

論文 全応力モデルを用いた地盤-構造物連成地震応答解析による下水道施設の耐震性能評価に関する研究

福江 清久*1・伊津野 和行*2

要旨：本研究は、地中構造物である下水道施設に全応力モデルを用いた地盤-構造物連成地震応答解析を適用して、耐震性能を評価しようと試みたものである。ボックスカルバートの正負交番載荷実験のシミュレーション解析を行い、繰返し荷重下での損傷指標の適用性を検討した。その結果、曲げ破壊型、せん断破壊型いずれの試験体に対しても損傷指標が有用であることを確認した。また、下水道施設の地中構造物を対象に全応力モデルを用いた2次元地盤-構造物連成地震応答解析を実施し、従来の応答変位法による評価よりも合理的に評価できることを示すとともに、下水道施設としての実用的な限界値を考察した。

キーワード：全応力、連成地震応答解析、耐震性能評価、地中構造物、下水道施設

1. 研究の背景と目的

筆者らは、下水道施設の耐震性能評価手法の高度化を目指し、解析的なアプローチから研究を進めている¹⁾²⁾。そのなかで、局所ひずみを照査指標とした場合と非局所ひずみ(損傷指標³⁾)を照査指標とした場合の下水道施設としての限界値をそれぞれ示した¹⁾²⁾。しかし、これらの検討は地中構造物を対象としたものでありながら、繰返し荷重の影響や地盤と構造物の動的相互作用は考慮できていない。

下水道施設の設計分野でも非線形解析を適用して構造物の耐震性能を評価するようになった⁴⁾が、ボックスカルバートのような地中構造物の非線形解析による評価手法は確立されていない。このような構造物に対し、原子力分野では耐震性能照査における応答値の評価に用いる解析手法として、地盤-構造物連成系の時刻歴地震応答解析を標準としている⁵⁾。このような解析手法を下水道施設の地中構造物にも適用し、損傷指標などの汎用的な評価指標や変形指標等を用いれば、簡易かつより合理的な耐震性能の評価ができると思われる。

ところで、地盤の高度なモデル化の方法としては有効応力モデルが考えられるが、このモデルは解析に必要なパラメータも多く、地盤工学や解析コードの深い知識と経験が必要であるため、設計実務の使用は容易ではないのが実状である。一方、全応力モデルは、地盤の変形メカニズムを全て考慮できているわけではないものの、少なくともひずみに依存した剛性についてはモデル化されており、条件によってはある程度の精度で地盤のせん断変形量を予測できると考えられる。既往の研究では、種々の入力レベルの地震波加振結果のシミュレーションにおいて、全応力解析の結果は精度良く遠心力載荷模型実験の地盤および構造物の変形を再現可能であることが報告

されている⁵⁾。

そこで、本研究では、正負交番載荷実験のシミュレーション解析により繰返し荷重下における損傷指標の適用性を確認したうえで、全応力モデルを用いた地盤-構造物連成地震応答解析による下水道施設の耐震性能評価手法を検討した。

2. 正負交番載荷実験のシミュレーション解析

2.1 検討対象試験体

検討対象試験体は、図-1に示すとおり、本田らの実験⁶⁾(以下、実験という)で用いられた高さ1.48m、幅2.54m、奥行き0.4m、部材厚0.2m(隔壁のみ0.14m)のRC2連ボックスカルバートの試験体(模型縮尺:約1/3.5)である。

本検討では、曲げ破壊型およびせん断破壊型の2種類の試験体を対象とした。曲げ破壊型試験体は、実構造物の代表的な配筋量(引張鉄筋比約0.5%、せん断補強筋比約0.2~0.3%)であり、せん断破壊型試験体は、隔壁がせん断破壊するように配筋が調整されている。

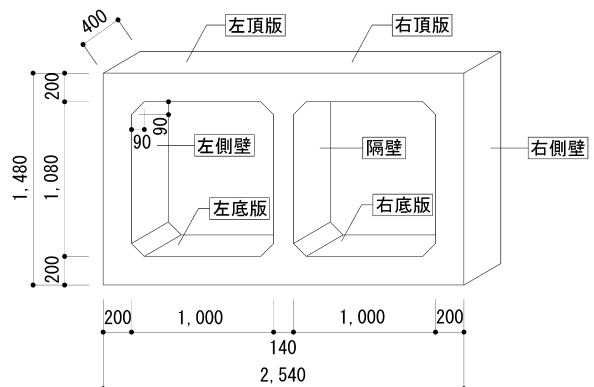


図-1 検討対象試験体 (単位: mm)⁶⁾

*1 ナレッジフュージョン(株) 代表取締役 工修 (正会員)

*2 立命館大学 理工学部環境都市工学科教授 工博

2.2 解析モデル

解析モデルを図-2に示す。

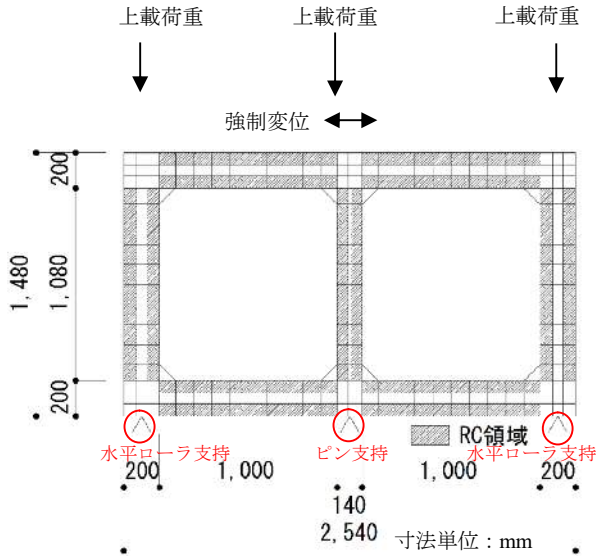


図-2 解析モデル

解析プログラムは、“WCOMD Studio”を使用した。構造物はすべて2次元8節点アイソパラメトリック平板要素を用いてモデル化した。断面方向の要素分割は、部材に配置されている内外の軸方向鉄筋とその間のコア部を考慮して3分割とした。RC要素には、曲げ破壊型試験体およびせん断破壊型試験体それぞれの鉄筋比を設定した。隅角部は弾性要素とし、ハンチ始点位置には、局所的な不連続変形挙動が表現できる離散ひび割れモデルに基づく接合要素を配置した。支持条件は、隔壁下部の隅角部をピン支持とし、側壁下部の隅角部を水平ローラ支持とした。また、強制変位を与える隔壁上部の節点を水

平方方向固定とした。コンクリートの圧縮構成則には弾塑性破壊モデル⁷⁾を適用し、圧縮強度以降の軟化勾配は要素寸法に応じて設定されている。引張構成則には、鉄筋との付着が影響する領域(RC領域)と影響しない領域(無筋領域)に分けてひび割れ後の軟化勾配を設定した。RC領域ではテンションスティフニングを考慮して緩やかな軟化勾配を与え、これに対応する鉄筋の引張構成則には、付着の影響を考慮した平均応力-平均ひずみの関係を用いた⁸⁾。無筋領域ではコンクリートの引張破壊エネルギーと要素寸法に応じた軟化勾配を設定した。なお、要素寸法は部材厚の1/2程度を目安とした。さらに、接触面密度関数モデル⁷⁾をひび割れ面に沿った応力伝達モデル(せん断伝達モデル)として採用し、ひび割れせん断伝達係数はコンクリート強度を勘案し1.0とした。コンクリートのひび割れモデルには、アクティブクラック法に基づく非直交多方向固定分散ひび割れモデル⁹⁾を採用した。

2.3 材料定数

コンクリートおよび鉄筋の材料定数は、参考文献6)に示されているものを用いた。

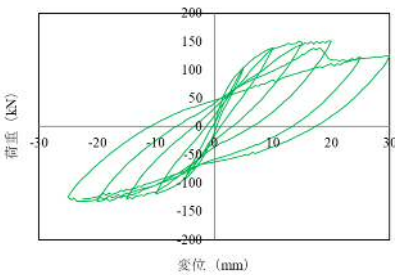
2.4 荷重方法

荷重は、初期荷重として頂版両端部および中央部に土被り厚20mmに相当する上載荷重を荷重制御で与えた後、隔壁上部より水平方向に強制変位を繰り返し荷重する方法で行った。

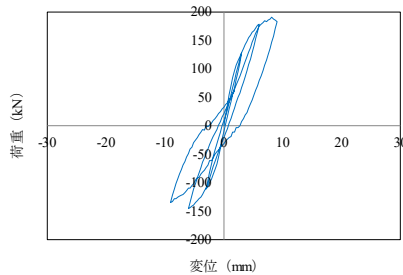
2.5 解析結果

(1) 荷重-変位関係

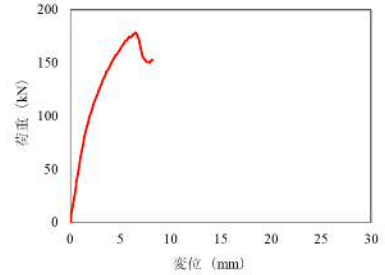
解析および実験による隔壁頭部の荷重-変位関係を図-3に示す。繰返し荷重による曲げ破壊型の解析の荷重-変位関係(図-3(a))は、履歴ループの形状に差



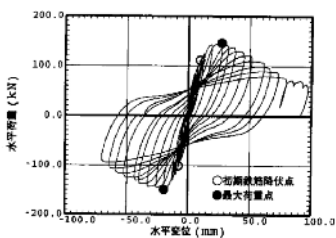
(a) 解析(繰返し荷重・曲げ破壊型)



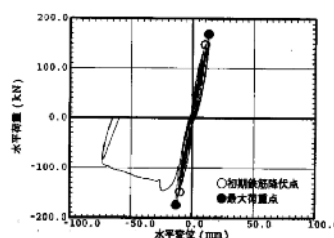
(b) 解析(繰返し荷重・せん断破壊型)



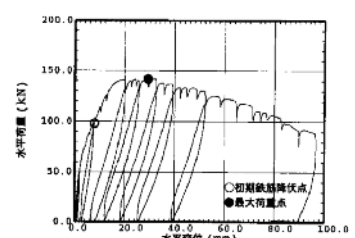
(c) 解析(単調荷重・せん断破壊型)²⁾



(d) 実験(繰返し荷重・曲げ破壊型)⁶⁾



(e) 実験(繰返し荷重・せん断破壊型)⁶⁾



(f) 実験(単調荷重・曲げ破壊型)⁶⁾

図-3 荷重-変位関係

があるものの、包絡線は実験（図-3 (d)）とよく一致している。また、単調載荷（図-3 (f)）よりも最大荷重点以降の剛性低下が著しい様子も再現できている。繰返し載荷によるせん断破壊型の解析の荷重-変位関係（図-3 (b)）も、最大荷重点など実験（図-3 (e)）とよく一致している。また、実験（図-3 (e)）では隔壁のせん断破壊が進行しても全体系の挙動は脆性的にはならず延性的な挙動を示したが、解析（図-3 (b)）では単調載荷のシミュレーション（図-3 (c)）では再現できなかったこのような延性的な挙動を再現できている。以上より、本解析は、正負交番繰返し載荷を受ける構造物のマクロ的な挙動を再現できており、単調載荷との違いも再現できている。

(2) 損傷指標-変位関係

本論で用いる損傷指標は、引張損傷を偏差ひずみ第2不変量 $\sqrt{J'_2}$ により、圧縮損傷を正規化累化ひずみエネルギー \bar{W}_n により定義するもので、限界値は、平均化長さを150mmとして、 $\sqrt{J'_2}=1000\mu$ 、 $\bar{W}_n=1500\mu$ である³⁾。隔壁頭部の損傷指標-変位関係を図-4に示す。図中の青線は引張損傷を表す $\sqrt{J'_2}$ を、赤線は圧縮損傷を表す \bar{W}_n を示す。曲げ破壊型の荷重-変位関係を見ると、圧縮損傷を表す \bar{W}_n は、荷重が低下し始める変位18mm付近で限界値1500 μ を超えている。実験では正負両方向において最大荷重に達した後、隔壁脚部でコンクリートの剥落が生じていることから、本解析において、繰返し荷重下においても損傷指標 \bar{W}_n の限界値1500 μ 付近で隔壁が圧縮損傷する現象が再現できたといえる。せん断破壊型の荷重-変位関係を見ると、変位8mmおよび-6mm以降は $\sqrt{J'_2}$ が急激に増加しているのが分かる。また $\sqrt{J'_2}$ の限界値である1000 μ 付近で急激な増加がみられる。実験では斜めひび割れが部材軸方向に沿って大きく開いて急激な荷重低下を起こしたことから、本解析において、繰返し荷重下においても損傷指標 $\sqrt{J'_2}$ の限界値1000 μ 付近で隔壁がせん断損傷する現象が再現できたといえる。

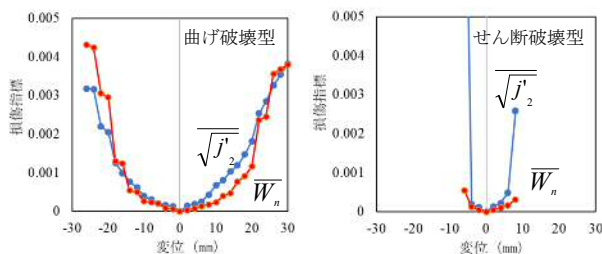


図-4 損傷指標-変位関係

(3) 損傷指標のコンター図

損傷指標の最大値のコンター図を図-5に示す。曲げ破壊型のコンター図を見ると、隔壁の頭部と脚部で左右とも \bar{W}_n が1500 μ を超えている。また、左頂版の左側端

部で \bar{W}_n の値が大きいのが分かる。実験では特に頂版の左側で損傷が激しかったため、本解析ではこのような現象を再現できているといえる。せん断破壊型のコンター図を見ると、引張損傷を表す $\sqrt{J'_2}$ は隔壁左右の広い範囲で1000 μ を超えており、隔壁で斜めひび割れが部材軸方向に沿って大きく開いて急激な荷重低下を起こしたという実験の斜めひび割れ損傷をよく表現できているのが分かる。

以上より、繰返し荷重下でも、曲げ破壊型、せん断破壊型いずれの試験体に対しても損傷指標は有用であることが確認できた。

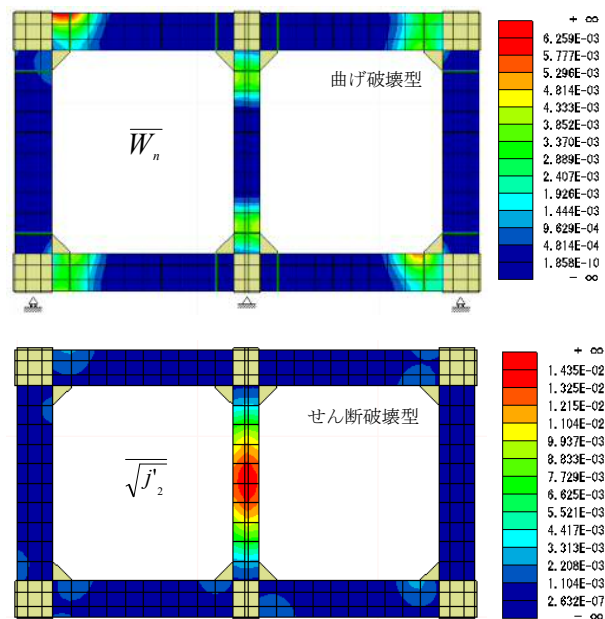


図-5 損傷指標のコンター図

3. 下水道施設の耐震性能評価

3.1 検討対象構造物および検討概要

検討対象構造物は、図-6に示すとおり、下水道施設のRCボックスカルバート（独立管廊）である。基礎形式は、直接基礎である。本構造物の配筋を表-1に示す。なお、せん断補強鉄筋は配置されていない。コンクリートの設計基準強度は24N/mm²、鉄筋の降伏強度は295N/mm²（SD295A）であり、解析にはこれらの材料定数を設定した。

このような構造物は地震時の挙動が周辺地盤の挙動に支配されると考えられるため、下水道基準では応答変位法を適用し、レベル2地震時に対しては限界状態設計法で照査している。しかし、応答変位法は、構造物の剛性によっては地盤パネ算定において与える幾何条件と構造物変形の適合性が十分ではないために精度が低下する等の問題点が指摘されており¹⁰⁾、設計実務において精度の良い耐震性能照査を行うには、有限要素解析による相互

作用のモデル化を用いることが考えられる。そこで、本章では、材料非線形モデルを用いた有限要素解析による地盤-構造物連成地震応答解析を実施し、従来の応答変位法による評価と比較検討する。

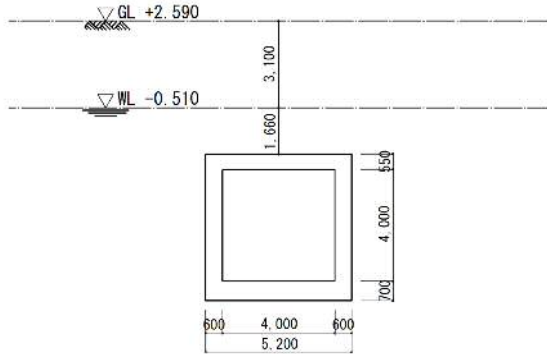


図-6 検討対象構造物

表-1 配筋

部材	径	ピッチ (mm)	かぶり (mm)
側壁 (外側)	D19D22	125	60
側壁 (内側)	D16	250	60
頂版 (外側)	D19D22	125	60
頂版 (内側)	D16	125	60
底版 (外側)	D19D22	125	60
底版 (内側)	D16	125	60

地盤に接する側を外側とする。

3.2 地盤条件

地盤条件を表-2に示す。なお、この地盤は液状化が生じないことを事前に確認している。

表-2 地盤条件

土質記号	層厚 (m)	土質	N 値	単位重量 (kN/m ³)
B	6.500	砂質土	6	18.0
As1	7.600	砂質土	13	18.0
Ac1	7.400	粘性土	3	16.0
As2	5.600	砂質土	32	19.0
Ac2	0.500	粘性土	9	16.0
As3	1.000	砂質土	32	19.0
Tg	7.600	砂質土	50	21.0
Tc1	2.600	粘性土	13	19.0
Ts	2.800	砂質土	35	20.0
Tc2	20.300	粘性土	8	19.0

3.3 解析モデル

解析モデルを図-7に示す。構造物は平面応力要素、地盤は平面ひずみ要素でモデル化し、すべて2次元8節点アイソパラメトリック要素を使用した。壁とスラブの接合部は弾性要素とした。モデルの側方は混合境界、底面は固定境界とした。混合境界とは、固定境界、自由境界の代わりに速度一定境界、ひずみ一定境界なる境界条件から求まる解を重ね合わせる手法で、境界近傍の領域内で消波処理できる¹¹⁾。具体的には、境界近傍の要素をオーバーラッピング要素とし、境界の1辺を2重節点としてそれぞれ異なる境界条件(水平ローラー、鉛直ローラー)を与えた。解析プログラムおよび構造物(RC)の構成則は、2章と同様のものを用いた。地盤の構成則は、間隙水の移動を考慮しない全応力型¹²⁾の大崎モデル⁵⁾とし、履歴モデルはMasing則に従うものとした。大崎モデルのパラメータは、せん断剛性 $G_0=11.76N^{0.8} \text{ N/mm}^2$ (N : N 値), せん断強度 $S_u=G_0/600 \text{ N/mm}^2$ (粘性土), $S_u=G_0/1100 \text{ N/mm}^2$ (砂質土) として求めた。減衰は履歴減衰のみを考慮した。地盤と構造物の動的相互作用を考慮するため、構造物の全周にジョイント要素を設けた。ジョイント要素の閉合時の接触剛性は $10\text{kN/mm}^2/\text{mm}$, せん断剛性は $0.1\text{N/mm}^2/\text{mm}$, 開口時は接触剛性, せん断剛性とも0とした。

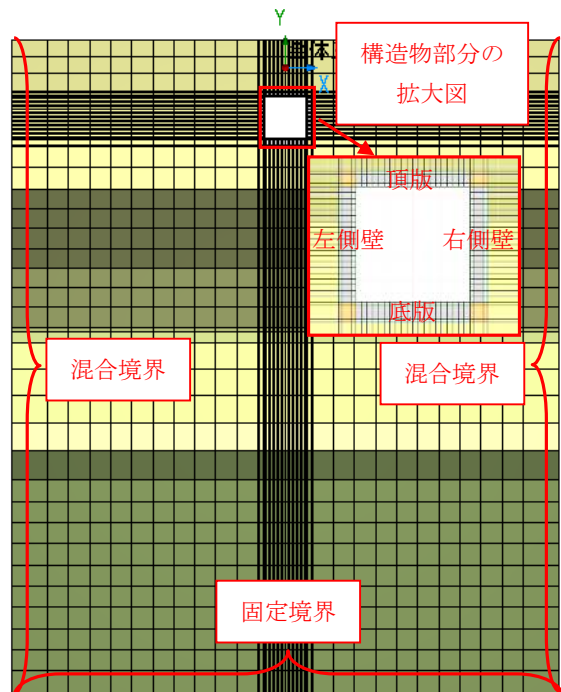


図-7 解析モデル

3.4 入力地震波

入力地震波は、表-3に示す「2002年制定コンクリート[耐震性能照査編]¹³⁾」に示されているレベル2地震動

の海洋型および内陸型の4波を用いた。本論は連成解析を設計実務で用いることを念頭に置いているため、入力地震波にはこのような多様な地震特性を内在する設計基準の地震波を用いた。構造物に対する地震波の入力方向は水平方向とし、鉛直方向の地震力は考慮していない。

表-3 入力地震波の最大加速度

海洋型①	海洋型②	内陸型①	内陸型②
322gal	347gal	749gal	700gal

3.5 応答変位法による解析結果

応答変位法の解析手法、断面計算法は下水道基準に依った。荷重はレベル2地震時の荷重の組合せ（自重、浮力、静止土圧、慣性力、応答変位土圧および周面せん断力）を設定した。応答変位法による解析結果を表-4および表-5に示す。曲げに関してはすべての部材で耐力を満足する結果であったが、せん断に関しては、底版端部でせん断耐力不足となった。このような部材をFEMや損傷指標で検討することで合理化が図れると考えられる。

表-4 曲げに対する照査結果（応答変位法）

照査箇所	M_d (kN)	M_u (kN)	$\gamma_i \cdot M_d/M_u$
頂版（端部）	317.0	444.2	0.71
側壁（脚部）	394.5	545.5	0.72
底版（端部）	394.5	643.2	0.61

M_d : 発生曲げモーメント M_u : 曲げ耐力 γ_i : 構造物係数

表-5 せん断に対する照査結果（応答変位法）

照査箇所	V_d (kN)	V_{yd} (kN)	$\gamma_i \cdot V_d/V_{yd}$
頂版（端部）	298.6	312.5	0.96 (OK)
側壁（脚部）	309.8	344.7	0.90 (OK)
底版（端部）	386.5	366.1	1.06 (NG)

V_d : 発生せん断力 V_{yd} : せん断耐力 γ_i : 構造物係数

3.6 連成地震応答解析による解析結果

(1) 層間変形角

層間変形角を表-6に示す。なお、層間変形角は構造物の頂版-底版間の層間変位を構造物の高さ（5250mm）

で除した値とした。

表-6 層間変形角

海洋型①	海洋型②	内陸型①	内陸型②
1/290	1/330	1/89	1/161

内陸型地震波に対する結果の方が、海洋型地震波に対する結果よりも総じて層間変形角が大きいことが分かる。特に内陸型①の地震波の照査では層間変形角が原子力分野の限界値³⁾1/100を超えている。このように照査に用いる地震動によっては照査判定が異なることがあるため、下水道施設の時刻歴応答解析に用いる地震動については今後の検討課題であると考えられる。

(2) 損傷指標の最大値

各部材の損傷指標の最大値を表-7に、損傷指標の最大値のコンター図を図-8に示す。

図-8のコンター図を見ると、内陸型地震波に対する結果の方が、海洋型地震波に対する結果よりも総じて損傷が大きいことが分かる。また、内陸型地震波に対するコンター図を見ると、側壁脚部の少し上の箇所（図中の○の箇所）で大きな損傷が生じている。これは、B層とAs1層の地盤物性の違いにより逆位相の変形状態が生じたためと考えられる。この挙動は、応答変位法で想定している同方向・同位相の地盤挙動とは異なる挙動を示しているといえる。表-7の値を見ると、内陸型地震波に対する結果では、引張損傷を表す $\sqrt{j'_2}$ が限界値1000 μ を超えているが、本解析においては $\sqrt{j'_2}$ の増大に伴う平均化せん断ひずみの増大は確認されなかったためこれは曲げひび割れによるものと考えられる³⁾。圧縮損傷を表す \overline{W}_n の限界値1500 μ を超えている部材はないことから、本論で用いた地震波による連成地震応答解析では、材料損傷による照査は満足しているといえる。応答変位法ではせん断耐力不足と評価されていたことから、解析手法として連成地震応答解析を適用し、損傷指標を用いて評価すれば、地中構造物の耐震性能評価の合理化が図れる。

(3) 下水道施設としての限界値の考察

要素寸法や解析手法に依存しない汎用的な損傷指標が提案されている³⁾が、原子力分野ではそれらの照査指

表-7 各部材の損傷指標の最大値

	海洋型①		海洋型②		内陸型①		内陸型②	
	$\sqrt{j'_2}$	\overline{W}_n	$\sqrt{j'_2}$	\overline{W}_n	$\sqrt{j'_2}$	\overline{W}_n	$\sqrt{j'_2}$	\overline{W}_n
頂版	138 μ	62 μ	128 μ	58 μ	4690 μ	1448 μ	1581 μ	502 μ
左側壁	166 μ	53 μ	161 μ	55 μ	4568 μ	707 μ	1704 μ	450 μ
右側壁	175 μ	59 μ	167 μ	51 μ	4316 μ	779 μ	1836 μ	479 μ
底版	72 μ	24 μ	76 μ	27 μ	553 μ	166 μ	193 μ	86 μ

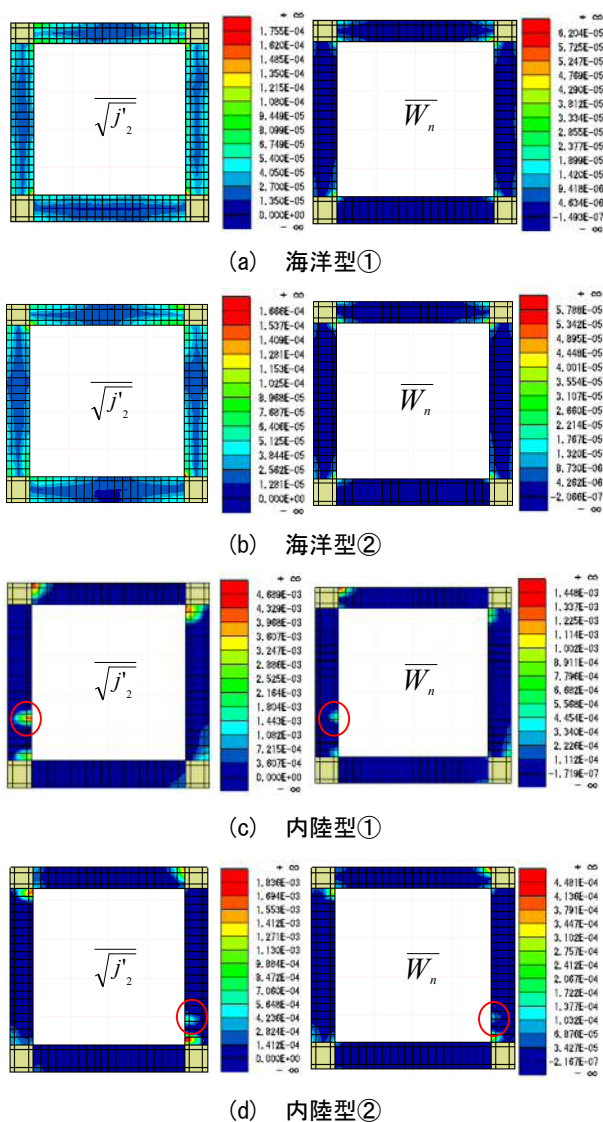


図-8 損傷指標の最大値のコンター図

標に加え、構造物の変形にも着目した指標を導入している¹⁴⁾。例えば、「構造物が崩壊しない」場合の限界値を層間変形角 1/100 としている。本論では、内陸型①の地震波の照査において、損傷指標の限界値は満足したものの層間変形角が 1/100 を超えている (1/89) 結果となった。下水道施設の管廊に関して、材料レベルの限界値だけでなく構造物全体の安全性を確保するための限界値を検討していくことが今後の課題である。

4. 結論

- (1) 繰返し荷重下における損傷指標の適用性を検討した。その結果、曲げ破壊型、せん断破壊型いずれの試験体に対しても損傷指標は有用であることを確認した。
- (2) 下水道施設の地中構造物を対象に全応力モデルを用いた 2 次元地盤-構造物連成地震応答解析を実施し、従来の応答変位法による評価よりも合理的に評価できることを示した。

- (3) 下水道施設の管廊に関して、材料レベルの限界値だけでなく構造物全体の安全性を確保するための限界値を検討していくことが今後の課題である。

参考文献

- 1) 福江清久, 本多顕治郎, 安井達喜: 面外力を受ける下水道施設に非線形有限要素解析を適用する場合の限界値の設定に関する一考察, コンクリート工学年次論文集, Vol.38, No.2, pp.97-102, 2016
- 2) 福江清久, 伊津野和行: 材料の損傷に基づく下水道施設の耐震性能照査に関する基礎的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.40, No.2, pp.811-816, 2018
- 3) 齊藤成彦, 牧剛史, 土屋智史, 渡邊忠朋: 非線形有限要素解析による RC はり部材の損傷評価, 土木学会論文集 E2 (材料・コンクリート構造), Vol.67, No.2, pp.166-180, 2011
- 4) 公益社団法人日本下水道協会: 下水道施設の耐震対策指針と解説-2014年版-, 2014
- 5) 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<技術資料>, 2005
- 6) 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, Vol.21, No.3, pp.1261-1266, 1999
- 7) 岡村甫, 前川宏一: 鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則, 技報堂出版, 1991
- 8) Mackawa, K., Pimanmas, A. and Okamura, H. : Nonlinear Mechanics of Reinforced Concrete, Spon Press, 2003
- 9) 福浦尚之, 前川宏一: 非直交する独立 4 方向ひび割れ群を有する平面 RC 要素の空間平均化構成則, 土木学会論文集, No.634/V-45, pp.177-195, 1999
- 10) 大塚久哲他: 最新地中・基礎構造の耐震設計, 九州大学出版会, 2006
- 11) 土木学会: 動的解析と耐震設計[第 2 巻]動的解析の方法, 技報堂出版, 1989
- 12) 牧剛史, 前川宏一, 半井健一郎, 平野勝識: 液状化を生じる地盤中における RC 杭基礎の非線形応答に関する研究, 液状化地盤中の杭の挙動と設計法に関するシンポジウム論文集, pp.285-290, 2004
- 13) 土木学会: 2002 年制定コンクリート標準示方書耐震性能照査編, 2002
- 14) 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, 2018