動的非線形解析に基づいたせん断壁を有する鉄筋コンクリート製地中構造物の損傷評価

宮川 義範¹・末広 俊夫²・松尾 豊史³・大友 敬三⁴

¹正会員 電力中央研究所 地球工学研究所 構造工学領域 (〒270-1194 千葉県我孫子市我孫子1646)

E-mail: miyagawa@criepi.denken.or.jp

²フェロー会員 東京電力株式会社 原子力設備管理部 (〒100-8560 東京都千代田区内幸町1-1-3)

E-mail: suehiro.toshio@tepcoco.jp

³正会員 電力中央研究所 地球工学研究所 構造工学領域 (〒270-1194 千葉県我孫子市我孫子1646)

E-mail: matsuo@criepi.denken.or.jp

⁴フェロー会員 電力中央研究所 地球工学研究所 (〒270-1194 千葉県我孫子市我孫子1646)

E-mail: ootomo@criepi.denken.or.jp

せん断壁を有する鉄筋コンクリート製地中構造物の動的地震応答を、材料非線形有限要素解析によって求めた場合の損傷評価指標について検討した。最初に、壁単体を対象とした解析を通じて、主圧縮ひずみが一定以上ある区間の水平幅の全幅に対する比と、水平耐力の低下率とが良く対応するという知見を得た。次に、せん断壁を有する模型を乾燥砂地盤中に埋設して加振する実験を行い、材料非線形解析が、実験で得られた構造物の水平・鉛直変位応答を精度良く追跡できることを確認した。実験のシミュレーションおよび入力加速度を変えたケーススタディの結果から上記の損傷幅比や鉛直変位を抽出し、これらに基づいて、最大耐力点到達の判定や最大耐力点以降の損傷度の分類・評価が可能となることを示した。

Key Words : reinforced concrete, underground structure, shear wall, material non-linear analysis

1. はじめに

原子力発電所を構成する鉄筋コンクリート製地中構造物の耐震性能を評価するための基準として、土木学会原子力土木委員会から、耐震性能照査マニュアル¹⁾が刊行されている。そこでは、2002年と2005年の改訂を経て、地盤一構造物連成系の動的非線形解析を地震応答解析法の標準的手法にするという方向性が確立された。しかし、照査指標とその判定基準まで具体化されたのは二次元ラーメン構造(奥行き方向に同一断面が連続するダクト構造)に限られており、ダクトの折れ曲がり部や、コの字・ハの字平面を有する取放水ピットなど、三次元的な形状を有する構造物への適用の仕方は明確になっていないのが現状である。一方、鉄筋とコンクリートの詳細な構成則を備えた平面またはソリッド要素の集合体として構造物をモデル化する、いわゆる材料非線形有限要素解析の技術は、前世紀後半の多くの研究を経て、今や三次元解析まで含めて実用段階にある^{2,3)}。

これらの背景を受け、平面要素やソリッド要素で構造物をモデル化して動的非線形解析を行った場合を想定し

て、その結果を評価するための仕組みの構築に取り組むこととした。具体的には、動的応答解析で得られる変位またはひずみの出力データに基づいて評価を行えるようにすることを目指し、次の3つの指標を探索している。

- (i) 構造物全体としての崩壊に対する危険度を表す指標
- (ii) 面部材の、面外方向の損傷度を表す指標
- (iii) 面部材の、面内方向の損傷度を表す指標

二次元ラーメン構造物の全体損傷指標、および面外方向の損傷指標⁴⁾については別途検討を行っており、本論文では、主に(iii)を取り上げる。対象構造物の不静定性が高いため、将来的に部分破壊と構造物としての限界とを区別する評価体系の構築に資するよう、検討過程では部材の最大耐力発揮以降の挙動も注視する。

以降、まず2章において既往の研究を整理する。3章では、静的な材料非線形解析によるパラメータスタディを通じて、既提案および新規に提案する面内損傷指標の特徴を把握する。4章では、せん断壁を付けた1連1層ボックスカルバートを乾燥砂地盤中に埋設して水平一方向に加振する振動実験、5章ではそのシミュレーションについて述べる。シミュレーションの結果から、3章で言及

した損傷指標を抽出する。4章の振動実験では、試験体がポストピーク領域に入るまでは加振できていないので、最後の6章において、水平・上下動の同時入力下で試験体と同形のモデルをポストピーク領域に至らしめる数値実験を行い、再び各指標を抽出して考察を加える。なお、本論文では、最小主ひずみについて、引張を正として ε_3 と記す。また、これを反転し、圧縮を正とした $-\varepsilon_3$ を主圧縮ひずみと記す。

2. 既往の研究

(1) 面内損傷指標について

耐震壁を線材置換するという考え方が広く受け入れられている建築分野では、耐震壁「部材」^{9, 9, 7)}と、有限要素解析に適用できる面「要素」のモデル化研究がそれぞれ行われてきた。一方、土木分野では、後者に重点が置かれており^{8, 9, 10)}、限界値についても、面要素に関する指標で規定する研究が進められている。土屋ら¹¹⁾は、面内力を受ける鉄筋コンクリート面部材の損傷指標に関する研究の中で、過去に提案されている評価指標を表-1のように整理し、解析的検討から以下の結果を得ている。

- ・手法1, 手法2は、ともに要素長が100~300mmの範囲において妥当であるが、要素長を小さくすると(50mm)、最大耐力を低めに評価する。
- ・手法3, すなわち半径150mmの円形領域内で空間平均化した正規化累加ひずみエネルギーが0.0015~0.002に達する点と最大耐力点とは、要素長が小さい場合でもよく対応する。

正規化累加ひずみエネルギーは次式で定義されている。

$$W_n = \frac{1}{f} \sum_{k=1}^n (\sigma_{ij} \cdot d\varepsilon_{ij})^{(k)} \quad (1)$$

$$= W_{n-1} + \frac{1}{f} \sigma_{ij}^{(n)} \cdot (\varepsilon_{ij}^{(n)} - \varepsilon_{ij}^{(n-1)})$$

ここで、 f は圧縮応力下のコンクリートの最大応力相当量と記されており、同指標を取り入れているコンクリート標準示方書設計編¹²⁾によれば、コンクリート圧縮強度としてよいことになっている。 n は計算ステップ、 σ_{ij} 、 ε_{ij} は応力とひずみのテンソルである。

土屋らは、設計や性能照査で安全側の評価を与える基準値の導出に重点を置いているが、次章では、これら既提案のものを含めた複数の指標に着目し、最大耐力点とそれ以降の挙動について検討する。

(2) せん断壁を有する地中構造物の地震応答

地盤と三次元的な形状を有する構造物との連成系の地

表-1 照査用限界指標と限界値

(文献¹¹⁾の表-1に加筆)

手法 出典)	照査用限界指標	限界値
1 ¹²⁾	板表面の面内主圧縮ひずみ ε_3 ※1 (局所ひずみ)	ε_{peak} の2倍, 3倍 ※2
2 ¹³⁾	ひび割れ面における引張ひずみ ε_t , 圧縮ひずみ ε_c , せん断ひずみ ε_{sh}	$\varepsilon_t = 0.03$ $\varepsilon_c = -0.01$ $\varepsilon_{sh} = \pm 0.02$
3 ¹¹⁾	正規化累加ひずみエネルギーを空間平均化した値 $\bar{W}_n$ (非局所ひずみ)	$\bar{W}_n = 0.0015$ ~ 0.002 ※3

※1: 文献¹¹⁾では ε_2 と記されているが、本論文では後の章でソリッド要素を用いる関係から ε_3 と記した。

※2: ε_{peak} は圧縮強度に対応するひずみ。2倍は、応答変位が終局変位に達しないことの照査、3倍は、鉛直部材がせん断破壊しないことの照査に用いる。

※3: $\bar{W}_n$ は、 W_n の半径150mmの円形領域内での重み付き空間平均

震応答に着目した既往の研究例としては、大嶋・渡辺による実験と解析がある^{14, 15)}。ただし、構造物は弾性体として扱われており、その損傷までは考慮されていない。一方、4章で詳述する振動実験は、鉄筋コンクリート構造物模型をせん断土槽に埋設して非線形領域まで振動を与えるシリーズの一環を成している。先行する実験^{16, 17)}では、二次元的で、地盤の変形が構造物の応答を支配する比較的柔なボックスカルバートが対象となっているのに対し、4章で述べるケースは、せん断壁を付設した比較的剛な構造物を対象としている。

3. 面内損傷指標に関する解析的検討

不静定性の高い構造物や、周囲を地盤に取り囲まれている地中構造物の全体としての性能を記述する際には、要素、部材といった部分が、それ単体で保有している強度を超えた領域における変形の振舞いが重要となる。そうした領域の解析には、まだ精度の面で課題が残るものの、表-1の各基準値が、最大耐力点を超えた時に停滞する値を捉えているのか、それとも急激に変化する過程を捉えているのかを把握することは有益である。また、最大耐力点を境に、解が完全に有効性を失うのでもないと考えている。例えば、図-1は、頂部で右から左に面内方向の水平荷重を加えた壁体の損傷状況¹⁸⁾と、材料非線形解析によって得られた主圧縮ひずみ分布の例である。実験では、面内曲げ圧縮を受ける左下端近傍で圧壊が確認されたのとはほぼ期を同じくして水平耐力が低下し始めた。そして、水平耐力が低下していく過程では、圧壊領域が、

(a) 面内方向水平荷重実験¹⁸⁾
(水平耐力が80%以上低下した状態)

(b) 水平耐力維持限界時点 (解析)
左下要素の主圧縮ひずみ:0.81%

(c) 鉛直方向伸長限界時点 (解析)
左下要素の主圧縮ひずみ:5.84%

図-1 せん断すべり破壊とそのシミュレーションの例

図-2 解析対象

面内曲げ引張側 (写真の右側) へ水平に進展する様相が観察された。これは、面部材の荷重実験においてしばしば見られる典型的な損傷進展モードと言える^{19), 20)}。ポストピーク領域に当たる図-1(c)を見ると、すでに要素レベルでは主圧縮ひずみで5.84%もの値を示しているものの、圧壊領域が水平右方に延びるという損傷進展モードは追跡することができている。

これらの点を踏まえ、本章では、材料非線形解析によるパラメータスタディを通じて、面内力を受ける面部材の各種損傷指標と耐力低下との関係を分析する。

(1) 解析条件

解析プログラムとして、COM3D-2011²⁾を用いた。このプログラムには、分散ひび割れ・分散鉄筋の概念に基づいた鉄筋コンクリート要素が実装されている。ひび割れ前のコンクリートは弾塑性破壊型構成則に従う。ひび割れ基準を満たすとひび割れ座標系が生成され、以降は、ひび割れ平行方向・直交方向それぞれの軸方向挙動、ひび割れ面に沿ったせん断伝達に分けて非線形特性が表現される。ひび割れ座標系は2つまで生成され、各解析ステップで優勢な方が選択される (アクティブブラック)。三次元ソリッド要素の場合は、互いに直交する3つの平面に一旦分解され、それぞれの平面で算定した応力が統合される。鉄筋の構成則は、コンクリートとの付着に配慮した平均ひずみ-平均応力関係として規定される。

表-2 解析ケース一覧

(rを付けたケースは繰返し荷重)

ケース	縦筋比 [%]	横筋比 [%]	軸力比	耐力低下の有無	耐力10%低下または解析終了時点 主圧縮ひずみ	Wne	基部損傷幅 / 全幅比 (sthre=0.01)
M01	0.85	0.85	0.00	-	0.0348	0.0403	0.286
M02			0.05	低下	0.0428	0.0252	0.429
M03			0.10	-	0.0645	0.0490	0.643
M04			0.20	低下	0.0675	0.0550	0.643
M05		0.25	0.00	-	0.0544	0.0506	0.286
M06			0.05	低下	0.0238	0.0182	0.214
M07			0.10	低下	0.0180	0.0124	0.143
M08			0.20	低下	0.0129	0.0139	0.071
M09	0.43	0.43	0.00	-	0.0148	0.0147	0.143
M10			0.05	-	0.0585	0.0632	0.286
M11			0.10	低下	0.0547	0.0371	0.429
M12			0.20	低下	0.0626	0.0474	0.643
M13		0.11	0.00	-	0.0119	0.0138	0.071
M14			0.05	-	0.0652	0.0643	0.357
M15			0.10	-	0.0731	0.1035	0.357
M16			0.20	低下	0.0204	0.0170	0.286
H01	0.84	0.87	0.00	-	0.0053	0.0087	0.000
H02			0.05	-	0.0214	0.0280	0.200
H03			0.10	-	0.0143	0.0255	0.100
H04			0.20	-	0.0232	0.0467	0.100
H05		0.27	0.00	-	0.0057	0.0091	0.000
H06			0.05	-	0.0280	0.0346	0.200
H07			0.10	-	0.0277	0.0442	0.200
H08			0.20	-	0.0223	0.0419	0.100
H09	0.41	0.43	0.00	-	0.0022	0.0057	0.000
H10			0.05	-	0.0074	0.0120	0.000
H11			0.10	-	0.0142	0.0228	0.100
H12			0.20	-	0.0212	0.0399	0.100
H13		0.12	0.00	-	0.0024	0.0058	0.000
H14			0.05	-	0.0078	0.0123	0.000
H15			0.10	-	0.0425	0.0522	0.200
H16			0.20	-	0.0218	0.0399	0.100
L01	0.87	0.84	0.00	低下	0.0146	0.0116	0.150
L02			0.05	低下	0.0122	0.0101	0.150
L03			0.10	低下	0.0102	0.0083	0.100
L04			0.20	低下	0.0119	0.0083	0.150
L05		0.25	0.00	低下	0.0155	0.0117	0.100
L06			0.05	低下	0.0142	0.0097	0.150
L07			0.10	低下	0.0134	0.0099	0.100
L08			0.20	低下	0.0181	0.0119	0.150
L09	0.43	0.41	0.00	低下	0.0182	0.0133	0.150
L10			0.05	低下	0.0120	0.0100	0.100
L11			0.10	低下	0.0136	0.0132	0.200
L12			0.20	低下	0.0102	0.0073	0.050
L13		0.11	0.00	低下	0.0199	0.0133	0.150
L14			0.05	低下	0.0116	0.0093	0.100
L15			0.10	低下	0.0138	0.0134	0.150
L16			0.20	低下	0.0173	0.0108	0.150
M05r	0.85	0.25	0.00	低下	0.0179	0.0100	0.286
M06r			0.05	低下	0.0155	0.0130	0.286
M07r			0.10	低下	0.0091	0.0054	0.143
M08r			0.20	低下	0.0069	0.0040	0.000
H05r	0.84	0.27	0.00	-	0.0349	0.0139	0.100
H06r			0.05	低下	0.0111	0.0058	0.100
H07r			0.10	低下	0.0085	0.0074	0.200
H08r			0.20	低下	0.0059	0.0046	0.200
L05r	0.87	0.25	0.00	低下	0.0216	0.0075	0.150
L06r			0.05	低下	0.0107	0.0105	0.300
L07r			0.10	低下	0.0128	0.0058	0.050
L08r			0.20	低下	0.0195	0.0082	0.250

解析対象の形状は、図-2に示す縦横比の異なる3種類とし、鉄筋比、軸力比の異なる表-2のケース群を設けた。コンクリート圧縮強度は 30N/mm^2 、鉄筋の降伏強度は 400N/mm^2 で統一した。入力は、変形角5%までの単調載荷を基本としたが、変形角0.5%、1%、2%、3%で各1周の正負交番繰返しを行ってから、5%までプッシュオーバーするケースも設けた。以降の記述において、繰返しケースを参照する場合は、ケース名の末尾にrを付す。

8節点の1次要素を用い、要素寸法の影響を軽減するため、全要素について、X方向とZ方向の辺長がプログラムで用いられているコンクリート構成則の基準寸法である 200mm となるように分割した。紙面の奥行きに当たるY方向には要素を分割せず、十分な量のせん断補強筋比を与えた。また、下スタブの要素にも、十分な量の鉄筋を配した。壁基部と下スタブの境界における縦筋の拔出しを考慮するための接合要素については、得られる荷重-変位関係に顕著な差が生じなかったため、ここでは設けなかった。積分点は1要素当たりXYZ各方向2点、計8点とした。下スタブ底面の全節点を拘束し、頂部の全節点に面内水平方向の一樣な強制変位を与えた。

(2) 解析結果から抽出する指標

解析結果から抽出・整理する指標は、(i)主圧縮ひずみ、(ii)正規化累加ひずみエネルギー、(iii)損傷幅/全幅比(以降、損傷幅比)に、(iv)頂部鉛直変位を加えた4項目とした。主圧縮ひずみは、節点変位の出力から要素中心の値を算出した後、全要素中の最大値を抽出した。ひずみには、積分点の値を用いるなどの考え方もあり、それによって対応する限界値も異なるとされる。以降では主に便宜の面から上記の設定を基本とするが、必要に応じて積分点を用いた場合についても言及する。正規化累加ひずみエネルギーは、文献¹¹⁾の定義に従えば、積分点周りの円形領域における重み付き平均を行わなければならない。しかし、それを行うポスト処理環境が構築できていなかったため、式(1)に則って応力とひずみの出力から一旦積分点毎に w_n を算出した後、簡便な平均化の手段として8個の積分点での平均を取り、やはり全要素中の最大値を抽出した。本来の定義に厳密に沿ってはいないため、これを w_{ne} と記す。 σ_{ij} は、鉄筋コンクリート要素の応力出力から、鉄筋寄与分を差し引いて求めた。損傷幅比については、次の段落で詳述する。頂部鉛直変位は頂部四隅の平均を取った。なお、表-1の手法2は、ひび割れ座標系におけるひずみという陽に出力されない指標を参照しているため、ここでは検討対象から除いた。

次に、損傷幅比の定義について述べる。図-1による先の予備的考察から、壁部最下段を構成する要素において、主圧縮ひずみが一定値 ε_{thre} 以上である区間の幅を基部損

図-3 基部損傷幅比とその拡張としての損傷幅比

傷幅と呼ぶことにする。 ε_{thre} の値は後で具体的に検討する。そして、図-3(a)に示すように、基部損傷幅の壁全幅に対する比をもって基部損傷幅比とする。これが基本的な考え方であるが、後の章で壁の各辺が他の部材と接続している場合を扱うため、それに備えて少し拡張を図る。図-3(b)のように、要素群を列で分け、含まれる要素の主圧縮ひずみの最大値が ε_{thre} 以上であるような列の幅の総和を損傷幅、またそれを壁全幅で除した値を損傷幅比と呼ぶことにする。すなわち、中段や上辺で閾値を超えた場合もその列は損傷したと捉える。ただし、壁単体を対象とし、奥行き方向の要素分割を行っていない本章の検討にあつては、損傷幅比は基部損傷幅比にほぼ等しい。

本論文では要素が直方体であることを仮定し、要素中心を、主圧縮ひずみを抽出する代表点とした。直方体を仮定しても発電所の地中構造物を評価する場合の多くには対応できると考えているが、壁面中に配管を通す円形の開口部があるなどの場合に、ゆがんだ要素を用いる可能性はある。このような場合、ひずみ抽出点の格子を、要素分割とは別個に設定するという方策が考えられる。要素の形状関数が既知であるかぎりにおいて、節点の変位が解として得られていれば、任意の点のひずみが得られるので、それを基に損傷幅比は算定できる。

なお、構成則中で特段の考慮がされていない状況下で要素寸法が小さくなると、損傷が局所化しやすくなり、主圧縮ひずみ、および算定時に主圧縮ひずみを参照している損傷幅比は大きくなる方向に変動すると予想される。本論文全体を通じて、特に損傷領域の要素が過大・過小とならないよう配慮はしたが、徹底して影響を排除するのは困難であったので、留意事項として付記する。

(3) 解析結果 ～荷重-変位関係と破壊モード～

単調載荷のうち、主要ケースにおける水平変位-水平荷重関係を図-4に示す。縦横比2のHシリーズは、図示し

図-4 水平変位－水平荷重関係

図-5 水平変位－鉛直変位関係

図-6 水平変位－鉛直変位関係（繰返しケース）

た以外も含む全ケースについて、変形角5%の最終段階まで水平耐力が低下しなかった。これは、曲げ系の損傷が卓越したことによる。逆に、縦横比1/2のLシリーズは、図示した以外も含む全ケースについて、変形角1～2%の領域で、水平耐力が低下し始めた。これらのケースでは、壁部最下段要素におけるせん断すべりが支配的であった。縦横比1のMシリーズは、配筋によって結果が変化した。軸力比が小さく、横筋比が大きいケースほどHシリーズに近く、その反対の特徴を持つケースはLシリーズに近い結果となった。図-4では、M04、M06において、一旦水平耐力が少し低下するも、その後しばらくそのレベルで水平耐力を維持するという挙動が認められる。これは、HシリーズとLシリーズの中間的様相であり、面内曲げ圧縮縁のコンクリートが圧壊に至るものの、横筋の効果によって、耐力が若干低い後続の耐荷機構が成立したものと考えられる。

(4) 鉛直変位と水平耐力低下の関係

図-4と同じケース群の水平変位－鉛直変位関係を図-5に示す。鉛直変位は、伸長方向を正としている。水平耐力が低下しなかったHシリーズでは、いずれのケースについても、ほぼ一般的な勾配で伸長する傾向が認められる。一方、Lシリーズでは、勾配の頭打ちや、沈下方向への反転が生じている。Mシリーズでもまた、水平耐力が低下するケースと、水平変位－鉛直変位関係の勾配の頭打ち・反転があるケースとが対応している。

図-6は、繰返しケースの中から、軸力比0.0、0.05、0.1に対応する3ケース分の水平変位－鉛直変位関係を例示したグラフである。軸力比0.05のM06rでは変形角1%（水平変位0.028m）、軸力比0.1のM07rでは、変形角0.5%（水平変位0.014m）のサイクルでそれぞれ最大耐力点を超えているが、丁度それ以降から繰返しの進行とともに沈下が進んでいる様子が見られる。

これらのことから、単調載荷時における水平変位－鉛直変位軌道の頭打ち・反転や、繰返しに伴う沈下の進行の有無も、損傷レベルの判断基準になると考えられる。

(5) 損傷指標の推移と耐力低下の関係

M06ケースを例にとって、水平変位と各種損傷指標との関係を示す。水平変位－水平荷重関係に、水平変位－主圧縮ひずみ関係、および水平変位－ w_{ne} 関係を併記したのが図-7(a)、水平変位－損傷幅比関係を併記したのが図-7(b)である。主圧縮ひずみは、参考のために要素中心と積分点の2通りの結果を記した。最大耐力点を超え、主圧縮ひずみが0.02～0.03程度に達すると、要素中の評

図-7 各種損傷指標の出力例 (M06 ケース)

図-8 各種損傷指標と耐力残留率の関係

(左) 主圧縮ひずみ (中) W_{ne} (右) 損傷幅比

価位置による差が顕著になり始めている。傾向としては積分点で評価した値の方が大きくなる。損傷幅比は、0.005, 0.0075, 0.01の3通りの閾値 ϵ_{thre} について図示した。主圧縮ひずみ, W_{ne} , 損傷幅比のいずれについても、最大耐力点近傍で勾配が立ち上がっており、最大耐力点を推定する指標としての有効性が確認できる。

表-1では、主圧縮ひずみに対して、 ϵ_{peak} の2倍 (ϵ_{peak} を0.0025程度と考えると0.005に相当) という限界値が設定されていたが、主圧縮ひずみは最大耐力点近傍で急増

する指標であるため、限界値や要素中の評価位置を若干変動させても限界値としての機能に著しい差は生じにくいと考えられる。 W_{ne} についても同様のことが言える。さらに図-7(b)より、水平変位－損傷幅比関係もまた、閾値 ϵ_{thre} の変動が0.005～0.01の範囲であれば、その軌道は互いに離れておらず、損傷幅比の値に及ぼす影響は小さいことが分かる。

続いて、図-8, 図-9を通して、主圧縮ひずみ, W_{ne} , 損傷幅比と、最大耐力点以降の耐力残留率との関係に着

図-9 各種損傷指標と耐力残留率の関係[繰返しケース]

(左) 主圧縮ひずみ (中) W_{ne} (右) 損傷幅比

目する。図-8上段が単調Mシリーズ、下段が単調Lシリーズ、図-9が繰返しのMシリーズとLシリーズに対応している。損傷幅比の閾値 ε_{thre} は、ここでは0.01とした。主圧縮ひずみと損傷幅比は、 W_{ne} のような累積型の指標でないため、繰返しケースでは減少と増加を繰り返す軌道を描く。指標として有用なのは経験最大値と考えていることと、グラフの煩雑化を防ぐという観点から、これらの指標については経験最大値を横軸に取った。

まず、図-8(b)の単調Lシリーズに着目すると、3種類の指標のいずれも、線形に近い右下がりの傾向を示している。耐力残留率が1を下回り始める時の主圧縮ひずみは、 ε_{peak} の2倍に概ね対応している。 W_{ne} は、耐力残留率が1を下回り始める時の値が主圧縮ひずみより若干小さいものの、低下勾配を含めた全体的な傾向は、主圧縮ひずみと類似している。主圧縮ひずみより W_{ne} の方が若干小さいのは、式(1)の処理により、応力の小さい領域におけるひずみ変化の重みが相対的に下がっているためと考えられる。損傷幅比は、それがゼロの時、耐力残留率が0.9を上回っており、1になると、耐力残留率はゼロに近い値を取っている。よって、損傷幅比は、そのまま耐力低下率の推定値と考えることができる。そして、「損傷幅比がゼロである限界」という条件もまた、最大耐力点を推定する役割を担うことができる。

図-8(a)の単調Mシリーズや図-9の繰返しケースでは、右下がりの傾向は認められるものの、やや軌道にばらつきがある。耐力残留率を推定する指標としては、縦横比や繰返しの有無に左右されない、つまり、図-8(a), (b)および図-9が同じ傾向を示していることが望ましいが、相対的に見て、損傷幅比がその条件をよく満たしている。 W_{ne} は、単調载荷のケースと繰返し载荷のケースとで、右下がりの勾配が異なる。繰返し载荷のケースでは、繰返しがもたらす損傷の進行によって、式(1)の重みである応力の各成分がゼロに近付き、値が頭打ちになったた

めと考えられる。

なお、単調Hシリーズは、水平耐力が低下しなかったため、図-8に含めていない。表-2に示したように、変形角5%の解析終了時点におけるHシリーズ16ケースの主圧縮ひずみは0.0022~0.043、 W_{ne} は0.0057~0.052、損傷幅比は0~0.20の範囲にあった。これは、主圧縮ひずみや W_{ne} が、表-1の基準を大きく超えていても、あるいは損傷幅比がゼロを超えていても、曲げ破壊の様相を呈して水平耐力が低下していない場合があることを意味している。Mシリーズの一部のケースについても同様であり、例えば、M04で耐力残留率が0.9を下回る時の損傷指標の値を表-2から引き出すと、主圧縮ひずみが0.068、 W_{ne} が0.055、損傷幅比が0.64となっている。これらのケースは、縦横比が大きい場合や横筋がある場合に、基準値を緩和する余地があることを示唆しているが、この点に関する踏み込んだ検討は今後の課題とする。

4. 砂地盤に埋設されたせん断壁付きボックスカルバートの振動実験

本章では、地盤一構造物連成系の動的解析結果を評価する場面における損傷指標の適用性を調べるために実施した、せん断壁を有する構造物の振動実験について記す。

(1) 計画

a) 概要

図-10に示すように、振動台にせん断土槽を設置し、その底部に鉄筋コンクリート試験体を固定する。乾燥砂で試験体を埋設した後、加振する。以降の記述において、図のように座標系と方位を設定する。加振方向はX方向である。また、せん断壁から最も離れたY(南北)方向の端部を開口側と記述する。

図-10 実験概要

表-3 部材毎の断面諸元

側壁 (複鉄筋)	部材厚		60mm
	芯かぶり※		10mm
	鉄筋(縦)	呼び名	D6
		間隔	125mm
	鉄筋(横)	引張鉄筋比	0.51%
		呼び名	D6
せん断壁 (単鉄筋)		間隔	4本/1400mm
		呼び名	D4
	鉄筋(縦)	間隔	62.5mm
		鉄筋比	0.55%
	鉄筋(横)	間隔	62.5mm
		鉄筋比	0.52%
頂版 (複鉄筋)	部材厚		40mm
	芯かぶり		20mm
	鉄筋(縦)	呼び名	D4
		間隔	62.5mm
	鉄筋(横)	引張鉄筋比	0.57%
		間隔	8本/680mm

※表面から鉄筋中心までの距離

b) 試験体

図-11に示すように、1層1連のラーメン構造を基本形状とし、奥行き方向中央に厚さ40mm、シングル配筋のせん断壁を設けた。一般的なボックスカルバートに比して個々の部材がスレンダーだが、これはせん断土槽や振動台といった装置の制約の下で、慣性力と地盤から伝達される力とで試験体を損傷させるためである。各部材の断面諸元の一覧を表-3に示す。

c) 材料

コンクリートは、強度の抑制を意図してセメントの

図-11 試験体概要

表-4 鉄筋の引張試験の結果

	公称断面積 [mm ²]	降伏強度 [N/mm ²]	引張強度 [N/mm ²]	ヤング係数 [N/mm ²]
D4	14.05	367.8	512.3	180339
D6	31.67	362.7	542.6	195821

40%を石粉で置き換え、水結合材(セメント+石粉)比45%の条件で配合した。粗骨材は、部材が薄肉であることから最大径5mmの碎石としており、実質的にはモルタルである。材料試験の結果は、4週で圧縮強度32.7N/mm²、引張強度3.07N/mm²、ヤング係数2.91×10⁴N/mm²、加振直後で圧縮強度35.7N/mm²、引張強度3.21N/mm²、ヤング係数3.21×10⁴N/mm²であった。圧縮試験で得られる応力-ひずみ曲線および圧縮強度発現時のひずみは、通常のコンクリートと様相は異ならなかった。鉄筋の引張試験の結果は、表-4に示すとおりである。D4とD6、どちらの径の鉄筋も降伏棚は明確でなく、降伏強度として記しているのは、0.2%オフセット処理によって求めた値である。

地盤は、乾燥状態の5号珪砂(真比重2.668, 最小間隙比0.683, 最大間隙比1.091, 密度1.55t/m³)を、高さ250mm毎にプレートコンパクタで転圧しながら、土かぶり1.0mとなるまで敷き詰めて作成した。土槽内に投入した砂の重量と、レベル測量による高さの変化分に基づい

図-12 珪砂の破壊規準線 (せん断ひずみ2.5%参照)

表-5 珪砂の力学的性質に関する実験定数

G_0	a	b
中空ねじり試験	5527	0.560
三軸試験	6430	0.560

	c	d
$\gamma=0.001$	0.770	0.676
$\gamma=0.01$	1.285	0.813
$\gamma=0.025$	1.442	0.844
$\gamma=0.05$	1.502	0.872

$h_{\max}$	A'	B'
0.30	1.146	2744

で算出された相対密度は平均で86%であった。使用した珪砂の力学特性は、文献²¹⁾において詳細に調べられており、3通りの平均拘束圧29kN/m²、49kN/m²、69kN/m²に対する中空ねじり試験 (Mohr円と包絡線を図-12に示す。)に基づいて、せん断応力-せん断ひずみ関係が以下の形式で整理されている。

$$G_0 = a(\sigma'_m)^b \quad (2)$$

$$\tau = c(\sigma'_m)^d \quad (3)$$

$$h = h_{\max} \left(\frac{B'\gamma^{A'}}{1 + B'\gamma^{A'}} \right) \quad (4)$$

ここで、 G_0 は初期せん断剛性[kN/m²]、 σ'_m は平均拘束圧[kN/m²]、 γ はせん断ひずみ、 τ は特定のひずみレベルに対応するせん断応力[kN/m²]、 h は等価粘性減衰定数である。実験定数 a, b, c, d, A', B' について、表-5の値が得られている。ただし、 $\gamma = 0.025$ に対応する値は、文献のデータを基にここで再計算した。

d) 実験装置

加振装置は、6.5m×6mの平面と、最大変位振幅±50mm、最大速度32kine、最大加速度980Galの性能を持つ

表-6 加振ケース一覧

加振No.	せん断壁付き	
	指令値 [Gal]	結果 [Gal]
1	50	53
2	100	126
3	180	245
4	300	402
5	600	854
6	600	837
7	800	1301
8	600	885

図-13 加振波形 (加振7の例)

一軸振動台である。せん断土槽は、250mm×250mm断面のH鋼をベースとして、幅150mm×高さ100mm×厚さ4.5mmの角型鋼管でできたフレーム19段、および高さ704mmの嵩上げ部から成る。個々のフレーム間にはスライドベアリングが設けられている。

e) 加振計画

入力加速度波形は、漸増域10波、最大域5波、漸減域6波の計21波で構成される振動数3Hzの正弦波とした。加振ケースの一覧を表-6に示す。表の右列は、土槽底面に設置した加速度計の計測値である。図-13の例に見られるように、実質的な入力加速度波形は、制御上の限界により、極大極小点付近がスパイク状になっている。

(2) 結果

a) 地盤の振動特性

図-14に地盤のS波速度の高さ方向の分布と、常時微動計測から得られた加速度のフーリエスペクトルを示す。初期状態の固有振動数は13Hz程度であったが、加振を行う毎に漸減し、最終的には11Hzを下回った。

b) 変位応答

図-15は、地盤と構造物の加振5、および加振7における最大変位応答の高さ方向の分布である。地盤変位として描かれている上から2つの点の差が小さいのは、土槽の剛な部分 (図-10(b)の灰色部分) に当たっているためであり、本質的ではない。地盤は、構造物の上面に対応するレベルから急激に水平変位が増大している。せん断壁の高い剛性の影響が、端部のせん断土槽にまで及んで

(a) S波速度 (b) 固有振動数

図-14 地盤の振動特性

(a) 加振5 (b) 加振7

図-15 構造物と地盤の最大水平変位の分布

いる様子が表れている。構造物に着目すると、せん断壁の水平変位は高さに応じて直線状に増大しているのに対し、側壁の水平変位は曲線を描いている。これは、土圧によって内空側にはらんでいることを表している。

図-16は、構造物せん断壁上部 (A点) を基準として、構造物開口側 (B点)、構造物とほぼ同じ高さの地盤 (C点)、土かぶり (CD間) の水平変位の位相差を示したグラフである。位相は、フーリエ解析によって得られる3Hzの成分から求めた。B点は、せん断壁とほとんど位相差が無く、せん断壁の効果が開口側まで及んでいることが分かる。一方、C点は、加振7 (1301Gal) でおおよそ45°、CD間は60°以上もの位相の遅れを生じている。

図-17は、入力加速度と構造物頂部水平変位との関係である。参考として、文献¹⁰⁾に示されているせん断壁が無いケースの結果を併記した。せん断壁が無いと、400Galに満たないレベルで変位が急増しているが、これは側壁に曲げ降伏が生じて大きく塑性変形したことによる。せん断壁の存在による変形の抑制効果は明瞭である。

図-18は、構造物頂部、およびそれに対応する高さの

図-16 変位の位相差 (基準: せん断壁頂部[A点])

図-17 入力加速度と最大水平変位応答の関係

地盤の水平変位の時刻歴であり、加振5～加振8のデータを連結している。地盤変位の包絡線形状は、加振5と加振6とで似ているが、構造物の変位は、加振6の方が入力漸増域での振幅が若干大きくなっている。これは、加振5で損傷の進行があったためと考えられる。加振7の後に加振5、6と同じレベルの入力を与えた加振8では、地盤の応答が加振5、6と同レベルである一方で、構造物の応答は加振7に近い振幅を示している。これも、加振7でさらに損傷が進行したことを反映している。図-19は、加振5～加振8のデータを連結し、鉛直方向の変位挙動を、時間および水平変位との関係として示したものである。損傷の進行とともに、徐々に残留鉛直変位が上方ヘシフトしている。

c) 構造物に作用する土圧とせん断応力

図-20は、側壁に作用する土圧の最大値の高さ方向の分布を、各加振についてプロットした結果である。図には、静止土圧係数を0.5とした場合の静止土圧分布、および σ_{hf} の分布を併記した。ここで、 σ_{hf} は、鉛直方向に土かぶり相当の土圧 σ_v が作用し、せん断応力が作用していない状態で、Mohr円が図-12の破壊規準線に接するときの水平方向の圧縮応力である。実際には、鉛直方向の圧縮応力やせん断応力も加振中一定でないで、水

(a) 地盤 (構造物頂部レベル左右端平均)

(b) 構造物頂部

図-18 地盤とRC試験体の水平変位 [実験]

(a) 構造物頂部鉛直変位時刻歴

(b) 水平変位-鉛直変位関係

図-19 RC試験体頂部の鉛直変位 [実験]

平方方向の圧縮強度そのものではないが、その目安値である。図-20を見ると、入力加速度の増大につれて、構造物上部の土圧が卓越しはじめ、特に加振7では、その大きさが σ_{lf} の線を超えている。中段の土圧が小さいのは、側壁が内空側にはらむことで、力が周囲に逃げているためと考えられる。図-20(a), (b)を見比べたとき、せん断壁寄りの(b)図の方が若干中段の土圧が大きい、これはせん断壁に近いほど、相対的に内空側へのはらみに対する抵抗が増すためと考えられる。

図-21では、頂版上面に作用する土圧とせん断力の最大値を、入力加速度を横軸として整理した。珪砂の密度から算出される上載土圧は 15.2 kN/m^2 、それと表-5、式(3)から求められるせん断ひずみ2.5%に対応するせん断応力

(a) 東側壁開口寄り

(b) 東側壁せん断壁寄り

図-20 側壁の最大土圧分布

図-21 上面に作用する土圧とせん断応力

(a) 加振5終了時

(b) 加振7終了時

図-22 せん断壁の鉄筋の降伏状況

が 14.3 kN/m^2 であるから、瞬間的には土圧、せん断応力ともかなり大きな値を示している。ただし、先に述べたように、土かぶり部分と構造物の変位位相差は大きく、これらの大きな値が発生した時点は、構造物の変位が極大値を示す時点とは異なる。

d) 鉄筋の降伏状況

せん断壁の鉄筋の降伏状況を、加振5終了時と加振7終了時の2つの時点について示したのが図-22である。ひずみゲージの貼付位置を長方形で描いており、そのうち黒く塗り潰しているのが降伏した箇所を表している。加振5終了時にせん断壁の広範囲で水平鉄筋の降伏が、加振7

(a) 水平変位—水平荷重関係

(b) 水平変位—鉛直変位関係

図-23 静的載荷試験の結果

終了時に四隅の鉛直鉄筋の降伏がそれぞれ認められる。

(3) 振動実験後の試験体単体に対する静的載荷

振動実験の後、試験体を土槽から取り外して静的水平載荷を行った。頂版側方に奥行きY方向2点の加力点を設け、水平荷重 $\pm 40\text{kN}$ 、 $\pm 80\text{kN}$ 、 $\pm 120\text{kN}$ を折返し点とした正負交番載荷の後、一方向に押し切るという順序で行った。得られた水平変位—水平荷重関係、および水平変位—鉛直変位関係を図-23に示す。最大耐力は 154.5kN 、最大耐力時点の水平変位は 13.9mm (1.55m で除して層間変形角に変換すると 0.90%)であった。図-18(b)との比較から、振動実験時に構造物は未だ最大耐力点に達していなかったと考えられる。

図-23(b)の鉛直変位を見ると、両側の側壁が、それ単体としての水平耐力低下領域には至っていないため、開口側では伸長傾向が続いている。一方、せん断壁の近傍では、せん断壁の損傷によって一旦沈下し、その後停滞している。沈下の停滞には、側壁がまだ健全であることが影響していると考えられる。

5. 非線形有限要素解析による実験結果の追跡と損傷指標の算定

材料非線形解析による振動実験のシミュレーションを行い、面内損傷指標を算出する。解析プログラムとして、再びCOM3D-2011²⁾を用いた。地盤要素は、集合体としてのせん断挙動が大崎モデルにしたがうような、複数のvon Mises型完全弾塑性体の集合体として表される。

(1) 構造物モデル

図-24に、RC試験体単体の要素分割を示す。8節点の1次ソリッド要素で全体を構成している。対称性を考慮してせん断壁中央面で切断したハーフモデルで、図の奥側が切断面に当たる。節点数は2436、要素数は1664である。底面の全自由度、切断面のY方向自由度を固定した上で、

頂版中央平面上にある節点に水平変位を与える静的解析を行い、静的載荷の結果である図-23と適合する条件を探索した。最初の試行では、材料試験の結果に基づく材料特性を与えたが、最大耐力を過大に評価した。別途せん断壁の無いモデル¹⁶⁾を解析したところ、静的載荷実験で得られた耐力と良好な一致を示したことから、特にせん断壁部分の耐力を過大評価していると推論された。本試験体のせん断壁は厚さ 40mm の非常にスレンダーな単鉄筋部材であるため、僅かな偏心の影響が顕著に現れて、耐力が伸びなかったのではないかと考えている。試行錯誤の結果、せん断壁部分の要素について、コンクリートの圧縮強度、引張強度を 60% に低減し、引張軟化パラメータである c 値²²⁾を一辺 200mm の無筋要素相当の 2.0 としたとき、骨格曲線が図-24に示す程度の整合性を示したので、以降の解析ではこの条件を用いることとした。

(2) 土槽—地盤—構造物連成系モデル

前項で作成した構造物モデルの周囲に、8節点1次要素による地盤とせん断土槽の要素を加えて、連成系のモデルを作成した(図-25)。再び対称性を考慮したハーフモデルで、節点数は10730、要素数は8013である。今度は切断面を手前側にして図示しており、中央下部にRC試験体がある。せん断土槽は、1段毎に縁を切り、図-26の要領で地盤要素とバネで接続した。せん断土槽要素は、付加質量としての役割のみを期待しているので、十分剛な線形弾性材料と仮定した。地盤要素と構造物要素の境界面要素は、剥離等を模擬できる反面、解析の安定性が低下することが懸念されたので、ここでは設けなかった。地盤要素には、深さに応じて、表-5と式(2)、式(3)から算出したせん断剛性とせん断強度を与えた。

(3) 境界条件および入力

連成系モデル底面の全自由度、および切断面のY方向自由度を固定した。また、せん断土槽要素各段の下面およびバネ要素を介した連結先である地盤要素の東西端節

せん断壁中央付近の要素の寸法

X方向 120mm, Y方向 20mm, Z方向 230mm

せん断壁左下隅の要素の寸法

X方向 50mm, Y方向 20mm, Z方向 60mm

(a) 解析モデル

(b) 水平変位—水平荷重関係

RC構造物
(要素分割は図-24と同じ)

図-25 土槽—地盤との連成モデル

図-24 構造物単体モデルとその水平変位—水平荷重関係

図-26 土槽—地盤境界の処理

図-27 変形図 (倍率×5)

(左) 構造物最大変形時 (右) 地盤最大変形時

点のZ方向(鉛直)自由度を拘束した。

地盤の作成過程を考慮した自重解析は困難であるため、密度から算出した上載土圧を頂版に、着目深さの上載土圧に静止土圧係数 $K_0 = 0.5$ を乗じた水平土圧を側壁にそれぞれ与えてから、水平加速度を入力した。加振4までの応答変形レベルが非常に小さかったことを踏まえ、シミュレーションの対象は加振5以降に絞った。土槽底面に設置した加速度計による計測データを解析に入力する加速度波形とした。時間刻みは0.01秒とした。

(4) 結果と考察

構造物頂部の水平変位が最大となった時点、およびその0.05秒後、地盤表面の水平変位が最大となった時点の変形図を図-27に示す。図は、せん断壁がある側(ハーフモデルの切断面)から見たものである。せん断壁の存在によって構造物の剛性が非常に高くなっており、それによる応答変位抑制効果は左右端の土槽にまで及んでいる。3Hzの正弦波で加振しているので、両図の時間差0.05秒は54°の位相遅れに相当する。この傾向は、先に図-16について述べた実験結果と調和的である。

図-28、図-29には、実験結果である図-17、図-18と対比する形で、水平変位と鉛直変位の時刻歴、および水平変位—鉛直変位関係を示した。地盤およびRC試験体の

水平変位時刻歴は、振幅、包絡線形状とも良い精度で再現できている。鉛直変位については、水平変位—鉛直変位軌道の包絡線の勾配が実験結果より緩く、振動中の鉛直変位の振幅が小さめの評価となっているが、以下の諸点は再現されている。

- ・加振5の後、僅かに上方への鉛直変位が残留する。
- ・加振6の前後では鉛直変位が大きく変化しない。
- ・加振7でやや大きく上方に変位し、1mm未満の鉛直変位が残留する。

(5) 損傷指標の抽出

変位応答が概ね再現されたことを踏まえ、次に図-30において、せん断壁の損傷指標の推移を見る。主圧縮ひずみの経験最大値は、加振5で若干増大した後、加振6においてほとんど変化していないのに対し、 W_{ne} は加振6でも増大傾向が認められる。主圧縮ひずみの経験最大値、 W_{ne} とも加振8でさらに増大し、前者は0.0140、後者は0.0116と、やや大きなレベルに達している。これらの値を示した要素は、主圧縮ひずみについては基部、 W_{ne} については側壁との境界の中央高さ付近と、それぞれ位置が異なる。指標の定義が厳密に一致していない点を踏まえつつ、仮に表-1の基準値で判定を行うと、主圧縮ひずみの経験最大値は加振7、 W_{ne} は加振6でそれぞれ限界に

図-28 地盤とRC試験体の水平変位 [解析]

図-29 RC試験体頂部の鉛直変位 [解析]

達したことになる。実験では加振7, 8を経ても最大耐力点に達していなかったという点に照らすと、安全側ではあるものの、損傷を過大評価（性能を過小評価）している。主圧縮ひずみを積分点で評価すると、応答値が大きくなる方向に変動するので、過大評価傾向は助長される。

図-30(b)では、0.005～0.015の範囲にある5通りの ε_{thre} について、損傷幅比の推移を比較している。こちらも加振8で値の増大が認められ、例えば $\varepsilon_{thre} = 0.01$ の場合には、加振8の後に0.176という値を示している。損傷幅比がゼロであるという条件を最大耐力点に達していないことの判断基準とした場合、加振8でそれを満たし、やはり安全側ではあるが損傷を過大に評価する。今回のケースに限って言えば、損傷幅比の閾値 ε_{thre} を0.015まで緩和する

図-30 各指標によるせん断壁の損傷評価 [解析]

か、同比の判定基準を、ゼロでなく0.2程度まで緩和した方が実態に近い評価になる。

6. 上下動を同時入力する数値実験

(1) 水平・上下動の同時入力

4章の実験は、せん断壁を有する構造物を地盤中で損傷させることには成功したが、ポストピーク領域にまでは至らなかった。また、実際の耐震性能照査の場面では、地震波が入力として用いられ、しばしば上下動も同時入力されるなど、今回の実験で対応しきれなかった課題は残っている。とはいえ、地盤との連成系に対して、水平・上下に地震波形を同時入力して構造物を崩壊に至らしめる実験は、それ自体まだ技術的なハードルを抱えている。そこで今回は、前章の検討によって振動実験の結果をおおよそ再現できる解析モデルが得られたことを踏まえ、水平動と上下動を同時入力する試みを、数値実験として行った。

前章のモデルからせん断土槽の要素を取り除き、代わりに図-31のように、左右端個々の地盤要素の平行を保持するためのパンタグラフ（トラス要素）を設けた。これにより、左右端の地盤要素は、鉛直方向の伸縮とせん断変形のみが許容される変形モードとなる。実構造物のスケールに近付けることを意図して、鉄筋比を維持しつつ、構造物の寸法および土かぶりを振動実験の5倍に設定した。入力波形として、図-32の1995年兵庫県南部地震（M7.2）神戸海洋気象台観測波を用いた。損傷の進行性を確認するために、同じ入力波形の2回連続をもって1セットとした。

結果として得られた構造物頂部の水平変位と鉛直変位の時刻歴波形、および水平変位—鉛直変位軌道を図-33

図-31 水平上下同時入力用モデル

図-32 神戸海洋気象台観測波
(上) 水平動 (下) 鉛直動

に示す。水平変位-鉛直変位軌道の図には、加速度を単調に増加させて解析した場合の軌道を点線で併記した(第二象限の点線は第一象限の点線の鏡像)。2回の地震波入力に対して、頂部水平変位の最大値はほぼ同等である。水平変位127.0mmは、層間変形角1.64%に相当し、図-23、図-24に示した静的載荷・解析の結果を参照すると、すでにポストピーク領域にあると推測される。振動実験よりも小さい加速度レベルで大きな変形に至っているのは、側方地盤領域を拡大して地盤が変位を強制する効果が増大したことと、やや卓越周期の長い入力波形を用いたことが特に影響したと考えている。

上下動を同時入力した場合、水平変位-鉛直変位軌道が図-33の下図のように小刻みに上下するため、頭打ちや沈下方向への反転を特定することは難しくなる。しかし、入力が終わった時点は動的な作用が除かれた状態に

図-33 数値実験結果

(上) 水平変位時刻歴 (中) 鉛直変位時刻歴
(下) 水平変位-鉛直変位関係

あるから、1回目と2回目の鉛直変位の残留値同士を比較して、沈下の有無を確認することは可能である。また、図のように、加速度単調漸増解析時の軌道が得られていれば、それを下回っていないかどうかという観点からの比較も可能になる。本解析結果において、鉛直変位は、1回目の入力に対して6mm程度の伸長を呈し、2回目の入力後にはさらに1mm強の伸長傾向を示している。また、常に加速度単調漸増解析時の軌道より上の領域で推移している。これらのことから、最大耐力点を越えた領域の中では、損傷度が比較的低い状態にあると考えられる。

(2) 振幅を変えた場合の影響

次に、水平動と鉛直動双方の振幅を、0.3倍(185Gal)、0.4倍、0.5倍、1.5倍、2倍(1235Gal)に変えて同様の解析を行った。先の1倍(617Gal)入力の結果と一緒に整理した結果を図-34に示す。同図(a)、(b)は、横軸に水平動の最大加速度を取り、縦軸に水平変位および鉛直変位を取ったグラフである。1回目と2回目それぞれの地震波入力時の最大値、および入力後の残留値をプロットしている。水平変位の最大値は、入力レベルの増大につれて線形的に増大する一方、残留値はゼロ付近を推移している。入力中最大値、入力後残留値の1回目と2回目間の差は、いずれの入力倍率のケースにおいても小さい。

図-34 振幅を変えた数値実験の結果

図-35 1235Gal入力ケースにおける鉛直変位の推移

(白 : 0.00, 黒 : 0.01)

図-36 主圧縮ひずみコンター (左から247Gal, 309Gal, 617Galの2回目入力終了時, 開口側からの透視図)

鉛直変位に目を転じると, 最大値は入力加速度レベルとともに増大する傾向にあるが, 残留値は617Gal入力以降, 停滞している. 図-34(c)は, 1回目入力後と, 2回目入力後の鉛直変位残留値の変化分を抽出した結果である. 617Gal入力以降, 2回目の入力による沈下の進行が, 徐々に顕著になっていることが分かる. 例えば, 1235Gal入力ケースにおける鉛直変位時刻歴は, 図-35のようになっており, 1回目—2回目間で基線が下方に移行している. 図-6で見たように, 繰返しによる沈下は, 損傷の進行を示す挙動の一つなので, これは, 最大耐力点を越えた領域の中でも, 損傷度が高い状態に分類される.

図-36は, 各ケースの解析終了時点における主圧縮ひずみコンターである. 主圧縮ひずみが0.01に至った領域が黒くなるように色を付けている. 最初は側壁とせん断壁の境界から損傷し始め (左図247Gal入力), その後, 基部に損傷が進行している様子を見ることができる (中図309Gal入力).

最後に, 図-37に, 損傷指標の推移をまとめた. 本章の検討は, 計算機環境の制約があったため, 出力を変位に限定した解析を行い, 主圧縮ひずみ, 損傷幅比はその

(a) 主圧縮ひずみ

(b) W_{ne}

(c) 損傷幅比

図-37 各指標によるせん断壁の損傷時刻歴

結果を基に算出した. その後, それらの指標の増大が確認された247Gal入力と基本ケースである617Galの2ケースに絞って, ひずみ, 応力を合わせて出力する設定で再度解析し, W_{ne} を算出した. 損傷幅の閾値 ε_{thre} は, 要素が大きくなっていることも勘案し, 前章で若干厳しめの評価を与えた0.01としたが, 要素の大きさと ε_{thre} との関係については, まだ考察を深める必要がある.

主圧縮ひずみ, 損傷幅比とも, 185Gal入力に対してほとんど動きを見せていないが, 247Gal入力ケースになると, 1回目の入力に当たる6秒の手前で主圧縮ひずみが ε_{peak} の2倍を超え, 2回目の入力に当たる26秒手前で損傷幅比がゼロでなくなっている. 247Gal入力ケースでは, W_{ne} もまた, 1回目の入力後に0.0019, 2回目の入力後に0.0026という値を示している. いずれの指標から, 247Galのケースが概ね最大耐力点に対応しているという

判定が与えられる。3章の検討結果を踏まえて、損傷幅比を耐力低下率とみなすと、247Galケースの2回目入力後に、せん断壁の水平耐力は30%程度低下していると推定される。309Gal以上になると、いずれの指標も1回目入力の5秒付近で急増し、せん断壁の耐荷性能はほとんど失われている。このように、最大耐力点を超えた状態における面部材の損傷度について、推定値を提示できるところが損傷幅比による評価の利点である。

損傷幅比は、309Galと617Galとで縦軸値に逆転が生じている。図-36の中央と右のコンター図を比較すると、右の617Galのケースでは、側壁との境界の損傷領域(黒い部分)が幅、長さとも大きく、また頂版との境界に損傷領域が広がっている。この変化によって、底版との境界が、損傷を免れたと推察される。この場合、図-3(a)の基部損傷幅比は、損傷個所に着目しておらず、損傷を過小評価する恐れがあるので、図-3(b)の損傷幅比がより適切な評価を与える。

ここでは、本論文で提案した指標による面内損傷の評価を試みたが、一般には、面内と面外の負荷を同時に受ける場合が想定される。そうした場面では、面外損傷指標の評価⁹⁾を合わせて実施すべきであるし、また、面内と面外の指標を独立で評価することの是非、あるいはそれが可能な範囲に関する議論が必要である。

7. まとめ

(1) 材料非線形解析を用いて、頂部水平変位を与えた壁単体の挙動に関するパラメータスタディを行い、面内力に抵抗する部材の損傷評価指標を探索した。具体的には、既往の研究で提案されている主圧縮ひずみ、正規化累加ひずみエネルギーの他に、主圧縮ひずみが一定以上である区間幅の全幅に対する比(以降、損傷幅比)、頂部鉛直変位に着目し、以下の知見を得た。ただし、本論文で用いた正規化累加ひずみエネルギーは、平均化領域が本来の定義に合致していない。よって、同指標に関する記述は、それと既提案の限界値との比較という条件下での知見である。

- ・水平耐力が顕著に低下するケースでは、水平変位-鉛直変位軌道の頭打ちや、伸長から沈下への反転、繰返しに伴う沈下の進行が見られた。
- ・既往の研究で提案されている指標(主圧縮ひずみ、正規化累加ひずみエネルギー)と限界値は、最大耐力点に至る前に対応していた。
- ・特に縦横比の小さな壁において、損傷幅比と、水平耐力の低下率とが良く対応した。また、損傷幅比は、主圧縮ひずみや正規化累加ひずみエネルギーと比べ、耐力残留率との関係が、縦横比や繰返しの有無による影

響を受けにくかった。これを受けて、損傷幅比がゼロであるという条件を、最大耐力点を同定する一つの基準として提案した。

- ・主圧縮ひずみ、正規化累加ひずみエネルギー、損傷幅比のいずれについても、過度に安全側の判定を与える(水平耐力は低下していないにもかかわらず、限界値を超える)ケースが存在した。

(2) せん断壁を有する地中構造物の動的応答を把握するため、せん断壁付き1層1連ボックスカルバートをせん断土槽に埋設して、水平一方向に加振する実験を行った。そこでは、以下の特徴的な結果が得られた。

- ・せん断壁の効果によって、構造物およびその側方の地盤のせん断変形が大きく抑制された。
- ・構造物に関して、せん断壁付近と、せん断壁の高さと同程度分だけせん断壁から離れた開口側付近とで位相差は無く、ほぼ一体として振動した。
- ・地盤の振動は、構造物に対して位相遅れを生じた。特に、土かぶり部分の位相遅れが大きかった。
- ・入力加速度の大きな加振ケースにおいて、側方土圧は構造物頂版付近で卓越し、作用形態が頂部集中荷重に近い状態となった。
- ・構造物上面では、深さから推定されるせん断強度よりもかなり大きなせん断応力が発生した。

(3) 材料非線形解析によって振動実験のシミュレーションを行い、同解析が、構造物の頂部水平変位・鉛直変位の動的応答を概ね推定できることを確認した後、(1)で検討した各損傷指標の時刻歴を抽出した。振動実験中、構造物模型は最大耐力点に達しなかったと考えられるが、主圧縮ひずみ、正規化累加ひずみエネルギー、損傷幅比は、いずれも最大耐力点に達したという安全側の評価を与えた。

(4) 振動実験と同形の構造物を含む地盤・構造物連成系モデルに上下動を同時入力する数値実験を行った。上下動があると、水平変位-鉛直変位軌道が小刻みに上下するため、(1)で述べた鉛直変位の頭打ちや反転を特定することは難しくなるものの、複数回同じ波形を入力することにより、鉛直変位残留値の相対変化を通じた判定が可能であることを示した。また、解析結果から損傷幅比を抽出し、これと鉛直変位の振舞いから、最大耐力点超過以降の損傷度を分類・評価できることを示した。

終わりに、最大耐力点以降の解析技術はまだ研究の途上にあるという認識を持っており、今後、解析技術の進展を逐次反映させて今回の結果を見直しつつ、部分破壊と構造物としての限界を区別できる不静定構造物のための耐震性評価の仕組みを構築したいと考えている。

謝辞：4章の実験は、電力9社と日本原子力発電(株)に

よる電力共通研究の一環として実施されたものです。同研究の過程で、貴重なご助言をいただいた土木学会原子力土木委員会耐震性能評価部会（主査：丸山久一長岡技術科学大学名誉教授）の委員の皆様、そして関係各位に謝意を表します。また、本論文の執筆に当たってご指導をいただいた東京大学の前川宏一教授に深謝いたします。

参考文献

- 1) 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.
- 2) Maekawa, K., Pimanmas, A. and Okamura, H.: *Nonlinear Mechanics of Reinforced Concrete*, Spon Press, 2003.
- 3) 米澤健次, 長沼一洋, 江戸宏彰：正負繰返し荷重を受ける RC 柱の三次元 FEM 解析, コンクリート工学年次論文集, Vol.25, No.2, pp.43-48, 2003.
- 4) 宮川義範, 永田聖二, 松村卓郎：せん断補強筋の無い鉄筋コンクリート部材の横膨張と残留耐力の関係, 土木学会論文集E2, Vol.70, No.4, pp.402-416, 2014.12.
- 5) 志賀敏男, 渋谷純一, 高橋純一, 金井素水：鉄筋コンクリート耐震壁の復元力特性のモデル化とその地震応答（その1）, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.551-552, 1974.10.
- 6) 壁谷澤寿海, 小谷俊介, 青山博之：耐震壁を有する鉄筋コンクリート構造物の非線形地震応答解析, 第5回コンクリート工学年次講演会講演論文集, pp.213-216, 1983.
- 7) 稲田泰夫：原子炉建屋立体耐震壁の復元力特性に関する研究（その1） τ - γ 関係スケルトンカーブの検討, 日本建築学会構造系論文報告集, 第371号, pp.61-71, 1987.1.
- 8) 青柳征夫, 山田一字：面内力を受ける鉄筋コンクリートシェル要素の耐力変形特性, 土木学会論文報告集, 第331号, pp.167-180, 1983.3.
- 9) 出雲淳一, 申鉉穆, 前川宏一, 岡村甫：正負繰返し面内応力下におけるRC板要素の解析モデル, 土木学会論文集, 第408号/V-11, pp.51-60, 1989.8.
- 10) 吉川弘道, 小玉克巳, 田辺忠顕：ひび割れを含む直行配筋鉄筋コンクリート平板の非線形挙動, 土木学会論文集, No.414/V-12, pp.165-174, 1990.2.
- 11) 土屋智史, 牧剛史, 齊藤成彦, 渡邊忠朋, 前川宏一：非線形有限要素解析によるRC面部材の損傷指標と耐力評価, 土木学会論文集E2, Vol.68, No.3, pp.209-224, 2012.
- 12) 土木学会：2012年制定 コンクリート標準示方書 設計編, 2013.
- 13) Shawky, A. and Maekawa, K.: Nonlinear response of underground RC structures under shear, *Journal of Materials, Concrete Structures and Pavements*, JSCE, No.538/V-31, pp.195-206, 1996.5.
- 14) 大嶋義隆, 渡辺啓行：3次元地中構造物と地盤の弾塑性動的相互作用に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.489/I-27, pp.261-268, 1994.4.
- 15) Ohshima, Y. and Watanabe, H.: An elasto-plastic dynamic response analysis of underground structure-soil composite based upon the 3-D finite element method, *Proceedings of JSCE*, No.495/I-28, pp.31-42, 1994.7.
- 16) 末広俊夫, 大友敬三, 松本恭明, 岡市明大：RC地中構造物の損傷過程に関する実験的研究（その2）小型振動台実験で得られたRC試験体挙動について, 第25回地震工学研究発表会講演梗概集, pp.625-628, 1999.7.
- 17) 大友敬三, 末広俊夫, 河井正, 金谷賢生：強震時における鉄筋コンクリート製地中構造物横断面の塑性変形に関する実証研究, 土木学会論文集, No.724/I-62, pp.157-175, 2003.1.
- 18) Miyagawa, Y.: Bi-directional Loading Test of Reinforced Concrete Walls Used in Box Culverts, *Transactions, SMIRT 19*, Toronto, Paper #H07/5, 2007.8.
- 19) Paulay, T. and Priestley, M. J. N.: *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, John Wiley & Sons, 1992.
- 20) 羽場崎淳, 北田義夫, 鳥田晴彦, 西川孝夫：斜め方向入力を受けるRCボックス型耐震壁の復元力特性, 日本建築学会構造系論文集, 第541号, pp.129-136, 2001.3.
- 21) 河井正, 金谷守, 大友敬三, 松井淳, 松尾豊史：鉄筋コンクリート製地中構造物の耐震性能照査法の高度化（その2）一密な乾燥砂地盤・構造物連成系解析における地盤非線形モデルの適用性評価一, 電力中央研究所研究報告U02018, 2003.1.
- 22) An, X., Maekawa, K. and Okamura, H.: Numerical simulation of size effect in shear strength of RC beams, *Journal of Materials, Concrete Structures and Pavements*, JSCE, No.564/V-35, pp.297-316, 1997.5.

(2015.1.7 受付)

DAMAGE EVALUATION OF RC UNDERGROUND STRUCTURES WITH SHEAR WALLS BASED ON DYNAMIC NON-LINEAR ANALYSIS

Yoshinori MIYAGAWA, Toshio SUEHIRO, Toyofumi MATSUO
and Keizo OHTOMO

The indices to evaluate the seismic damage level of reinforced concrete underground structures with shear walls were investigated supposing the use of non-linear FEM analysis as the method to calculate dynamic response. Firstly, it was derived that the ratio of the width where principal compressive strain was larger than 1% to the total width correlated with horizontal load capacity degradation based on analytical studies for single walls. To the next, the judgement of reaching maximum load capacity and the classification of the damage level in the post-peak region were illustrated through the damaging width ratio extracted from the follow-up analysis of a shake table test and numerical case studies.