層1~5)の地盤材料の非線形特性は Ramberg-Osgood モデルにより考慮した。非線形パラメータは、高ひずみレベルの応力~ひずみ履歴を精度よく表現するために、 G/G_0 、 h 曲線上で、1%ひずみ時の G/G_0 、 h を参照して設定されたものである¹⁾²⁾。せん断波速度が 300m/sec の支持層(層5,6)については線形弾性体としてモデル化した。また、GL-44.2m 以深にせん断波速度 $V_s=500$ m/sec の地盤が存在することから、この地点を工学的基盤面とした。

境界条件は、底面および側方地盤とも粘性境界とした。なお、地盤と構造物の境界面における滑り・剥離の影響については考慮していない。

表-4 大開駅周辺地盤の物性値

地層区分	層厚 (m)	せん断波速度 V_s (m/s)	せん断弾性係数 G_0 (kN/m ²)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	ポアソン比 ν	減衰定数 h
層	2.04	140	3.80×10^4	19.0	0.333	0.02
層	3.06	140	3.80×10^4	19.0	0.488	
層	3.17	170	5.60×10^4	19.0	0.493	
層	3.17	190	7.00×10^4	19.0	0.494	
層	5.75	240	1.12×10^5	19.0	0.490	
層	20.0	330	2.22×10^5	20.0	0.487	
層	5.00	500	5.35×10^5	21.0	0.470	
埋戻し	2.04	100	1.90×10^4	19.0	0.427	
埋戻し	3.06	130	3.20×10^4	19.0	0.489	
埋戻し	3.17	160	4.90×10^4	19.0	0.493	
埋戻し	3.17	160	4.90×10^4	19.0	0.496	

c) 入力条件

本検討では、入力波として、動的プッシュオーバー解析では、長周期の漸増加速度(時間と入力加速度は比例関係)、非線形動的応答解析では、ランダム波形(ポートアイランドの観測波形)を、底面粘性境界を介して入力した。各入力波の詳細については、4章、5章にてそれぞれ説明する。

4. 動的プッシュオーバー解析

非線形動的応答解析に先立ち、動的プッシュオーバー解析を実施し、地盤・構造物連成系による各部材の力学特性を把握することを目的としている。

(1) 動的プッシュオーバー解析の概念

一般に、プッシュオーバー解析とは、地震による荷重を静的な荷重にモデル化し、その荷重を漸増的に作用させることによって、構造物の保有耐力、変形性能、損傷モードを求めるための解析法であり、保有性能を評価す

るための基本的手段である。ただし、荷重の載荷方法については、振動性状が複雑な構造物に対してプッシュオーバー解析を適用する場合、載荷方法などに工夫が必要である。本検討では、入力波として長周期の漸増加速度(時間と入力加速度は比例関係)を底面粘性境界に介して入力することで、地盤・構造物連成系による各部材の力学特性を把握することとした(本論では、このような解析を動的プッシュオーバー解析と呼ぶ)。

(2) 解析概要

対象構造物および解析条件は、3章にて示したとおりである。なお、入力波は、長周期の漸増加速度(図-7)を底面粘性境界に介して入力した。

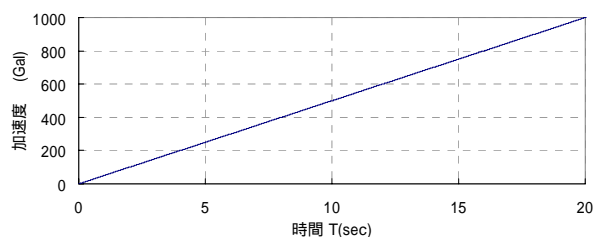


図-7 長周期漸増加速度

(3) 構造物の保有性能

以下に示す解析結果について、時間軸の代わりに中柱の層間変形角によって表すものとする。このような処理は、静的破壊形式の判定(図-1参照)の適用を意図するものである。さらに、後述するように、中柱と側壁(これらを総称して、垂直部材と呼ぶ)の保有靱性を算定することも可能となる。せん断耐力は、劣化せん断耐力評価(式(11))を用いて算出するが、本章の検討では、緩和係数 m は $m=1.0$ とする。これは、本章の解析は漸増載荷であり、せん断劣化係数 α は Priestley らのオリジナルモデルに帰着するためである。

a) 中柱

図-8に中柱のせん断力 V ~ 層間変形角 R の関係、曲率 ρ ~ 層間変形角 R の関係(一例として、下端部)をそれぞれ示す。図より、中柱は $R=0.01$ 付近で主鉄筋の曲げ降伏とせん断破壊がほぼ同時に生じる挙動を示した。これより、中柱は、せん断破壊あるいは曲げせん断破壊の力学性能を有する構造であることがわかる。

b) 側壁

図-9に側壁のせん断力 V ~ 層間変形角 R の関係、曲率 ρ ~ 層間変形角 R の関係(一例として、上端部)をそれぞれ示す。図より、側壁は $R=0.005$ 付近で主鉄筋の曲げ降伏が生じた。その後、せん断耐力の低下に伴い、上端部では $R=0.018$ 、下端部では $R=0.029$ でせん断破壊が生じた。これより、側壁は曲げせん断破壊の力学性能を有する構造であることがわかる。

c) 破壊形式と靱性評価

図-10 に層間変形角 R の増大に伴う損傷状況を示す。図より、側壁は中柱に比べて主鉄筋の曲げ降伏が先行していることがわかる。よって、この影響により中柱には軸力などが増大して作用することが考えられる(図-11 参照)。その後、中柱ではせん断破壊あるいは曲げせん断破壊が生じ、上載荷重に耐えられず軸力保持能力が喪

失することが考えられる。

表-5 に垂直部材の保有靱性と破壊形式をまとめたものを示す。これより、中柱の上端部および下端部にて同じ結果 ($\mu_R=1.0$ 程度) を得た。また、側壁の上端部および下端部においても周辺地盤の土圧の影響により下端部の方が若干劣るが、ほぼ同様な結果 ($\mu_R=5.0$ 程度) を得た。これより、垂直部材の逆対称性が判断できる。

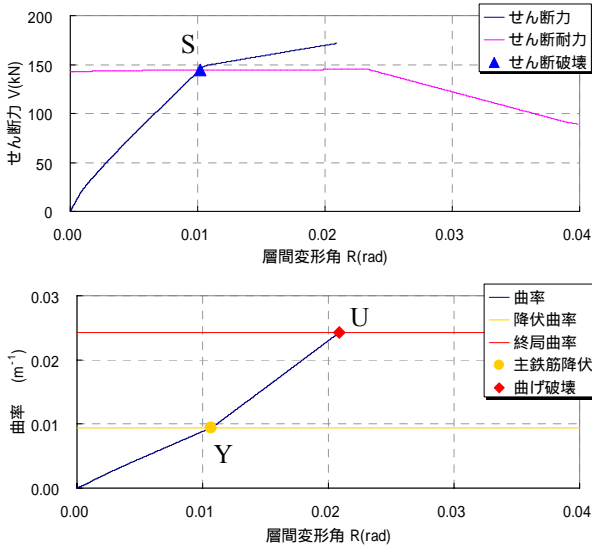


図-9 V~R, ~R の関係 (側壁)

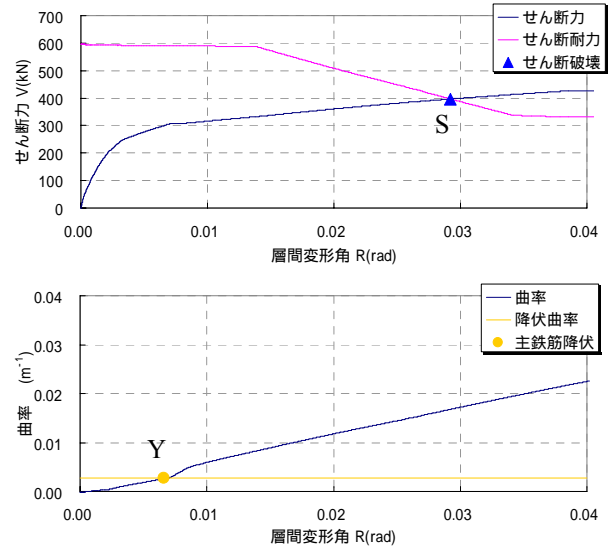


図-8 V~R, ~R の関係 (中柱)

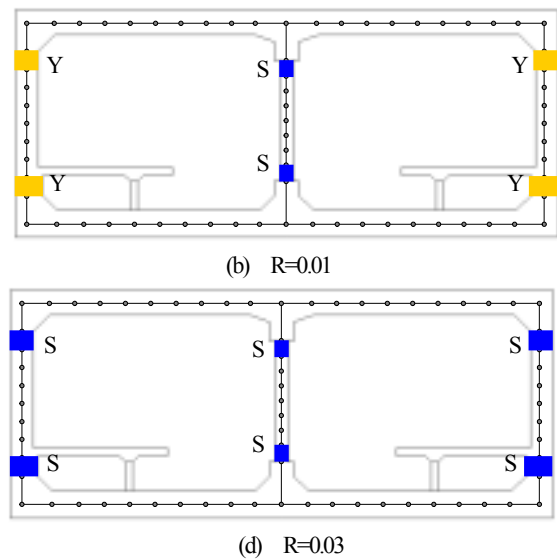
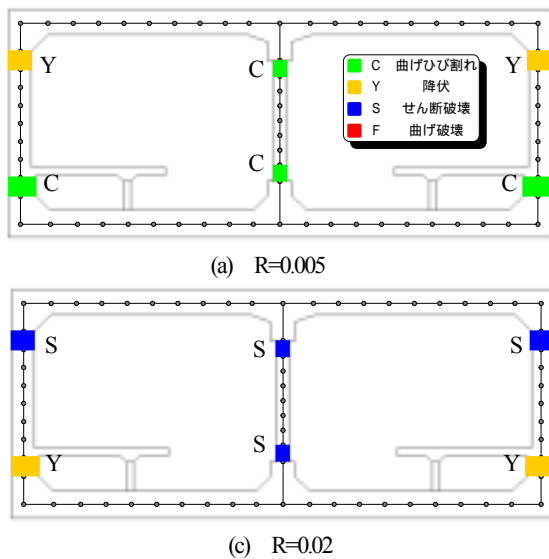


図-10 層間変形角の増大に伴う損傷状況

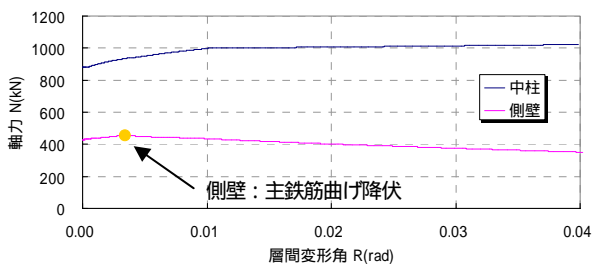


図-11 垂直部材の負担軸力と層間変形角の関係

表-5 垂直部材の保有靱性と破壊形式

部材箇所	層間変形角			靱性率 μ_R	破壊形式
	降伏 R_v	破壊 R_s	最大 R_{max}		
中柱	上端部	0.0104	0.0106	0.0399	曲げせん断破壊
	下端部	0.0107	0.0102		
側壁	上端部	0.0035	0.0181	0.0386	曲げせん断破壊
	下端部	0.0066	0.0292		

5. 非線形動的応答解析

本章では、3章の解析手法を用い、実地震動（加速度の観測波形）を入力波とする非線形動的応答解析を実施する。これより、地中構造物の地震時挙動を把握するとともに、垂直部材に対してせん断耐力劣化モデルを適用し、破壊形式の判定および靱性評価を行う。また、このような一連の解析と吟味により、神戸高速鉄道・大開駅の損傷状況について分析することを目的とする。

(1) 解析概要

対象構造物および解析条件は、3章にて示したとおりである。なお、入力波は、大開駅地点の基盤条件を考慮して洪積層における地中の地震波に相当すると考えられるポートアイランドの観測波形を底面粘性境界に介して入力した。入力地震動の時刻歴波形を図-12に示す。

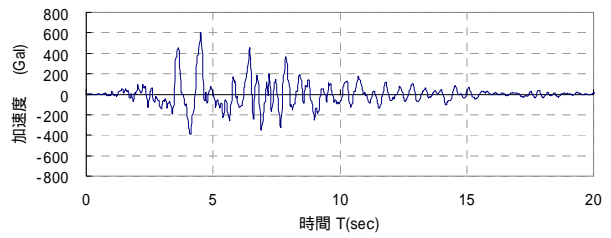


図-12 ポートアイランドの観測波形

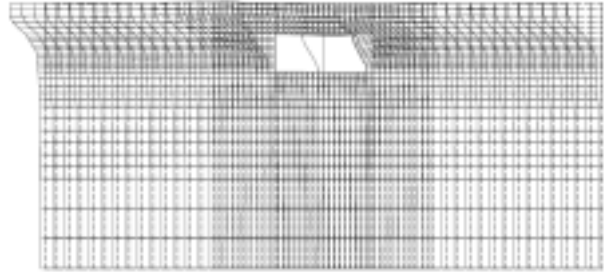


図-13 最大変位時の変形図

(2) 地盤および構造物の変形

図-13に最大変形時の変形図を示す。これより、礫層との境界面（GL.-17.2m）を境に表層地盤が大きく変形しており、地表面の最大変位は26.6cmであった。

また、図-14に示す構造物の頂底板間の層間変形角と、同一深度における自然地盤の層間変形角の時刻歴応答より、ほぼ同等の値を示していることから、構造物の変形は地盤の変形に追随していることがわかる。

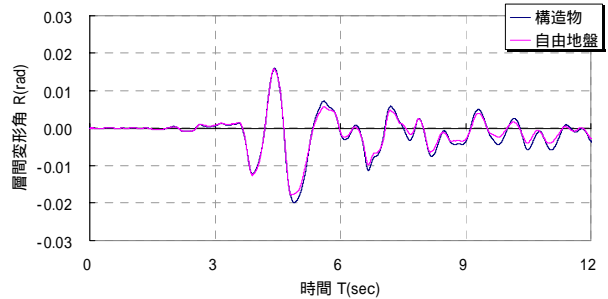
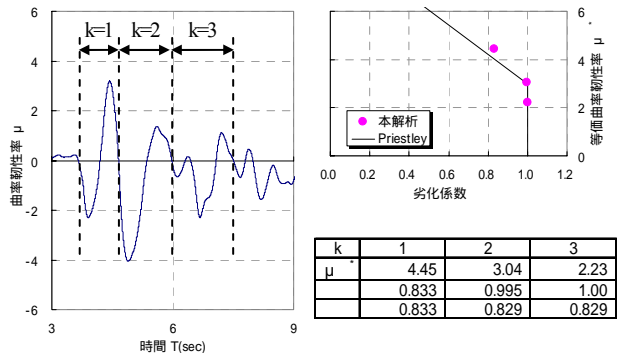


図-14 層間変形角の時刻歴応答

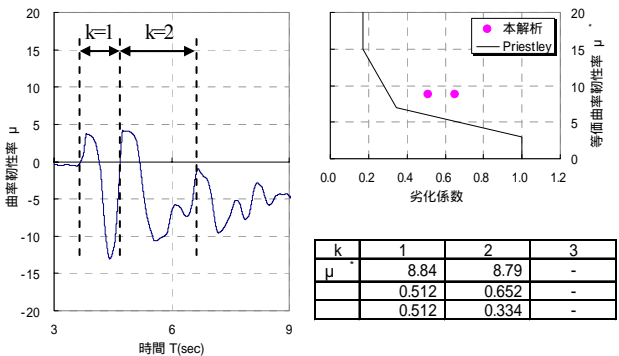
さらに、構造物の最大層間変形角 R_{max} は0.02程度であった。設計では大地震の時に許容する最大変形は、構造条件などにもよるが原子力設備の指針では限界層間変形角 $0.01^{(3)}$ 、建築物の指針では限界層間変形角 $0.02^{(13)}$ と規定されている。これより、構造物の層間変形角は両指針における限界層間変形角を超えていることから、限界状態に近い状態であることが推察される。

(3) せん断耐力劣化モデルの適用結果

図-15に各垂直部材に対するせん断耐力劣化モデルの適用結果（一例として、中柱上端部・左側壁下端部）を示す。これらの図は、いずれも、左図にて曲率靱性率 μ ～時間 T の関係と、主要動における応答一波の認知の結果を示し、右図にて等価振幅 μ^* ～劣化係数・単発劣化係数を一覧化したものである。いずれも1～3波（ $k=1\sim 3$ ）の大波形となり、本検討で用いた入力地震動の特徴が反映されていると言える。すなわち、このような直下型地震（パルス状の地震動）では、大変形に伴うせん断耐力劣化回数は少ないことがわかった。また、中柱に比べて左右側壁において劣化程度が著しく、最終的な劣化係数（いずれの破壊条件も考えない場合は、中柱で $=0.8$ 、側壁で $=0.2\sim 0.5$ 程度であった）。



(a) 中柱



(b) 側壁

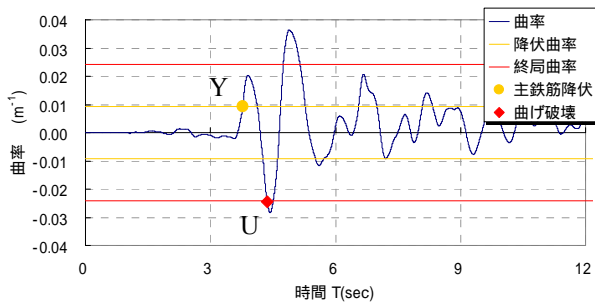
図-15 応答一波の認知とせん断耐力劣化程度

(4) 構造物の損傷状況の分析

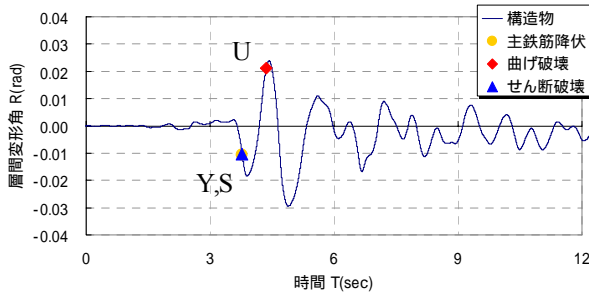
以下に示す解析結果について、時刻歴上にてせん断破壊および曲げ破壊の評価を行うもので、これは、動的破壊形式の判定（図-2 参照）の適用を意図するものである。また、せん断耐力は、動的劣化せん断耐力評価（式(11)）を用いて算出した。評価方法については 2 章を参照されたい。

a) 垂直部材の変形

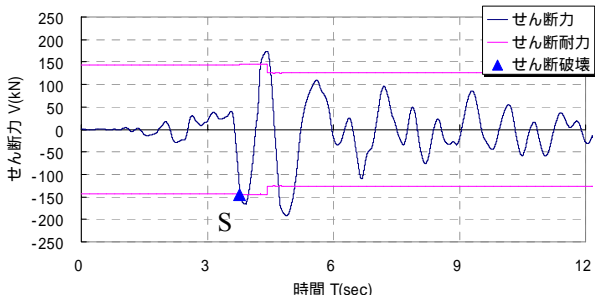
垂直部材の最大層間変形角 R_{max} （いずれの破壊条件も考えない場合）は、中柱で $R_{max}=0.03$ 、左右側壁で $R_{max}=0.027$ であった。原子力施設³⁾などの地中 RC 構造物では、条件にもよるが層間変形角に関する限界値は安全側の目安として 0.01（かぶりコンクリートの剥落時あるいは圧縮縁コンクリートひずみが 1.0%となる時点）を基準に定められたもの³⁾が示されている。このことから、本検討の場合、中柱および左右側壁では、地震時は限界状態を超える大変形が生じており、上下端部で局所的なかぶりコンクリートの剥落および圧縮破壊が生じることが推測される。



(a) 曲率



(b) 上下端部間の層間変形角



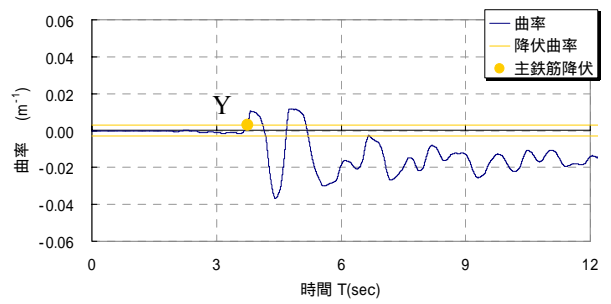
(c) せん断力

図-16 中柱下端部の時刻歴応答

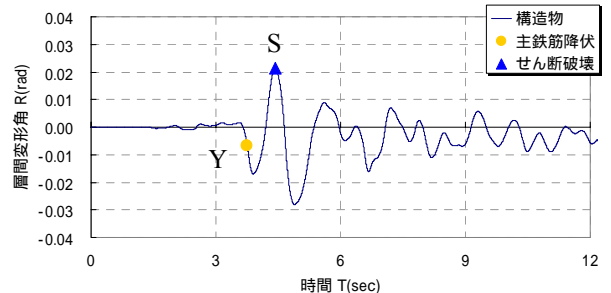
b) 中柱

図-16 に中柱の曲率，層間変形角 R ，せん断力 V の時刻歴応答（一例として、下端部）を示す。曲げについては、降伏後（ $V_{resp}/V_y > 1$, $T=3.77\text{sec}$ ），曲げ破壊に至っている（ $V_{resp}/V_y > 1$, $T=4.35\text{sec}$ ）。せん断については、主鉄筋の降伏とほぼ同時に中柱はせん断破壊が生じた（ $V_{resp}/V_y > 1$, $T=3.78\text{sec}$ ）。これより、中柱の破壊形式はせん断破壊あるいは曲げせん断破壊であると推察される。

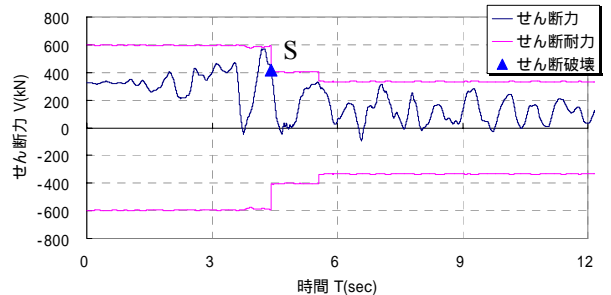
図-17 に側壁の曲率，層間変形角，せん断力の時刻歴応答（一例として、下端部）を示す。曲げについては、降伏後（ $V_{resp}/V_y > 1$, $T=3.70\text{sec}$ ），曲げ破壊には至らなかった。せん断については、右側壁下端部（ $V_{resp}/V_y > 1$, $T=3.71\text{sec}$ ），左側壁上端部（ $V_{resp}/V_y > 1$, $T=3.85\text{sec}$ ），右側壁上端部（ $V_{resp}/V_y > 1$, $T=4.33\text{sec}$ 付近），左側壁下端部（ $V_{resp}/V_y > 1$, $T=4.42\text{sec}$ 付近）の順にせん断破壊が生じた。これより、側壁の破壊形式はせん断破壊あるいは曲げせん断破壊であると推測される。また、左側壁に比べて右側壁においてせん断破壊が先行していた。これは、周辺地盤の土圧の影響によるものと考えられる。



(a) 曲率



(b) 上下端部間の層間変形角



(c) せん断力

図-17 側壁下端部の時刻歴応答

d) 破壊形式と靱性評価

構造物は、中柱より側壁において主鉄筋の曲げ降伏が先行していることから、この影響により中柱には軸力が増大したことが考えられる（図-18参照）。その後、中柱にせん断破壊あるいは曲げせん断破壊が生じ、上載荷重に耐えられず、軸力保持能力が喪失することが考えられる。本解析結果は実損傷状況と概ね合致するものである。表-6に各垂直部材の靱性と破壊形式をまとめたものを示す。これより、中柱の上下端部で同様の結果を得た（ $\mu_R=1.0$ 程度）。一方、側壁では周辺地盤の土圧により左右側壁上下端部で異なる結果を得た（左側壁： $\mu_R=3.2\sim 4.7$ ，右側壁： $\mu_R=1.0\sim 2.0$ ）。

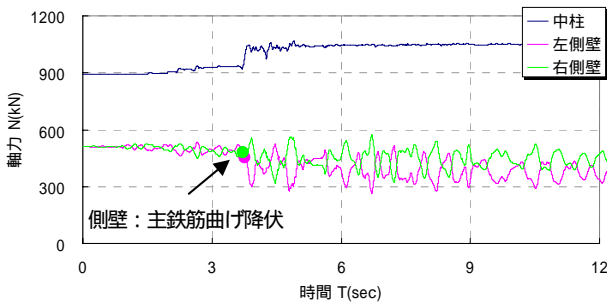


図-18 軸力の時刻歴応答

表-6 垂直部材の保有靱性と破壊形式

部材箇所	層間変形角			靱性率 μ_R	破壊形式
	降伏 R_v	破壊 R_s	最大 R_{max}		
中柱	上端部 ($T=3.78\text{sec}$)	0.0105 ($T=3.78\text{sec}$)	0.0107 ($T=3.78\text{sec}$)	1.01	曲げせん断破壊
	下端部 ($T=3.78\text{sec}$)	0.0107 ($T=3.78\text{sec}$)	0.0102 ($T=3.77\text{sec}$)	0.96	
左側壁	上端部 ($T=3.72\text{sec}$)	0.0033 ($T=3.72\text{sec}$)	0.0157 ($T=3.85\text{sec}$)	0.0281	曲げせん断破壊
	下端部 ($T=3.75\text{sec}$)	0.0066 ($T=3.75\text{sec}$)	0.0214 ($T=4.42\text{sec}$)		
右側壁	上端部 ($T=3.77\text{sec}$)	0.0084 ($T=3.77\text{sec}$)	0.0163 ($T=4.33\text{sec}$)	1.94	曲げせん断破壊
	下端部 ($T=3.71\text{sec}$)	0.003 ($T=3.71\text{sec}$)	0.0029 ($T=3.71\text{sec}$)	0.94	せん断破壊

6. パラメトリックシミュレーション

本章では、前章の解析手法を用い、ボックスカルバートという構造物の観点から、特に中柱に着目して、部材の力学特性が変形性能に与える影響について検討するため、パラメトリックシミュレーションを実施した。

(1) 解析概要

対象構造物および解析条件は、3章にて示したとおりである。また、入力波は、5章と同様である。

検討ケースは全 44 ケースで、個々の詳細は表-7 に示すとおりである。主なパラメータは、主鉄筋とせん断補強筋の量、鉄筋の降伏強度およびコンクリートの圧縮強度である。なお、Case0 が前章でのモデルである。構造物は梁要素にてモデル化しているため、これらのパラメータは M-モデルの差異により反映される。また、鉄筋量、鉄筋の降伏強度およびコンクリートの圧縮強度の大小によって、せん断耐力に対するせん断耐力コンクリート負担分 (V_c/V_y) およびせん断余裕度 (V_y/V_u) を変化させることを意図している。

他の部材の物性値については表-3を参照されたい。

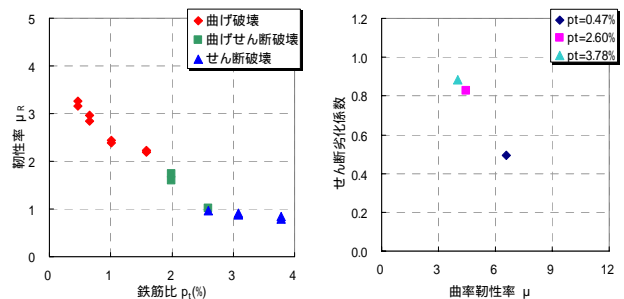
表-7 検討ケース一覧

Case No.	鉄筋比 $p_t(\%)$	せん断補強筋比 $p_w(\%)$	コンクリートの圧縮強度 $f_c(\text{N/mm}^2)$	鉄筋の降伏強度 $f_y(\text{N/mm}^2)$	せん断耐力に対する せん断耐力コンクリート負担 V_c/V_y	せん断余裕度 V_y/V_u
1	0.47	0	38.0	308	1.00	2.73
2	0.65				1.00	2.22
3	1.01				1.00	1.69
4	1.59				1.00	1.29
5	1.99				1.00	1.13
6	2.60				1.00	0.98
7	3.08				1.00	0.90
8	3.78				1.00	0.81
9	0.47				0.88	3.11
10	0.65				0.89	2.51
11	1.01				0.90	1.87
12	1.59				0.91	1.41
13	1.99				0.92	1.23
14	0.47				0.93	1.06
15	3.78				0.93	0.96
16	0.47				0.93	0.87
17	0.65	0.77	3.53			
18	1.01	0.79	2.81			
19	1.59	0.81	2.07			
20	1.99	0.84	1.54			
21	2.60	0.85	1.33			
22	3.08	0.86	1.14			
23	3.78	0.86	1.04			
24	0.47	0.87	0.93			
25	0.65	0.69	3.94			
26	1.01	0.71	3.11			
27	1.59	0.74	2.27			
28	1.99	0.77	1.67			
29	2.60	0.78	1.44			
30	3.08	0.78	1.22			
31	3.78	0.81	1.11			
32		0.82	0.99			
33		235	0.93	1.33		
34		265	0.93	1.19		
35		295	0.93	1.09		
36		345	0.93	0.95		
37		490	0.93	0.72		
38	2.60	0.12	308	0.89	1.00	
39				0.89	1.02	
40				0.89	1.04	
41				0.89	1.07	
42				0.89	1.09	
43				0.89	1.11	
44				0.89	1.12	
				26.6	0.89	1.00
				30.4	0.89	1.02
				34.2	0.89	1.04
	41.8	0.89	1.07			
	45.6	0.89	1.09			
	49.4	0.89	1.11			
	53.2	0.89	1.12			
	57.0	0.89	1.14			

(2) パラメータが靱性とせん断耐力劣化に与える影響

a) 主鉄筋量およびせん断補強筋量

図-19 に主鉄筋量が与える影響について示す。靱性率 $\mu_R \sim$ 主鉄筋比 p_t の関係（図-19(a)）より、 p_t の増加に伴い μ_R が低下しているのがわかる。また、せん断耐力劣化係数 \sim 曲率靱性率 μ の関係（図-19(b)）より、 p_t が小さい程せん断耐力劣化程度が大きいことを確認した。



(a) $\mu_R \sim p_t$ 関係 (b) $\sim \mu$ 関係

図-19 主鉄筋量が与える影響

図-20 にせん断補強筋量が与える影響について示す。靱性率 $\mu_R \sim$ せん断補強筋比 p_w の関係（図-20(a)）より、 p_w の増加に伴い μ_R が増加していることがわかる。また、せん断耐力劣化係数 \sim 曲率靱性率 μ の関係（図-

20(b)より、 p_w がせん断耐力劣化程度に与える影響は少ないことが認められた。

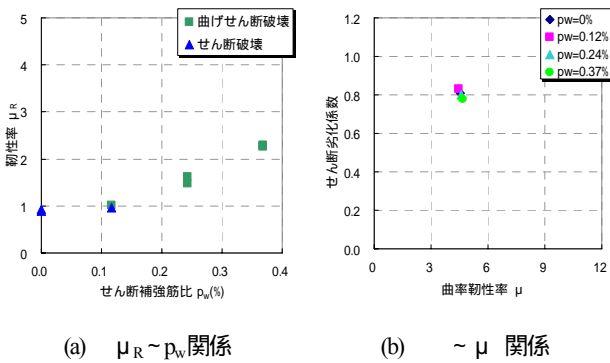
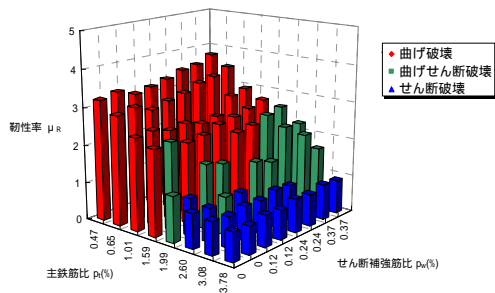


図-20 せん断補強筋量が与える影響

図-21 に上記の解析結果をまとめたものを示す。図より、 p_t の減少および p_w の増加に伴い、破壊形式もせん断破壊()から曲げせん断破壊()、曲げ破壊()へと移行しており、 p_t がある程度大きい範囲では p_w を増大しても μ_R の増大は見込めないことを確認した。



b) 鉄筋の降伏強度

図-22 に鉄筋の降伏強度が与える影響について示す。靱性率 μ_R ~ 鉄筋の降伏強度 f_y の関係 (図-22(a)) より、 f_y が大きいほど μ_R が低下していることがわかる。また、せん断耐力劣化係数 ~ 曲率靱性率 μ の関係 (図-22(b)) より、 f_y が小さい程せん断耐力劣化程度が大きいことを確認した。

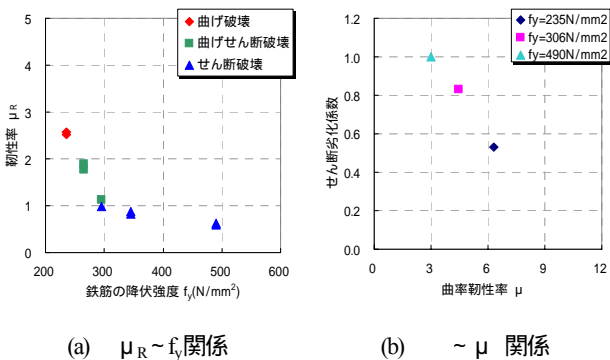


図-22 鉄筋の降伏強度が与える影響

c) コンクリートの圧縮強度

図-23 にコンクリートの圧縮強度が与える影響について示す。コンクリートの圧縮強度 f_c ~ 靱性率 μ_R の関係 (図-23(a)) より、 f_c が与える μ_R への影響は少ないことがわかる。また、せん断耐力劣化係数 ~ 曲率靱性率 μ の関係 (図-23(b)) より、 f_c がせん断耐力劣化程度に与える影響は少ないことが認められた。

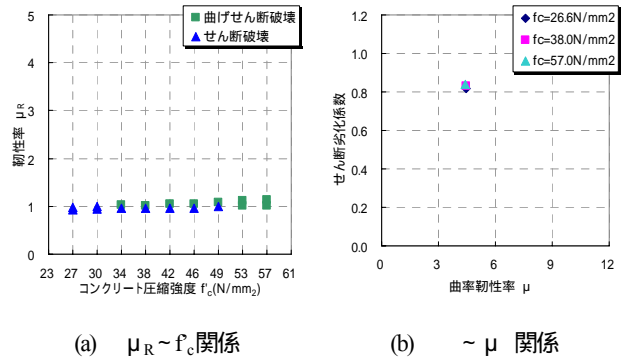
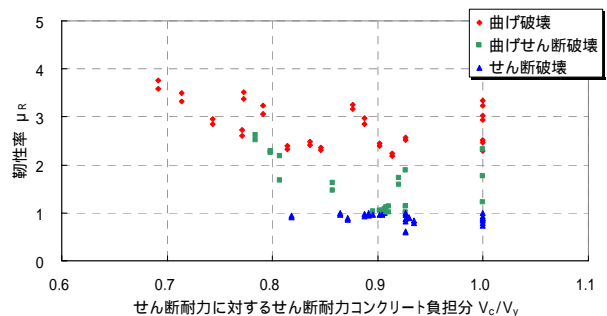


図-23 主鉄筋量が与える影響

(3) せん断耐力に対するせん断耐力コンクリート負担分と靱性率の関係

図-24 に靱性率 μ_R ~ せん断耐力に対するせん断耐力コンクリート負担分 V_c/V_y の関係を示す。解析結果にはばらつきがあり、明確な破壊形式の分類はできないが、 V_c/V_y の増大に伴い μ_R が減少しており、少なくとも $V_c/V_y < 0.77$ の範囲でせん断破壊()にならないことが確認できる。



(4) せん断耐力劣化程度および現行示方書との比較

図-25 にせん断劣化係数 ~ 曲率靱性率 μ の関係を示す。図には、解析結果から得られたせん断劣化係数をプロットし、Priestley の劣化モデル (本論では、基準劣化係数) を併記する。また、現行示方書としてコンクリート標準示方書 [構造性能照査編]¹¹⁾ (以下、土木学会) の安全係数 γ_{bc} と道路橋示方書・同解説 [耐震設計編]¹⁴⁾ (以下、道示) の補正係数 C_c を併記し、これらと比較した。解析結果例として、Case0,9,40,41 の結果をプロットしている。

現行示方書において繰返し荷重による影響について、土木学会では、 b_c を一般の場合($b_c=1.3$)の1.2倍、1.5倍することを規定している。また、道示では、荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数 C_c として、タイプⅠの地震動に対する照査では $C_c=0.6$ 、タイプⅡの地震動に対する照査では $C_c=0.8$ を設けることとしている。図より、部材の力学特性に応じてせん断耐力劣化程度が異なることがわかる。これより、解析結果のせん断耐力劣化程度と現行示方書の安全係数・補正係数を比較すると、現行示方書は設計靱性率または応答塑性率によらず安全係数を一定とすることで、設計作業が簡便となる反面、変形量による劣化程度が反映されないことは、必ずしも合理的な方法とは言えない。

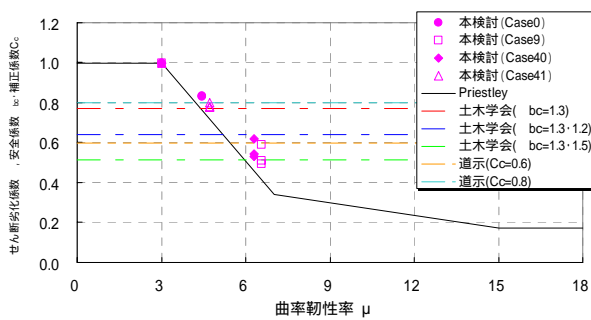


図-25 $C_c \sim \mu$ 関係

(5) せん断余裕度と層間変形角の関係

図-26 に、全ケースをせん断余裕度 V_y/V_u にて整理し、層間変形角 R に関する靱性率 μ_R と対比させたものを示す。図より、 V_y/V_u と μ_R の間に正の相関性があることを確認した。また、詳細に見ると、破壊形式でその傾向が異なり、曲げせん断破壊となる場合、 V_y/V_u によらず、 μ_R は 1~3 ($R=0.01 \sim 0.03$) に散在する。曲げ破壊の場合、 V_y/V_u により μ_R は向上し、 μ_R は 2~4 ($R=0.02 \sim 0.03$) に散在する。ただし、同じ V_y/V_u でもその μ_R には大きなばらつきがある。これは、従来から靱性評価に多用されている V_y/V_u だけでは、必ずしも靱性評価を精度よく行えないことを示すもので、個々の構造物の条件に沿った解析および照査が必要であるとことを示唆するものである。

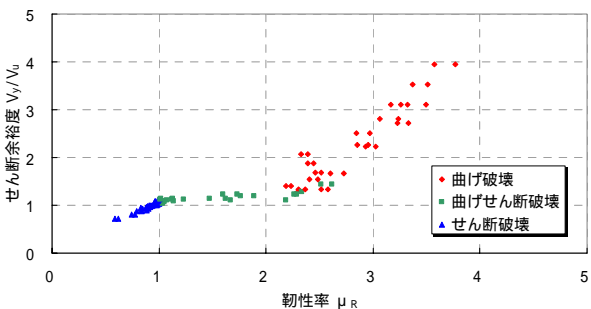


図-26 $V_y/V_u \sim \mu_R$ 関係

図-27 に、解析結果にてせん断破壊または曲げせん断破壊したケースをプロットした。また、図には過去に行われた架構の繰返し実験結果¹⁰⁾¹⁵⁾¹⁶⁾および1973年に産・官・学の連携で実施された短柱の載荷実験結果^{17)~20)}を併記した。短柱の実験結果を加えたのは、逆対称部材であり、ボックスカルバートの垂直部材に近い条件であると考えたためである。図より、解析結果は若干のばらつきを示すものの既往の実験結果とほぼ同じ傾向を示し、 V_y/V_u に対する傾向として極めて酷似していると言える。ここで、宮川らの提案式(式(16))¹⁰⁾を以下に示し同図に併記した。

$$V_y/V_u = 39.6R + 0.52 \quad (16)$$

これは、1層1連ボックスカルバート10体に対する正負交番繰返し水平載荷試験より、せん断破壊または曲げせん断破壊したケースを対象として得られた上限式である。

これより、解析結果は、概ね式(16)を上限とする傾向が明瞭に認められた。また、大きな変形を許容しようとするほど確保すべき V_y/V_u が大きくなることがわかり、このことが解析および実験から定量的に確認できたと言える。さらに、本検討で導入したせん断耐力劣化モデルは、繰返し作用によるせん断耐力の劣化を合理的に評価する手法であることを示唆するものである。

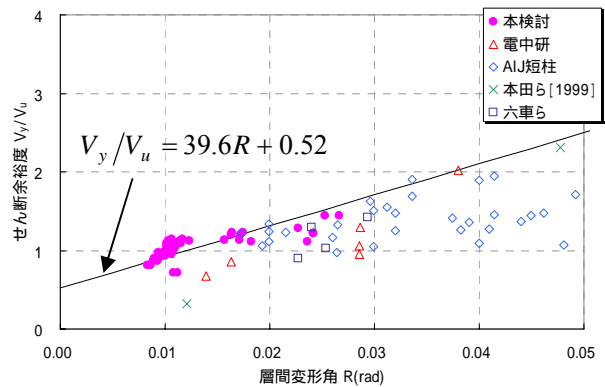


図-27 $V_y/V_u \sim R$ 関係 (既往の実験データとの比較)

7. 結論

本研究は、兵庫県南部地震で甚大な被害が生じた地中構造物を対象に、2次元 FEM による動的プッシュオーバー解析および非線形動的応答解析を実施した。

さらに、ボックスカルバートという構造体の観点から、部材の力学特性が変形性能に与える影響について検討するため、パラメトリックシミュレーションを行い、繰返し作用が変形性能に与える影響について検討を行った。本研究で得られた知見を以下に示す。

[破壊形式の判定と靱性評価およびせん断耐力評価]

- ・ 中柱の破壊形式の分類と靱性評価について、静的破壊形式および動的破壊形式にわけて定式化した。
- ・ 本論にて導入したせん断耐力劣化モデルは、単柱のような単純構造部材を対象としている既往の研究を、逆対称曲げを受ける場合および塑性ヒンジが複数生じる部材について拡張したものである。

[動的プッシュオーバー解析]

- ・ 本論で採用した動的プッシュオーバー解析により、地盤・構造物連成系による構造物の非線形挙動と各部材の力学特性をよく把握することができた。また、同解析手法は、周辺を地盤で囲まれたボックスカルバートのように、1自由度モデルに置換できない場合に対して適用するプッシュオーバー解析として有効な手法である。
- ・ 中柱はせん断破壊あるいは曲げせん断破壊の力学特性を有し、側壁は曲げせん断破壊の力学性能を有する構造である。
- ・ 側壁の主鉄筋降伏に伴い、中柱は、水平力のみならず軸力が増大して作用することになり、その後、中柱にせん断破壊あるいは曲げせん断破壊が生じたものと推察される。また、中柱はせん断破壊あるいは曲げせん断破壊に伴い、上載荷重に耐えられず軸力保持能力が喪失したと考えられる。

[非線形動的応答解析]

- ・ 本検討は、ポートアイランドの観測波形を用いた非線形動的応答解析を実施し、垂直部材に対してせん断耐力劣化モデルを組込んだものである。
- ・ 地中構造物は、地震時に地盤と追従した挙動を示す。また、中柱および側壁では、関連示方書などで規定されている限界層間変形角 $R=0.01$ を超える過大な変形が生じていたことを推察される。
- ・ 本検討で用いた入力地震動のようなパルス状の地震動では、条件にもよるが大変形に伴う耐力劣化回数は少ないことを確認した。また、中柱より側壁において劣化程度が大きいことを追認した。
- ・ 大開駅の甚大な被害は、中柱のせん断破壊あるいは曲げせん断破壊が生じたことに加え、中柱に作用する軸力が増大し、軸力保持能力が喪失したことに起因すると考えられる。

[パラメトリックシミュレーション]

- ・ 各種パラメータが靱性率、破壊形式およびせん断耐力の劣化程度に与える影響について確認した。
- ・ 解析結果のせん断耐力劣化程度と現行示方書の安全係数・補正係数を比較より、現行示方書は、変形量

による劣化程度が反映されないため、必ずしも合理的な方法とは言えない。

- ・ 解析結果は、既往の実験結果とほぼ同じ傾向を呈し、せん断余裕度に対する傾向として極めて酷似していると言える。また、大きな変形を許容しようとするほど、確保すべきせん断余裕度が大きくなる。
- ・ ただし、せん断余裕度が同じでも、そのときの保有靱性が大きく異なる。これは、従来から靱性評価に多用されているせん断余裕度だけでは、必ずしも靱性評価を精度よく行えないことを示唆している。従って、せん断耐力劣化モデルを用いて動的破壊形式の判定を行い事例ごとに検討する必要がある。
- ・ 以上のことは、本検討で導入したせん断耐力劣化モデルが、繰返し作用による鉄筋コンクリート部材のせん断耐力の劣化を合理的に評価する手法であることを示唆するものである。

謝辞：本研究を進めるにあたり、吉川弘道教授・栗原哲彦助教授には、終始温かい心でご指導していただきました。また、東電設計（株）の松原勝己氏、（株）ユニックの前原達也氏、（株）ニュージェックの松本敏克氏、坂田勉氏には、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) 矢的照夫，梅原俊夫，青木一二三，中村晋，江崎順一，末富岩雄：兵庫県南部地震による神戸高速鉄道・大開駅の被害とその要因分析，土木学会論文集 No.537/ -35，303-320，1996.4
- 2) 土木学会：土木構造物の耐震基準等に関する提言，（第一提言）1995.5，（第二提言）1996.1，（第三提言）2000.6
- 3) 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，土木学会，2005.6
- 4) 土木学会：トンネルライブラリー第 9 号，開削トンネルの耐震設計，1998.10
- 5) 土木学会：コンクリート技術シリーズ第 49 号，阪神淡路大震災の被害分析に基づくコンクリート構造物の耐震性能照査方法の検証，pp.277-299，2002.12
- 6) M.J.N.Priestley, F.Seible, G.M.Calvi : SEISMIC DESIGN AND RETROFIT OF BRIDGES, A Wiley-Interscience Publication, 1996
- 7) 吉川弘道，青戸拓起，高丸弘美，大江亮二：鉄筋コンクリート橋脚の非線形応答解析とせん断劣化を考慮した動的破壊解析，応答力学論文集 Vol.3，2000.8
- 8) 大江亮二，吉川弘道：繰返し大変形を受ける鉄筋コンクリート単柱のせん断強度劣化の評価に関する研究，土木学会論文集 No.711/ -56，59-71，2002.8
- 9) 阿形英宏：繰返し大変形を受ける鉄筋コンクリート柱のせん断耐力劣化算定手法，平成 15 年度武蔵工業大学大学

- 院修士論文，2003
- 10) 宮川善範：鉄筋コンクリート製ボックスカルバートのせん断照査における繰返し荷重を考慮した安全係数の検討，電力中央研究所報告，研究報告 N05008，2006
 - 11) 土木学会：2002 年制定コンクリート標準示方書[構造性能照査編]，2002
 - 12) 松本敏克，大友敬三，松井淳，坂田勉：箱型地中構造物の地震時断面力の履歴特性に関する解析的考察，応用力学論文集，Vol7，pp.1337-1344，2004.8
 - 13) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，1999
 - 14) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 耐震設計編，1996
 - 15) 本田国保，足立正信，石川博之，長谷川俊昭：水平載荷によるボックスカルバートの変形性能の実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol21，No.3，pp.1261-1266，1999
 - 16) 六車熙，渡辺史夫，近藤実：水平力を受ける 1 層 1 スパン架構中の RC 柱のせん断抵抗挙動に関する研究，第 8 回コンクリート工学年次講演会論文集，pp.825-828，1986
 - 17) 黒正清治，福原正志：鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究（その 6） 新加力方法を用いた RC 短柱の多数くり返し実験，日本建築学会学術講演梗概集，pp.1423-1424，1973
 - 18) 斉藤辰彦，吉崎征二，西垣太郎：鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究（その 8） 高強度コンクリートを使用した鉄筋コンクリート柱の多数繰返し実験，日本建築学会学術講演梗概集，pp.1427-1428，1973
 - 19) 山本浩二，宗村美貞：鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究（その 11） AF シリーズ軸方向力を変化させた RC 短柱の多数くり返し実験，日本建築学会学術講演梗概集，pp.1309-1310，1974
 - 20) 千葉脩，近藤信弘，柳下和男，福沢六朗：鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究（その 12） LS シリーズ シャースパン比 (M/QD) を変化させた RC 短柱の多数繰返し実験，日本建築学会学術講演梗概集，pp.1311-1312，1974

NON-LINEAR DYNAMIC ANALYSIS OF BOX-CULVERT AND DUCTILITY EVALUATION OF CENTER PILLAR

Kei KASAHARA

The present paper deals with the in-ground reinforced concrete structure (RC box-culvert) damaged during Hyogoken-Nanbu earthquake. Especially, its focus on the center pillar which was seriously damaged in shear. First of all, the nonlinear 2D FEM is employed for the numerical analysis; both for the push-over analysis and the dynamic time history analysis. In addition, the degradation of shear strength is modeled by introducing the reduction formula by Priestley, et al. By these numerical analyses, the failure modes and structural ductility of the RC box-culvert are reasonably evaluated. Finally, the parametrically numerical calculations with 44 cases of the center pillar. It was confirmed that numerical results show the same tendency as past experimental results and that shear strength degradation model can be said to be reasonable evaluation method.