



Title	不整形地盤におけるRC池状構造物間の地震時非線形挙動に関する研究
Author(s)	猪子, 敬之介
Degree Grantor	北海道大学
Degree Name	博士(工学)
Dissertation Number	甲第11571号
Issue Date	2014-09-25
DOI	https://doi.org/10.14943/doctoral.k11571
Doc URL	https://hdl.handle.net/2115/57219
Type	doctoral thesis
File Information	Keinosuke_Inoko.pdf



不整形地盤における RC 池状構造物間の 地震時非線形挙動に関する研究

A Study on Earthquake Nonlinear Behaviors of RC Tanks on Irregular Ground

2014 年 9 月

猪子 敬之介

不整形地盤における RC 池状構造物間の地震時非線形挙動に関する研究

目 次

第 1 章 序論	1
1.1 本研究の背景	1
1.2 既往の研究	3
1.3 本研究の目的	6
1.4 本論文の内容と構成	7
第 1 章の参考文献	9
第 2 章 動的解析法の条件設定とモデル化	11
2.1 解析対象	11
2.2 地盤と構造物の動的相互作用のモデル化	16
2.3 地盤の力学特性のモデル化	19
2.3.1 土の非線形特性と数式モデル	19
2.3.2 1 次元解析の拡張モデル (マルチスプリングモデル)	27
2.4 構造物の力学特性のモデル化	27
2.4.1 構造物のモデル化	27
2.4.2 部材のモデル化	29
2.4.3 内容水のモデル化	30
2.5 動的解析手法	30
2.5.1 動的解析手法の選定	30
2.5.2 運動方程式	31
2.5.3 数値積分法	33
2.5.4 減衰の設定 (粘性減衰)	34
2.6 空間のモデル化	34
2.7 入力地震動 (検討用地震動)	37
2.8 1 次元地盤の地震応答解析	38
第 2 章の参考文献	41
第 3 章 非線形特性を考慮した表層硬質地盤における基盤傾斜の影響	43
3.1 概説	43
3.1.1 解析モデル	43
3.1.2 解析ケース	44
3.2 基盤傾斜が RC 池状構造物と周辺地盤に及ぼす影響	47
3.3 基盤傾斜が RC 池状構造物の応答に及ぼす影響	51
3.4 第 3 章のまとめ	54
第 3 章の参考文献	55

目 次

第 4 章 軟弱土の非線形特性を示す表層軟質地盤の影響	57
4.1 概説	57
4.1.1 解析モデル	57
4.1.2 解析ケース	59
4.2 表層地盤の硬軟が RC 池状構造物と周辺地盤に及ぼす影響	60
4.3 表層地盤の硬軟が RC 池状構造物の応答に及ぼす影響	67
4.4 RC 池状構造物と水道管路との間の動的挙動	69
4.5 第 4 章のまとめ	72
第 4 章の参考文献	73
第 5 章 地表面傾斜と新設 RC 池状構造物築造が既設 RC 池状構造物に及ぼす影響評価 ...	75
5.1 概説	75
5.1.1 解析モデル	75
5.1.2 解析ケース	77
5.2 地表面傾斜が周辺地盤および既設構造物に及ぼす地震時の影響	78
5.2.1 地表面傾斜が周辺地盤に及ぼす影響	78
5.2.2 地表面傾斜が既設構造物に及ぼす影響	81
5.3 新設構造物築造が既設構造物に及ぼす影響	84
5.4 第 5 章のまとめ	88
第 5 章の参考文献	90
第 6 章 RC 池状構造物間の地震時相対変位に対する水道管路の伸縮性能	91
6.1 概説	91
6.1.1 解析モデル	91
6.1.2 解析ケース	93
6.2 水道管路のモデル化の影響	94
6.3 基盤傾斜の影響	97
6.4 第 6 章のまとめ	98
第 6 章の参考文献	100
第 7 章 結論	101
謝辞	105

第 1 章 序論

1.1 本研究の背景

日本の水道普及率は 97.5%に達し¹⁾、改めて言うまでもなく、水道は国民生活や社会・経済活動に欠くことのできない極めて重要なライフラインとなっている。このため、地震などの自然災害による突発的な断水あるいは減水の影響は計り知れないものがあり、都市部の大規模水道、山間部や海岸地域などの小規模水道を問わず、地震時・地震後の機能維持が強く求められる施設である。

水道施設は、取水施設から始まり、取水・導水・浄水・送水・配水の各施設及び給水装置まで一連のシステムとして機能している。「水道の耐震化計画等策定指針」²⁾では、地震に強い水道づくりを目指す方策として、個々の施設について耐震性を高めることのみならず、水源から水道の利用者に至るまで水道システム全体としての機能維持、代替機能の確保を含む幅広い範囲に及ぶことが示されている。

近年の被害地震と水道の被害状況³⁾を表-1.1 に示す。1995 年兵庫県南部地震以降も 2004 年新潟県中越地震⁴⁾、⁵⁾、2007 年能登半島地震⁶⁾、2007 年新潟県中越沖地震⁷⁾、2008 年岩手・宮城内陸地震⁸⁾などで水道施設の地震被害が多く報告されている。2011 年東北地方太平洋沖地震では、本震および余震により東北地方から関東地方に及ぶ広範の地域で水道施設の地震被害が生じ、約 257 万戸で断水が発生するとともに、その被害総額が約 1,316 億円に上り、兵庫県南部地震の約 541 億円に比べ 2.4 倍以上の規模となった⁹⁾。これらの地震による浄水場、配水池、基幹管路等の主な水道施設の被害を見ると、津波による被害を除けば、取り分け、地滑り・山崩れ・山腹崩壊の生じやすい地盤、地表面や基盤面が傾斜した不整形地盤、軟弱地盤・埋立地・液状化地盤等の地形・地質的な要因や、構造物と管路との接続部（取り合い部）等の構造変化部などで生じている。

例えば、1995 年 1 月の兵庫県南部地震では、地表面や基盤面が傾斜した不整形地盤上に立地する会下山配水池（兵庫県神戸市）において、新旧構造物の接続部の破断、構造物の貫通クラックが発生

表-1.1 近年の被害地震と水道の被害状況³⁾

地震名等	発生日	最大震度	地震規模 (M)	断水戸数	最大断水日数
新潟県中越地震	2004 年 10 月 23 日	7	6.8	約 130,000 戸	約 1 ヶ月
能登半島地震	2007 年 3 月 25 日	6 強	6.9	約 13,000 戸	13 日
新潟県中越沖地震	2007 年 7 月 16 日	6 強	6.8	約 59,000 戸	20 日
岩手・宮城内陸地震	2008 年 6 月 14 日	6 強	7.2	約 5,500 戸	18 日
岩手県沿岸北部を震源とする地震	2008 年 7 月 24 日	6 弱	6.8	約 1,400 戸	12 日
駿河湾を震源とする地震	2009 年 8 月 11 日	6 弱	6.5	約 75,000 戸	3 日
東北地方太平洋沖地震	2011 年 3 月 11 日	7	9	約 2,567,000 戸	約 5 ヶ月

第1章 序論

写真-1.1 RC池状構造物の傾斜（池谷・大久保配水池）⁵⁾写真-1.2 浄水池越流管の管体損傷（虻田浄水場）¹¹⁾写真-1.3 急速混和池流出管の漏水（堀口浄水場）¹¹⁾写真-1.4 洗浄タンク流入管の脱管（鰯川浄水場）¹²⁾

し配水停止状態となった¹⁰⁾。2004年10月の新潟県中越地震では、山間部に立地する池谷・大久保配水池（新潟県長岡市山古志地域）において、周辺地盤の変状により構造物が傾斜し応急的な通水も不可能な状態になった⁵⁾（写真-1.1）。また、2011年3月の東北地方太平洋沖地震では、虻田浄水場（宮城県石巻市）、堀口浄水場（福島県郡山市）、鰯川浄水場（茨城県鹿嶋市）などの構造物と管路の接続部において、地震動や液状化により躯体・管体損傷の被害が発生し、機能停止に至った水道施設も見られた^{11), 12)}（写真-1.2～1.4）。幾つかの例ではあるが、既存水道施設の被害が地形・地質的な要因や構造変化部で多く生じていることが分かる。その結果、断水被害が長期間・広範囲のものとなり、国民生活や社会・経済活動に大きな影響を及ぼした反省を踏まえると、水道施設のうち何れかが欠けても安定した水道の供給という使命（機能）が果たせなくなることを念頭に置かなければならない。

一方、平成16年6月の「水道ビジョン」¹³⁾において、厚生労働省健康局から基幹施設の耐震化率100%、基幹管路の耐震化率100%と長期的な施策目標が掲げられ、水道施設の耐震化の重要性が示されている。しかしながら、水道施設の耐震化の進捗状況を見ると、2012年度末（2013年3月末）現在、水道施設のうち、浄水場の耐震化率は約21.4%、配水池は約44.5%、基幹管路の耐震適合性のある水道管路の割合は約33.5%であり、既存水道施設の耐震化率は依然として低い状況にある¹⁴⁾。

第1章 序論

また、水道施設の耐震計算法は、「水道施設耐震工法指針・解説」（これより以降、「指針」と呼ぶ）の2009年改定¹⁵⁾により、固有周期が比較的長い構造物や形状が複雑な構造物、あるいは詳細な耐震性の検討が要求される重要度の高い構造物の場合など、比較的複雑な条件から動的解析法が用いられつつあるものの、既設構造物の耐震（詳細）診断、新設構造物の耐震設計を問わず、従来の震度法（慣性力を地震作用とする設計法）又は応答変位法（主に地盤変位を地震作用とする設計法）等の静的解析法が多く用いられている。それと相俟って、水道施設は取水から給水まで動的応答特性の異なる多数の構造物、管路で直列・並列に連結して構成されているにも関わらず、各構造物を個として捉え、問題を単純化し、隣接する構造物相互の地震時の影響を考慮せずに個別に設計しているのが実情であり、これら構造物群の耐震性評価が定量的になされているとは言い難い。このように、地震動下における水道施設の地震時挙動、耐震計算法やそのモデル化などに関して耐震設計実務の技術的課題は多く、工学的・技術的に未熟な研究領域であると言える。

将来的には東海地震、東南海・南海地震、首都直下地震などの発生も予測されている。a)地震時・地震後の水道施設のライフラインとしての重要性、b)既往の水道施設の地震被害事例、c)既存水道施設の耐震化を阻害する主な要因として財政的・人材的・技術的要因が挙げられている現状¹⁶⁾、などを鑑みると、合理的な地震対策を推進していく上で、地震被害の多い地形・地質的な要因や構造変化部などが混在した複雑な条件に対して、個々の構造物、管路のみに着目した耐震診断・設計を行うのではなく、水道システム全体としての耐震性を向上させるために、地盤-構造物-管路系の動的相互作用を考慮した一体的な耐震計算法による耐震性評価が必要であり、その有用情報の提供、手法・手順の確立、実用化が急務と考えられる。

1.2 既往の研究

水道施設は池状構造物※¹、管路※²等が単独で存在していることはなく、一般にこれらが直列・並列に連結して構成されている。加えて、水道施設は水理的条件や地理的条件等から施工地盤の良否を選択できないことが多く、地表面や基盤面が傾斜した不整形地盤、軟弱地盤・埋立地・液状化地盤等の力学的性質に一様性のない地盤、軟弱な地盤上の建設を余儀なくされることがあり、これらの条件が複合すると水道施設の地震被害が多くなることを1.1で述べた。このような条件下にある水道施設の耐震計算法、地震時挙動に関する既往の研究としては次の2つが挙げられる。

(1) 液状化地盤における2次元動的有限要素解析を用いた耐震設計法の構築・実用化に関する研究

吉澤ら¹⁷⁾は、液状化地盤上に立地する浄水施設（継手部を複数有する構造等のRC池状構造物）を

※1 沈砂池、ポンプ井、着水井、沈澱池、ろ過池、配水池等の多くの種類があり、RC構造が多く、その構造形式は板構造、柱-梁-板構造、フラットスラブ構造などがある。

※2 管種（継手）には、ダクタイル鋳鉄管（NS形継手、K型継手等）、鋼管（溶接継手）、水道配水用ポリエチレン管（融着継手、冷間継手）、硬質塩化ビニル管（RRロング継手、RR継手、TS継手）などがある。

第1章 序論

対象に、その耐震化を合理的に実現する設計手法として、地盤改良工法等のような液状化の発生を「防止」するという手法ではなく、浄水処理機能に支障のない範囲で地盤変状に伴う構造物の変位を認めるなど、その発生を「許容」する手法へと転換することにより、液状化免震効果の有効活用にも繋がる耐震設計法を提示した。解析手法としては、土の繰返し非排水三軸試験¹⁸⁾を導入した有効応力解析法による2次元動的有限要素解析（解析プログラム LIQCA¹⁹⁾）を実施し、液状化後の水道施設残留変形の定量評価を行っている。また、本手法の実務への導入例として、浄水施設能力 24 万 m³/日を有する大阪市庭窪浄水場 1 系施設の耐震化工事における実施設計事例を示している。

(2) 3次元動的有限要素解析を用いた地盤-構造物-管路系の地震時相互影響に関する研究

有賀ら²⁰⁾は、地震時挙動が異なる構造物によって構成される複合構造物の耐震性能照査の精度・信頼性の向上を目的として、形状の異なる新設ポンプ場と既設ポンプ場（ともに RC 池状構造物）がダクトail 鑄鉄管で接続されている場合を研究対象に、既設ポンプ場の基礎地盤の硬軟を変化させた2種類の地盤条件を仮定し、強震動下における各構造物間の地震時挙動と管路両端の相対変位量に着目して、線形解析法による3次元動的有限要素解析（解析プログラム DIANA）を用いた基礎的な検討を行っている。解析結果から、新・旧ポンプ場は互いに離れたり、近づいたりして挙動することから、地震時には相対変位が発生し、その相対変位量はポンプ場の基礎地盤が軟質になると増大する等の結論を得ている。また、複数の構造物が連結され、それぞれの構造物の基礎地盤の物理定数が異なるような場合には、それらの相互影響によって構造物間の相対変位量が増大することが考えられるため、耐震性能照査の精度・信頼性を向上させるためには、こうした地盤・構造物群の相互影響を考慮した解析評価が必要であると言及している。

俯瞰して、建設頻度が決して少なくはない、複雑な条件下にある池状構造物、管路等の動的相互作用を考慮した一体的な耐震計算法に関する既往の研究が、最近の研究成果であり、a)地震時・地震後の水道施設のライフラインとしての重要性、b)既往の水道施設の地震被害事例、c)既存水道施設の耐震化を阻害する主な要因として財政的・人材的・技術的要因が挙げられている現状、などに比して明らかに少ない。これは次の理由によるものと考えられる。

水道施設の耐震基準の変遷^{9), 21)}を表-1.2 に示す。

水道施設には、池状構造物に代表されるように、平面的に広がりが大きく固有周期の短い構造物が多い。このような場合は、地盤や構造物の動的相互作用による減衰の影響等により構造物の応答値が比較的小さくなる傾向があり、従来から震度法が多く用いられてきた。また、管路等の地中構造物のように、地震時における挙動が主として地盤の変位に支配される場合には応答変位法が多く用いられてきた¹⁵⁾。これらの静的解析法は、地盤が複雑（互層・軟弱地盤など）ではなく、構造物の形状が単純で1次モードが卓越するあるいは地盤との剛性比が1.0に近いなどの条件下では着目する応答を実用上有意な精度で評価できる、合理的な耐震計算法である。逆に、これらの条件を満たさなければならぬ限定的な耐震計算法であるとも言える²²⁾。

一方、1995年兵庫県南部地震による水道施設の甚大な被害を教訓とした「指針」の1997年改定以降、高架水槽のように固有周期が比較的長く上部に質量の大きい水槽を持つ構造物や、形状が複雑な

第 1 章 序論

表-1.2 水道施設の耐震設計の変遷^{9), 16)}

発刊年	指針等の名称	耐震性能	発生した地震
1953 年 (昭和 28 年)	水道施設の耐震工法	・標準水平震度を 0.1 以下にとつてはならない。	
1966 年 (昭和 41 年)	水道施設の耐震工法 昭和 41 年改訂版	・標準水平震度を 0.1 以下にとつてはならない。	1964(S39)新潟地震 1968(S43)十勝沖地震
1979 年 (昭和 54 年)	水道施設耐震工法指針 ・解説 1979 年版	・標準設計水平震度は 0.2 を下回らない値とする。	1978(S53)伊豆大島近海の地震 宮城県沖地震
1997 年 (平成 9 年)	水道施設耐震工法指針 ・解説 1997 年版	・地震動レベル 1 の基準水平震度は I 種地盤 0.16, II 種地盤 0.20, III 種地盤 0.24 とする*。 ・地震動レベル 2 の基準水平震度は I 種地盤 0.6~0.7, II 種地盤 0.7~0.8, III 種地盤 0.4~0.6 とする*。	1995(H 5)釧路沖地震 北海道南西沖地震 1996(H 6)北海道東方沖地震 三陸はるか沖地震 1997(H 7)兵庫県南部地震
2009 年 (平成 21 年)	水道施設耐震工法指針 ・解説 2009 年版	・レベル 1 地震動の定義を当該施設の供用期間中に発生する可能性の高いものとし、(動的解析/静的解析) × (従来手法/経済照査) で分類。 ・レベル 2 地震動の定義を、発生すると想定される地震動のうち最大規模の強さを有するものとし、(動的解析/静的解析) × (方法 1~4) で分類。	2000(H12)鳥取県西部地震 2001(H13)芸予地震 2004(H16)新潟県中越地震 2007(H19)能登半島地震 新潟県中越沖地震 2008(H20)岩手・宮城内陸地震

※ 地上構造物の震度法による設計に用いる設計震度。

構造物では、構造物の振動特性と入力地震動の周期特性により、大きな応答を示す可能性があるため、必要に応じて動的解析法を併用した安全性の照査が行われてきた。また、2009 年版「指針」では、近年の数値解析技術の著しい進歩を踏まえ、今後の水道施設の耐震技術の大局的な方向性を考慮し、基本的に動的解析法を用いた設計によることを目指すとしている¹⁵⁾。動的解析法の適用範囲は複雑な地盤上の構造物、複数の構造物、構造物-管路系の異種構造物接続の場合など、1997 年以前の「指針」に比べて具体的かつ幅広い範囲に及んでいる。

しかしながら、水道施設の耐震設計に動的解析法が用いられてきた歴史は浅く、特に池状構造物、管路等はそれ単体で捉えると形状が単純であるが故に、長らく静的解析法が用いられてきた経緯がある。耐震設計実務において、これらの構造物に動的解析法が用いられるようになったのは表-1.2 に示すように 2009 年以降と考えると良さそうである。その実態を見ると必ずしも動的解析法が広く普及しているとは言えず、設計実務者の間で動的解析法が幅広く用いられるまでには、なお、技術の蓄積を要するとの指摘もなされている¹⁵⁾。不整形地盤や軟弱地盤、構造変化部などの複雑な条件下にある水道施設の地震時の動的相互作用を考慮した一体的な耐震計算となれば、なおさらのことにように思われる。

1.3 本研究の目的

冒頭 1.1, 1.2 で述べたように、動的応答特性の異なる池状構造物、管路等を含めて一つの水道施設として捉えたとき、**a)**地震時・地震後の水道施設のライフラインとしての重要性、**b)**既往の水道施設の地震被害事例、**c)**既存水道施設の耐震化を阻害する主な要因として財政的・人材的・技術的要因が挙げられている現状、などに比して既往の研究が明らかに少なく、地表面や基盤面が傾斜した不整形地盤、軟弱地盤・埋立地・液状化地盤、構造変化部等の複雑な条件下にある水道施設の地震時挙動、耐震計算法やそのモデル化などの耐震設計実務における技術的課題は研究途上にあり、工学的・技術的に未熟な研究領域であると言える。また、将来的には東海地震、東南海・南海地震、首都直下地震などの発生も予測されている。従って、合理的な地震対策を推進していく上で、地震被害の多い地形・

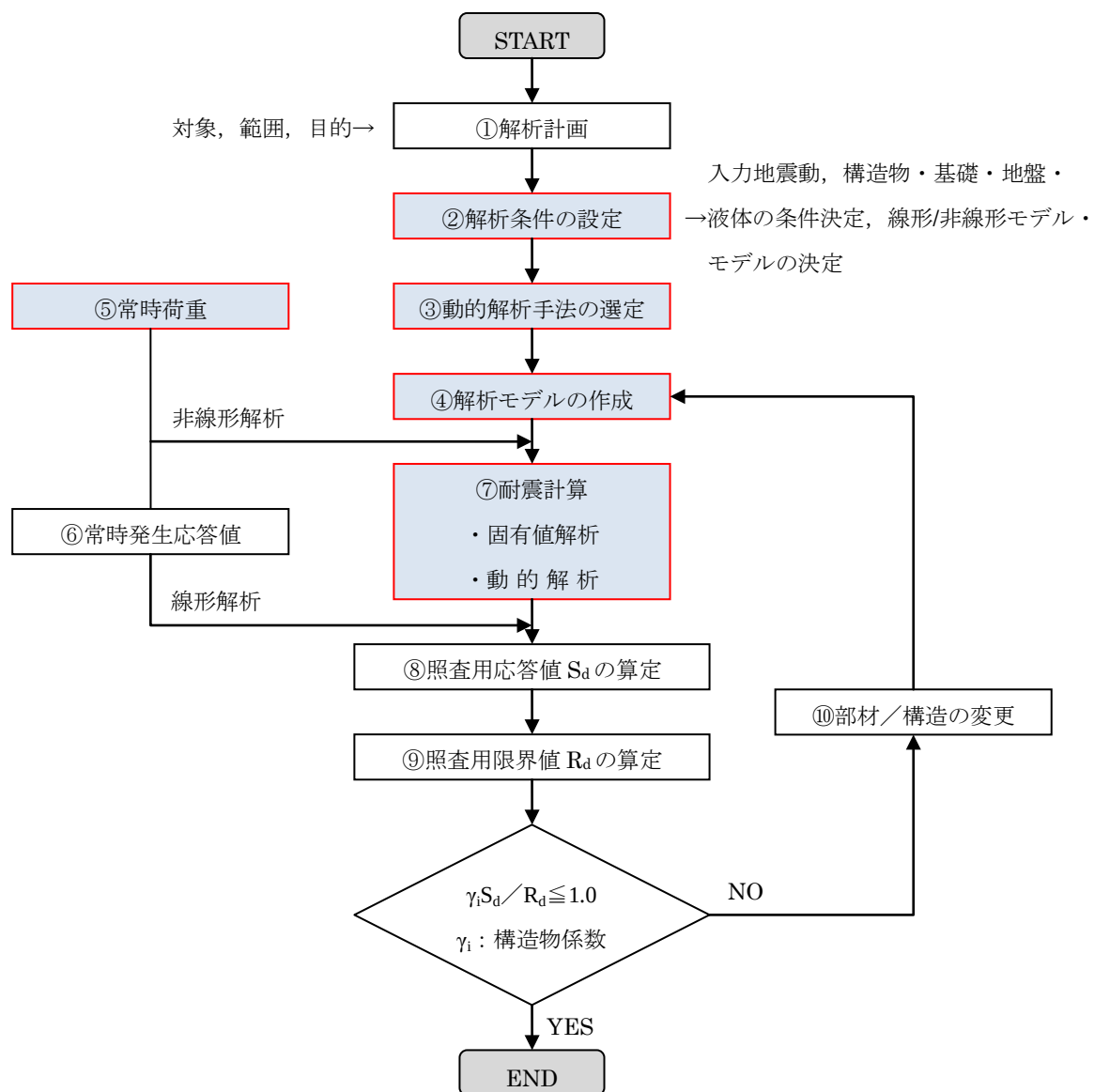


図-1.1 動的解析フロー¹⁵⁾

第1章 序論

地質的な要因や構造変化部などが混在した複雑な条件に対して、個々の構造物、管路のみに着目した耐震計算を行うのではなく、水道システム全体としての耐震性を向上させるために、地盤-構造物-管路系の動的相互作用を考慮した一体的な耐震計算による耐震性評価が必要であり、その有用情報の提供、手法・手順の確立、実用化が急務と考えられる。

本研究では、上記の耐震設計実務における実情、近年の数値解析技術の進歩・向上を踏まえ、水道施設の動的相互作用を考慮した一体的な耐震計算法の手法・手順の確立、実用化への足掛けとなり得る、耐震設計実務における有用情報の提供を目的とする。地震被害の多い地形・地質的な要因のうち地表面や基盤面が傾斜した不整形地盤および軟弱地盤、RC 池状構造物と埋設管路の接続部に着目し、非線形解析による2次元動的有限要素法を用いてRC 池状構造物の建設過程に応じたケーススタディを行い、強震動下の不整形地盤におけるRC 池状構造物間の地震時非線形挙動に関わる次の5つの技術的課題を検討する。

- 1) 水道施設の耐震計算法に動的解析法（非線形解析）を用いる場合の工学的な判断として明確にすべき解析上の条件設定・モデル化の留意点
- 2) 非線形特性を考慮した表層硬質地盤における既設構造物直下の基盤傾斜の有無がRC 池状構造物と周辺地盤との間の地震時の応答特性、変位挙動特性に及ぼす影響
- 3) 軟弱土の非線形特性を示す表層軟質地盤におけるRC 池状構造物と周辺地盤との間の地震時の応答特性、変位挙動特性の影響
- 4) 地表面傾斜が周辺地盤及びRC 池状構造物に及ぼす影響、地表面傾斜と既設構造物との間に新設構造物が築造される場合の既設構造物に及ぼす影響
- 5) 継手構造の不連続な挙動を考慮し梁要素、非線形ばね要素でモデル化した管路をRC 池状構造物間に設定した場合の水道管路のモデル化、基盤傾斜の影響

なお、本研究ではその目的を踏まえ、地盤-構造物-管路系の動的相互作用を考慮した一体的な非線形動的有限要素解析を行うにあたり、「指針」2009年版における動的解析フロー¹⁵⁾ (図-1.1)のうち、本研究の目的を鑑み、図中赤枠網掛け部の②解析条件の設定、③動的解析手法の選定、④解析モデルの作成、⑤常時荷重（非線形解析）、⑦耐震計算に焦点を当てて論を進める。

1.4 本論文の内容と構成

本論文は、水道施設の動的相互作用を考慮した一体的な耐震計算法の有用情報の提供を目的として、地震被害の多い地形・地質的な要因のうち地表面や基盤面が傾斜した不整形地盤および軟弱地盤、RC 池状構造物と埋設管路の接続部に着目し、非線形解析法による2次元動的有限要素法を用いてRC 池状構造物の建設過程に応じたケーススタディを行い、強震動下の不整形地盤におけるRC 池状構造物間の地震時非線形挙動に関する研究をとりまとめたものである。本論文では1.3に示した5つの技術的課題の検討を各々1つの章でまとめ、以下に示す全7章で構成されている。

第1章では、本論文の序論として、本研究の背景、既往の研究を説明し、本研究の目的を明確にした上で、本論文の内容と構成を示した。

第1章 序論

第2章では、本論文の解析対象とした地盤・構造物の設計条件を概説し、地盤-構造物-管路系の動的相互作用を考慮した一体的な耐震計算法に動的解析法（非線形解析法）を用いる場合の工学的な判断として明確にすべき解析上の条件設定・モデル化の留意点として、特に地盤と構造物の幾何学的条件に対する動的相互作用のモデル化、力学特性のモデル化、動的解析手法の選定、空間のモデル化等に関する配慮や工夫を示している。

第3章では、硬質な傾斜基盤上に非線形特性を考慮した表層硬質地盤が堆積するモデルを用いて、RC池状構造物直下の基盤傾斜の有無による2種類の地盤条件を仮定し、2つのRC池状構造物と周辺地盤との間の地震時の応答特性、変位挙動特性について基礎的な検討を行っている。その結果、加速度と水平変位がほぼ比例関係にあるような動的挙動を示す表層硬質地盤においても、構造物直下の基盤傾斜の影響により、水平基盤に比べて表層硬質地盤の剛性低下と履歴減衰、構造物の剛性低下が生じるために、傾斜基盤直上に位置するRC池状構造物と周辺地盤との間の剛性差による動的相互作用の影響が強く表れること、RC池状構造物の応答、鉛直方向の相対変位量が増加し、それに伴い断面力が大きくなる傾向を示し構造物の耐震性に影響を及ぼすこと、などを明らかにしている。

第4章では、第3章で用いた表層硬質地盤に変わり、硬質な傾斜基盤上に軟弱土の非線形特性を示す表層軟質地盤が堆積するモデルを用いて、2つのRC池状構造物と周辺地盤との間の地震時の応答特性、変位挙動特性について考察、評価する。解析結果から、軟弱土の非線形化が生じる不整形地盤上にあっても、RC池状構造物と周辺地盤との間に顕著な剛性差がある場合には、高剛性のRC池状構造物の動的応答特性が周辺地盤に支配的な影響を及ぼし、表層硬質地盤に比べ、周辺地盤の水平変位の減少や加速度応答の増加が見られること、2つのRC池状構造物間の相対変位に比べて、RC池状構造物と地盤との間の相対変位の方が大きくなる傾向を示すこと、などを明らかにしている²³⁾。

第5章では、複数の地表面傾斜や新設RC池状構造物に隣接して既設RC池状構造物が立地している条件に対し、地表面傾斜が周辺地盤および既設構造物に及ぼす地震時の影響、さらに地表面傾斜と既設構造物との間に新設構造物が築造される場合の既設構造物に及ぼす影響を検討している。本章では、地震時において地表面傾斜や新設構造物築造が既設構造物に対して与える影響よりも、高剛性、短周期のRC池状構造物が、軟弱土の非線形化の生じる周辺地盤に及ぼす影響の方が大きいため、低地側に位置する既設構造物への影響は少ないということを明らかにしている²⁴⁾。

第6章では、構造物間の応答、相対変位や水平変位応答、埋設管路の伸縮量に着目し、第3章で用いた地盤モデルにより、継手構造の不連続な挙動を考慮し梁要素、非線形ばね要素でモデル化した管路をRC池状構造物間に設定した場合の水道管路のモデル化や基盤傾斜の影響を検討している。その結果、構造物間の相対変位量が水道管路の設計照査用伸縮量を超えない範囲においては、水道管路のモデル化がRC池状構造物の応答に及ぼす影響が少なく、有限要素モデルに水道管路をモデル化しなくても構造物間の相対変位量により水道管路の伸縮性能を照査できると考えられること、基盤傾斜の影響により地層境界付近のせん断ひずみが大きくなり、RC池状構造物が変位し易くなるため、構造物間の相対変位量の値が大きくなること、などを明らかにしている²⁵⁾。

第7章では、上記検討で得られた工学的知見を総括するとともに、不整形地盤におけるRC池状構造物間の地震時非線形挙動に関する今後の課題を述べている。

第 1 章の参考文献

- 1) 厚生労働省健康局：新水道ビジョン，2013.
- 2) 厚生労働省：水道の耐震化計画等策定指針，2008.
- 3) <http://www.mhlw.go.jp/stf/seisakunitsuite/bunya/topics/bukyoku/kenkou/suido/taishin/index.html>（2014 年 5 月 12 日閲覧）
- 4) 新潟県中越地震水道現地調査団（厚生労働省健康局水道課）：新潟県中越地震水道被害調査報告書，2005.
- 5) 新潟県中越地震水道現地調査団（厚生労働省健康局水道課）：新潟県中越地震水道被害調査報告書 長岡市山古志地域編，2005.
- 6) 平成 19 年（2007 年）能登半島地震水道施設被害等調査団（厚生労働省健康局水道課）：平成 19 年（2007 年）能登半島地震水道施設被害等調査報告書，2007.
- 7) 平成 19 年（2007 年）新潟県中越沖地震水道施設被害等調査団（厚生労働省健康局水道課）：平成 19 年（2007 年）新潟県中越沖地震水道施設被害等調査報告書，2007.
- 8) 厚生労働省健康局水道課，社団法人日本水道協会：平成 20 年（2008 年）岩手・宮城内陸地震水道施設被害等調査報告書，2008.
- 9) 厚生労働省健康局水道課：東日本大震災水道施設被害状況調査最終報告書，2013.
- 10) 社団法人土木学会：阪神・淡路大震災調査報告，pp.53-56，1997.
- 11) 厚生労働省健康局水道課，社団法人日本水道協会：平成 23 年（2011 年）東日本大震災水道施設被害等現地調査団報告書，2011.
- 12) <http://www.nissuicon.co.jp/service/suidou/ekijouka.html>（2014 年 5 月 12 日閲覧）
- 13) 厚生労働省健康局：水道ビジョン，2004.
- 14) 厚生労働省健康局：水道事業における耐震化の状況（平成 24 年度），報道発表資料，2013.
- 15) 社団法人日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説Ⅰ総論，pp.45-46，pp.55，2009.
- 16) 社団法人日本水道協会 震災対応等特別調査委員会：水道施設耐震化の課題と方策，pp.8-12，2008.
- 17) 吉澤源太郎，岩田晴之，兼岡俊樹，島口昌男：地盤液状化を許容する浄水施設耐震設計法の構築・実用化-軟弱地盤に立地する水道施設の耐震化促進に向けた大阪市の取り組み-，水道協会雑誌，第 81 巻第 2 号（第 929 号），pp.15-29，2012.
- 18) 地盤工学会：地盤工学会基準 土の繰返し非排水三軸試験方法-Method for cyclic undrained triaxial test on soils-，JGS0541：2000，2000.
- 19) 液状化解析手法 LIQCA 開発グループ（2009）：LIQCA2009（2009 年公開版）資料，2009.
- 20) 有賀義明，石川嵩，猪子敬之介，大嶽公康，成田健太郎，竹原和夫：新・旧ポンプ場間の地震時相対変位に関する三次元動的解析，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.69，No.4（地震工学論文集第 32 巻），I_491-I_500，2013.
- 21) 社団法人日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説Ⅱ各論，pp.263，2009.
- 22) 公益社団法人日本水道協会：水道施設の耐震設計事例集，2014.
- 23) 猪子敬之介，大嶽公康，成田健太郎，有賀義明，林川俊郎：不整形地盤における RC 池状構造物

第 1 章 序論

間の地震時挙動，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.69, No.4（地震工学論文集第 32 巻，I_376-I_384，2013.

- 24) 猪子敬之介，大嶽公康，成田健太郎，林川俊郎，有賀義明：地表面傾斜と新設構造物築造が既設構造物に及ぼす影響評価，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.70, No.4（地震工学論文集第 33 巻，I_9-I_20，2014.
- 25) 猪子敬之介，林川俊郎：RC 池状構造物間の地震時相対変位に対する水道管路の伸縮性に関する地震応答解析，平成 25 年度土木学会北海道支部論文報告集第 70 号，A-61，2014.

第 2 章 動的解析法の条件設定とモデル化

2.1 解析対象

この節では、本論文の解析対象とした地盤・構造物の設計条件（地形・地質的な特徴、構造的・幾何学的特徴）を概説し、次節以降、動的解析法を用いる場合の工学的な判断として明確にすべき解析上の条件設定・モデル化の留意点として、特に地盤と構造物の幾何学的条件に対する動的相互作用のモデル化、力学特性のモデル化、動的解析手法の選定、空間のモデル化等に関する配慮や工夫を示す。

本研究では水道施設のうち札幌市南区南沢に立地するポンプ場を検討対象とした。

ポンプ場を検討対象にした理由は次のとおりである。ポンプ場は地形、構造物の立地または管路の状況など、諸条件に応じてポンプ圧送方式により水を送る設備を配した水道施設である¹⁾。検討対象のような送水ポンプ場は、位置エネルギーを利用して水を流下させる自然流下方式が用いられない、相対的に標高の高い地区の給水を賄うために配置される施設であり、その水理的条件や地理的条件等から地形・地質的な不整形性を有する地盤上に建設されることがある。また、水道施設は機能のバックアップ、応急給水の充実などの観点から、敷地内に複数の池状構造物が隣接し相互が水道管路で接続されていることもある²⁾。札幌市南区南沢にあるポンプ場は、このような地表面や基盤面が傾斜した不整形地盤上に立地し、構造物と埋設管路との接続部（取り合い部）も有しており、研究目的（1.3）の解析（設計）条件に見合うため、検討対象として選択した。

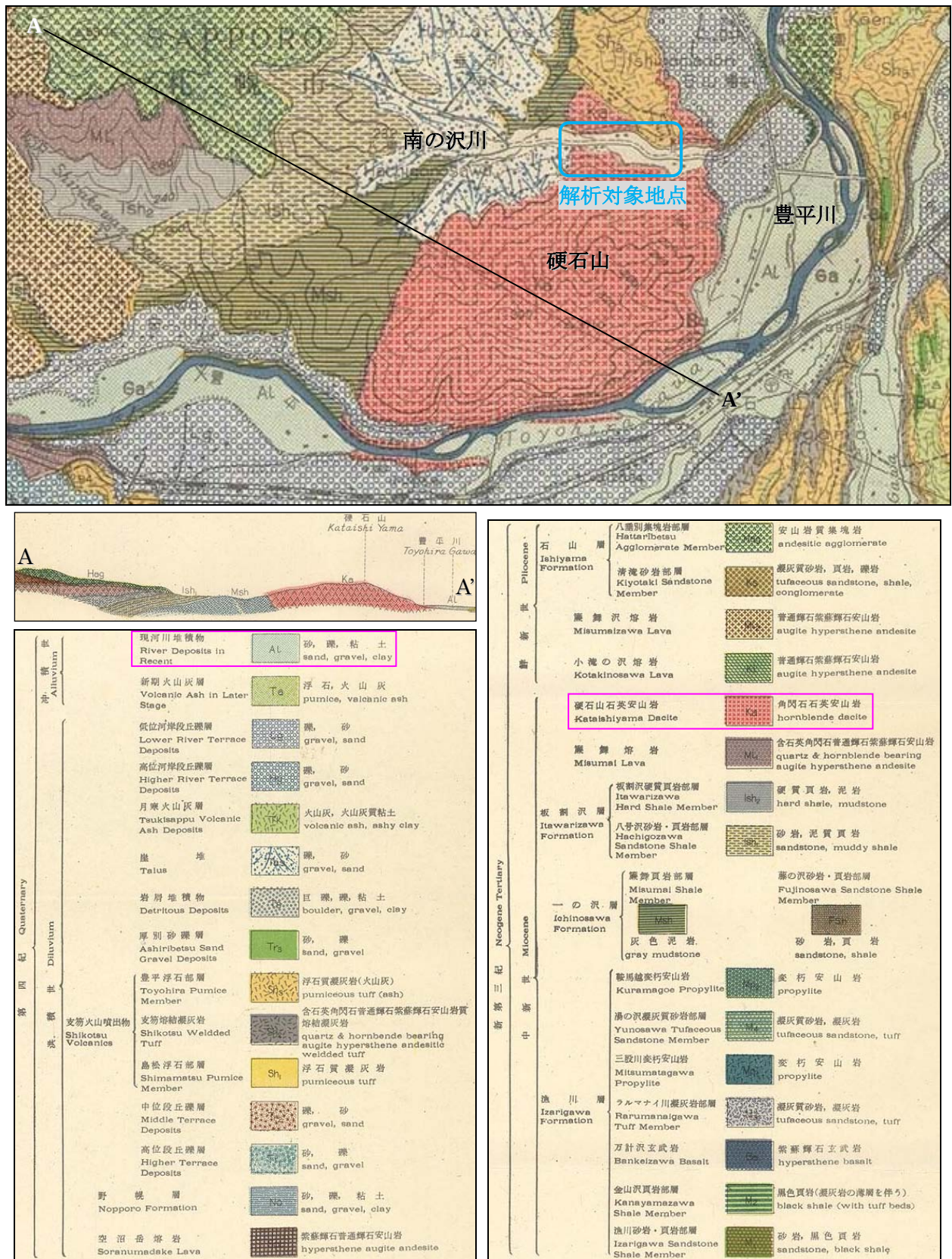
解析対象とした札幌市南区南沢の地形・地質的な特徴、ポンプ場にある RC 池状構造物、水道管路の構造的・幾何学的特徴を以下に示す。

まず、対象地点周辺の地質図³⁾を図-2.1 に示す。地形は、周囲に山地および丘陵地が広がっており、南の沢川に沿って形成された現河川堆積物（A1）による沖積地が細長く分布している。地質は、第四紀沖積世の現河川堆積物が堆積し、砂および礫、粘土により構成される。その下位には新第三紀中新世の硬石山石英安山岩が分布し、安山岩層は南の沢川に向かって一様に低下・傾斜（傾斜角 5～20 度程度）している（写真-2.1）。文献⁴⁾では、表層地盤の不整形性の影響は基盤傾斜角 5 度以上の場合に表れるとしている。地盤調査結果⁵⁾、札幌市域の浅部地下構造モデル⁶⁾を元に設定した地盤の物理定数を表-2.1 に示す。地盤は地表面から順に軟質の沖積粘性土層（Ac, $V_s=110\text{m/s}$ ）、硬質の沖積砂礫層（Ag, $V_s=280\sim355\text{m/s}$ ）、その下位の安山岩層（Ka, $V_s=1,150\text{m/s}$ ）によって構成されている。地下水位は低地側の右端 GL-0.94m に設定した（図-3.1, 4.1, 5.1, 6.1）。地盤の物理定数は、土の湿潤密度試験（JIS A 1224）により単位体積重量 γ を求めた。また、PS 検層（JGS1122⁷⁾ ダウンホール法）で得られた P 波（primary wave）速度 V_p （m/s）、S 波（secondary wave または shear wave）速度 V_s （m/s）により地盤のポアソン比 ν 、初期せん断弾性係数 $G_{\max}$ （N/m²）を次式で求めている^{例えば 8)}。

$$\nu = \frac{1 - 2(V_s/V_p)^2}{2 - 2(V_s/V_p)^2} \quad (2.1)$$

$$G_{\max} = \rho V_s^2 \quad (2.2)$$

第2章 動的解析法の条件設定とモデル化

図-2.1 解析対象地点周辺の地質³⁾

第2章 動的解析法の条件設定とモデル化

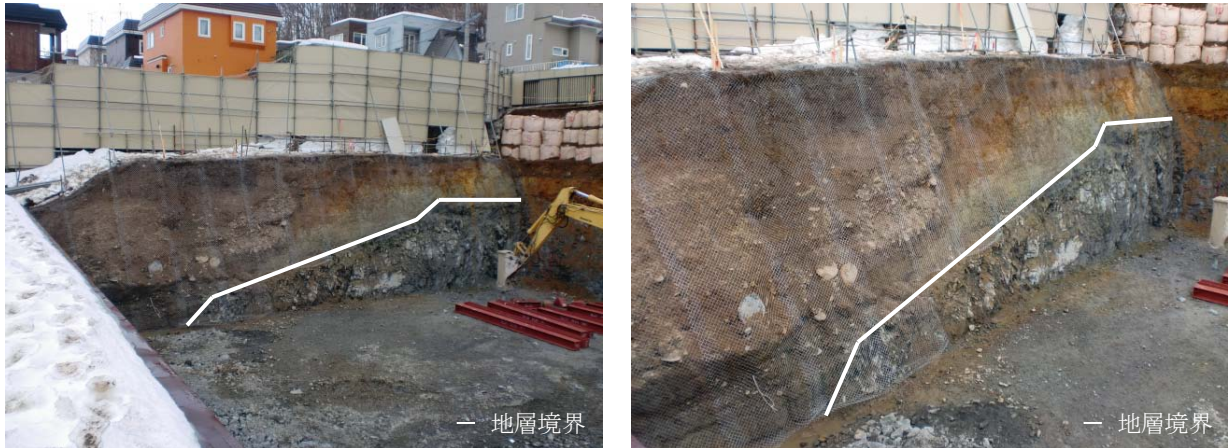


写真-2.1 基盤傾斜の状況（札幌市南区南沢）

表-2.1 地盤の物理定数

土質性状	単位体積重量 γ (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断波速度 V_s (m/s)	初期せん断弾性係数 G_{max} (kN/m ²)
沖積粘性土(Ac)	17	0.442	110	20,990
沖積砂礫(Ag-1)	18	0.434	280	144,000
沖積砂礫(Ag-2)	18	0.442	355	231,474
安山岩(Ka)	25	0.378	1,150	3,373,724

ここに、 ρ は土の密度 (kg/m³) である。

なお、第3章と第6章、第4章、第5章の解析に用いる地盤モデルがそれぞれ異なるため、地盤の断面、層厚 H (m)、せん断強度 τ_f (kN/m²) 等は各章によらる。

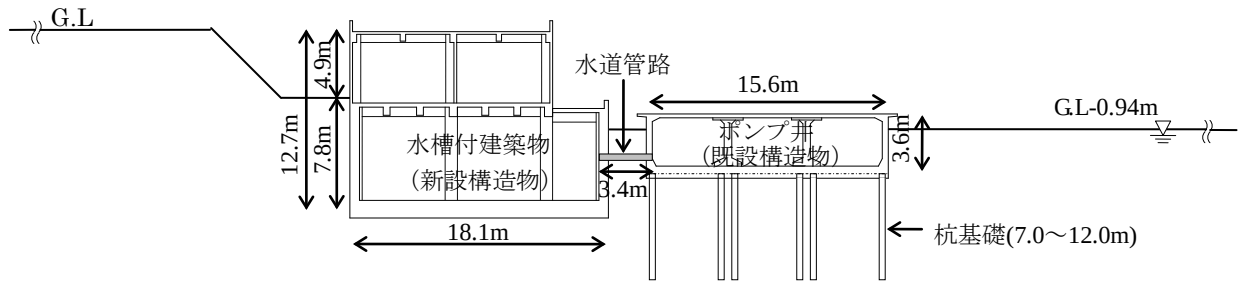
次に、池状構造物の特徴は次のようである⁸⁾。

- 1) 内容水を貯えている。
- 2) 構造系全体のせん断剛性が高い。
- 3) 構造の規模が大きい場合は、伸縮目地がある。
- 4) 一般に底版や側壁などと地盤との接地面積が大きい。
- 5) 躯体が流入管や流出管などの管路と接続している。

これら池状構造物の特徴に対して、解析対象の RC 池状構造物がどの項目に当てはまるかを説明する。

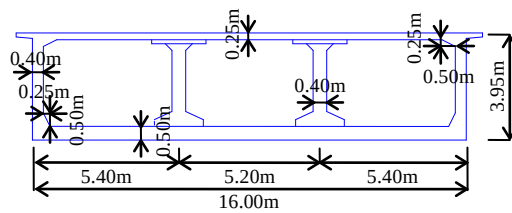
解析対象の RC 池状構造物、水道管路の断面、形状寸法を図-2.2、2.3 に、それぞれの物理定数を表-2.2、2.3 に示す。同図左、右に位置する2つの水道施設は、それぞれ地震時挙動が異なると考えられる地上・地下1階の新設水槽付建築物（柱-梁-板構造）、半地下式の既設ポンプ井（フラットスラブ構造）である。第3～6章の地盤条件を元に、基礎形式は水槽付建築物が何れの章も直接基礎、ポンプ井が第3・6章で直接基礎、第4・5章で杭基礎（PC 杭 ϕ 350mm）としている。第4・6章で用いる構造物間の水道管路はダクタイル鋳鉄管（ ϕ 400mm, $t=9$ mm, $L=3.36$ m）とした。また、内容水の計画高水位は H.W.L.2.80m である。

第2章 動的解析法の条件設定とモデル化

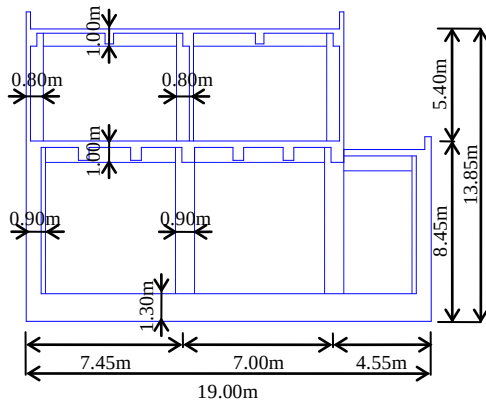


※ RC 池状構造物の寸法は、骨組（ラーメンの軸線）の寸法である。

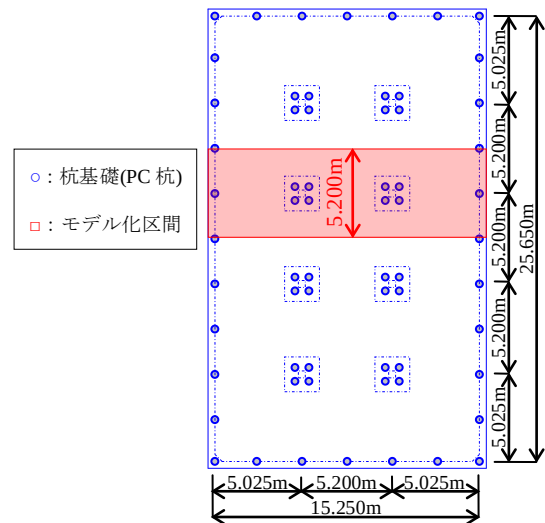
図-2.2 RC 池状構造物と水道管路



(a) ポンプ井の形状寸法



(b) 水槽付建築物の形状寸法



(c) ポンプ井の杭伏図

図-2.3 RC 池状構造物の形状寸法

表-2.2 RC 池状構造物の物理定数

単位体積重量 γ (kN/m ³)	ポアソン比 ν	ヤング率 E (kN/m ²)
24.5	0.1667	2.35×10^7

表-2.3 水道管路（ダクタイル鋳鉄管）の物理定数

口径 D_1 (mm)	外径 D_2 (mm)	管厚 t (mm)	ポアソン比 ν	ヤング率 E (kN/m ²)
400	426	9	0.28(0.25)	1.60×10^{11}

次に、RC 池状構造物の等価せん断弾性係数 G_{ef} を次式で求めた。

$$G_{ef} = \frac{G \cdot A_s}{A} \quad (2.3)$$

第2章 動的解析法の条件設定とモデル化

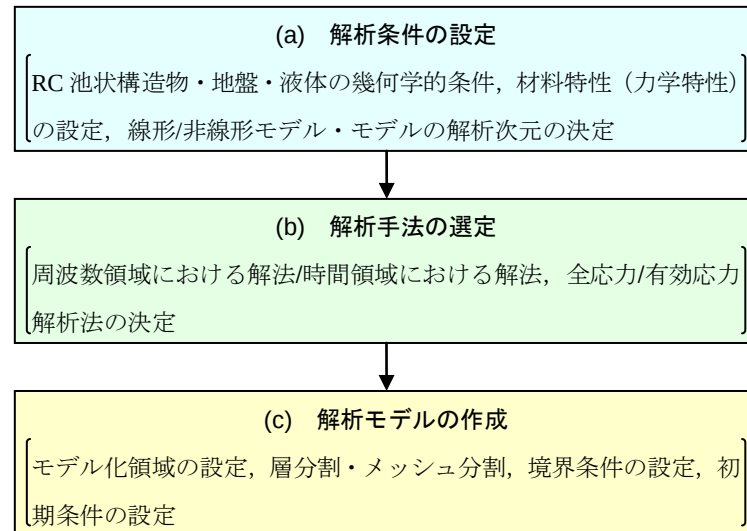


図-2.4 動的解析法の検討フロー

$$G = 14,400 \cdot \left(\frac{RC\gamma}{24} \right)^2 \cdot \left(\frac{F_c}{60} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (2.4)$$

ここに、 G はせん断弾性係数 (kN/m^2)、 A_s はせん断面積 (m^2)、 A は平面積 (m^2)、 $RC\gamma$ は鉄筋コンクリートの単位体積重量 (kN/m^3)、 F_c は設計基準強度 (N/mm^2) である。

水槽付建築物の地下部、ポンプ井の等価せん断弾性係数 G_{ef} はそれぞれ $1.18 \times 10^6 \text{kN/m}^2$ 、 $5.80 \times 10^5 \text{kN/m}^2$ である。一方、表-2.1 の表層に位置する沖積粘性土層 (A_c)、沖積砂礫層 (A_g) の初期せん断弾性係数 G_{max} はそれぞれ $2.10 \times 10^4 \text{kN/m}^2$ 、 $1.44 \sim 2.31 \times 10^5 \text{kN/m}^2$ である。水槽付建築物の地下部の等価せん断弾性係数は表層地盤の初期せん断弾性係数のそれぞれ約 56、5～8 倍、ポンプ井の等価せん断弾性係数は表層地盤の初期せん断弾性係数のそれぞれ約 28、3～4 倍となっており、地盤に比べ RC 池状構造物のせん断剛性が大きい。このことから、解析対象の RC 池状構造物は上記池状構造物の特徴のうち、1)、2)、4)、5) に該当しており、池状構造物固有の特徴を多く有している。

「指針」2009 年版では、池状構造物の断面形状は一般に矩形や円形またはそれに近い形状で比較的単純であり、地震時の挙動も複雑ではないことから、そのような構造の場合には、静的解析法を用いても良いとしている。ただし、次のような場合には動的解析法を用いて、その耐震性能を照査することを薦めている⁸⁾。

- 1) 重要度が高く規模が大きい場合
- 2) 複数の池状構造物が隣接していて、その地震時の動的相互作用の影響が無視できない場合
- 3) 動的挙動が未解明な新技術、新構造形式、新工法を採用する場合
- 4) 池状構造物の周辺で地層の堆積状況が平面または深さ方向に変化が大きい場合
- 5) 地盤または躯体や基礎杭の非線形応答を求める場合

また、過去の地震被害事例から、構造物と埋設管路の接続部において多く被害が発生しており、これは構造物と地盤との相対変位に起因すると考えられている。構造物と地盤との相対変位は動的挙動により発生するため、震度法等の静的な地震作用で再現することが困難であり、地震時の相対変位は動

的解析により求めることを基本としている⁸⁾。

図-2.2, 2.3 より, 各々の RC 池状構造物を見れば, 形状が比較的単純であることが伺える。しかしながら, 地震時に隣接する構造物と埋設管路, 周辺地盤との間における動的相互作用により複雑な挙動を示すことが想定されるとともに, 「指針」に拠れば動的解析法を用いるのが望ましい, あるいは基本としている項目のうち 2), 4), 5), 加えて, 構造物と埋設管路の接続部に該当するため, このような問題に対しては耐震設計実務においても動的解析法を用いて耐震計算が行われるべきである。

参考に動的解析手法の検討フローを図-2.4 に示す。(a)解析条件の設定のうち, RC 池状構造物・地盤・液体の幾何学的条件は 2.1, 材料特性(力学特性)の設定は 2.3 および 2.4, 線形/非線形モデル・モデルの解析次元の決定は 2.3~2.6, (b)解析手法の選定は 2.5, (c)解析モデルの作成は 2.6 をそれぞれ参照されたい。

2.2 地盤と構造物の動的相互作用のモデル化⁹⁾

地盤上あるいは地盤中にある構造物の地震応答を考える場合, 地盤と構造物のせん断剛性の違いが問題となる。構造物に作用する地震力は地盤を通じて構造物に伝達されるが, 仮に地盤が強固な岩盤のように高いせん断剛性を有していれば, その上にある構造物の応答が地盤の応答に影響することはない。これは, 基盤が十分に剛と仮定でき, 波動が全反射し地下逸散減衰を考慮することができない剛基盤と同様である。しかしながら, 一般に RC や鋼で造られた構造物のせん断剛性は表層地盤のそれよりも大きく, 構造物と地盤では密度も異なる。このため, 地盤中から伝播した地震波が構造物面で反射したり, 構造物の振動が周辺地盤の応答に影響を与えたりする。従って, 構造物の応答は地盤を剛と考えた場合の応答とは異なったものになる。このような地盤と構造物がそれぞれの動的応答に影響を及ぼし合う現象は動的相互作用と呼ばれている。

一般に, 動的相互作用は慣性の相互作用 (Inertial interaction) と入力相互作用 (Kinematic interaction) に分けられる。図-2.5(a)に示すように構造物の応答変位 u は次式で示す 2 つの相互作用による応答変位の和で表される。

$$u = u_k + u_i \quad (2.5)$$

ここに, u_k は有効入力動 (あるいは基礎入力動) と呼ばれ, 図-2.5(b)に示すように質量をゼロとした剛な仮想構造物に地盤を通じて地震動が入射したときの応答変位である。つまり, 構造物の根入れ部の幾何学的条件により, 地盤のみの応答とは異なる応答を示すことになる。例えば, 基礎の底面積が広く, 根入れが深ければ, 地震動の高振動成分は基礎に入力されない (入力損失と呼ばれる) 現象が生じる。また, u_i は図-2.5(c)に示すように構造物に発生した慣性力を起振力として発生する付加的な応答変位である。この応答変位は, 半無限弾性体表面の点加振問題として古くから扱われており, 単位変位を与えたときの地盤反力は地盤インピーダンス (複素剛性, あるいは動的地盤ばね, 相互作用ばねなど) と呼ばれている。地盤インピーダンスは振動数に依存した複素数で表現され, 実数部は基礎と運動をともにする基礎周辺地盤の慣性効果を, 虚数部は基礎から周辺地盤への逸散減衰を表現している。

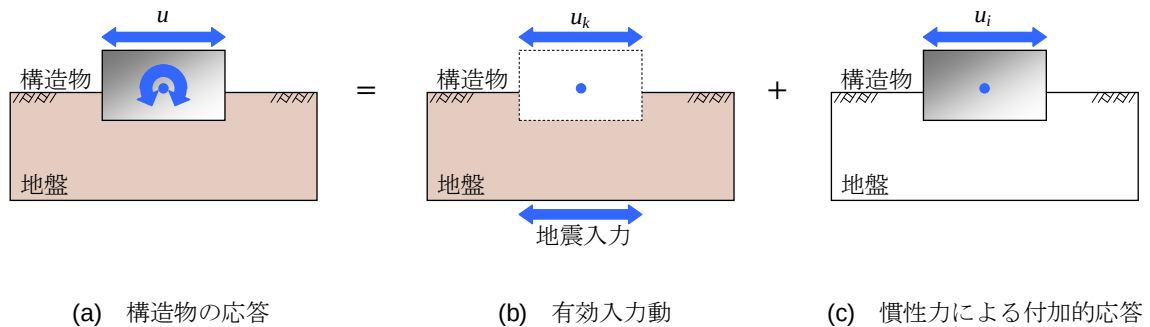


図-2.5 二つの動的相互作用効果

地盤と構造物の地震応答解析は、一般に次の2つの手法に大別される。

- 1) 一体解析法：地盤と構造物を直接モデル化して同時に解析する方法。
- 2) 動的サブストラクチャー法：地盤系と構造物系を分割し、境界部での縮約剛性や適合条件を考慮して、別々に解析する手法。

一般に、一体解析法は非線形問題への適用が容易である反面、一度に解くべき解析自由度が大きくなる欠点がある。一方、動的サブストラクチャー法は解析領域を分割し、一度に解くべき解析自由度を小さくすることができる反面、周波数領域での解析が主流であり、非線形問題の扱いは分割した領域内に限られるといった制約がある。以下では一体解析法および動的サブストラクチャー法について、その要点のみを述べる。詳細は文献¹⁰⁾などを参照されたい。

(1) 一体解析法

ここでは、周波数領域での有限要素法による解析を対象とする。その解くべき方程式は次のようになる。

$$[D]\{u\} = \{f\} \quad (2.6)$$

ここに、 $[D]$ は全自由度に対する動的剛性マトリクス、 $\{u\}$ は全自由度の変位ベクトル、 $\{f\}$ は全自由度の外力ベクトルである。なお、動的剛性マトリクス $[D]$ は次のように表され、周波数の関数である。

$$[D] = (-\omega^2[M] + i\omega[C] + [K]) \quad (2.7)$$

ここに、 ω は角振動数、 $[M]$ は全自由度に対する質量マトリクス、 $[C]$ は全自由度に対する減衰マトリクス、 $[K]$ は全自由度に対する剛性マトリクスである。

(2) 動的サブストラクチャー法

式(2.6)を図-2.6に示すように、全自由度を構造物の自由度（上付き添え字 s ）、境界面の自由度（上付き添え字 b ）および地盤の自由度（上付き添え字 g ）に分割すると次式が得られる。

$$\begin{bmatrix} D_s^{ss} & D_s^{sb} & 0 \\ D_s^{bs} & D_s^{bb} + D_g^{bb} & D_g^{bg} \\ 0 & D_g^{gb} & D_g^{gg} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u^s \\ u^b \\ u^g \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} f^s \\ f^b \\ f^g \end{Bmatrix} \quad (2.8)$$

なお、ここで動的剛性マトリクスの左上（1行1列から2行2列まで）の下付き添え字 s は構造物

第2章 動的解析法の条件設定とモデル化

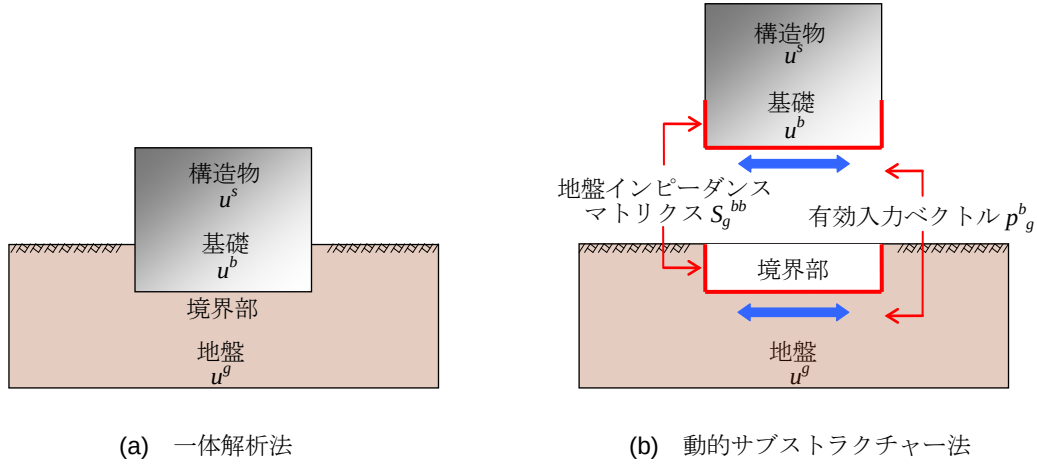


図-2.6 動的相互作用解析の分類

の領域積分から得られるマトリクスを、同右下 (2 行 2 列から 3 行 3 列) の下付き添え字 g は地盤の領域積分から得られるマトリクスを示している。次に式(2.8)を構造物と地盤の間の相互作用力 f_{sg}^b を介して、それぞれの部分系に分割する。まず、構造物系については、次式が得られる。

$$\begin{bmatrix} D_s^{ss} & D_s^{sb} \\ D_s^{bs} & D_s^{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u^s \\ u^b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} f^s \\ f^b + f_{sg}^b \end{Bmatrix} \quad (2.9)$$

同様に地盤系については、次式が得られる。

$$\begin{bmatrix} D_g^{bb} & D_g^{bg} \\ D_g^{gb} & D_g^{gg} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u^b \\ u^g \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -f_{sg}^b \\ f^g \end{Bmatrix} \quad (2.10)$$

ここでは、相互作用力は境界での力の釣合いを考慮して、式(2.9)と逆向きに作用させる。また、境界での変位の連続条件から、境界での変位 u^b は式(2.9)および式(2.10)において等しい。

ここで、地盤系における式(2.10)において、地盤の変位の自由度 u^g を消去し、境界部のみの自由度に縮退させる。式(2.10)の第 2 式を第 1 式に代入すると次式が得られる。

$$\left(D_g^{bb} - D_g^{bg} (D_g^{gg})^{-1} D_g^{gb} \right) u^b = -f_{sg}^b - D_g^{bg} (D_g^{gg})^{-1} f^g \quad (2.11)$$

ここで、左辺の係数マトリクスおよび右辺第 2 項をそれぞれ以下のようにおくと、次のようになる。

$$S_g^{bb} = D_g^{bb} - D_g^{bg} (D_g^{gg})^{-1} D_g^{gb} \quad (2.12)$$

$$p_g^b = -D_g^{bg} (D_g^{gg})^{-1} f^g \quad (2.13)$$

式(2.11)は、次式となる。

$$S_g^{bb} u^b = -f_{sg}^b + p_g^b \quad (2.14)$$

ここで、 S_g^{bb} は地盤インピーダンスマトリクス (あるいは地盤の複素剛性マトリクス)、 p_g^b は有効入力ベクトル (あるいはドライビングフォースベクトル) と呼ばれる。

地盤系の境界部への縮退によって得られた式(2.14)を構造物系の解析に反映することにより、動的相互作用を考慮できる。式(2.9)に式(2.14)を代入し、相互作用力 f_{sg}^b を消去すれば、次式が得られる。

$$\begin{bmatrix} D_s^{ss} & D_s^{sb} \\ D_s^{bs} & D_s^{bb} + S_g^{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u^s \\ u^b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} f^s \\ f^b + p_g^b \end{Bmatrix} \quad (2.15)$$

図-2.6(b)の構造物系のモデルで示すように、地盤インピーダンスマトリクス S_g^{bb} が構造物と地盤の

第2章 動的解析法の条件設定とモデル化

境界部に付加され、慣性の相互作用を表し、有効入力ベクトル p_g^b は入力 of 相互作用を表している。

ここで説明した図-2.6 に示す構造物と地盤との境界面で相互作用を考慮する方法は境界面法（あるいは接触面法）と呼ばれている。このほか、構造物の根入れ部分全体で相互作用を考慮する方法として容積法（あるいは接触体法）がある。

半無限弾性体上の基礎に対する地盤インピーダンスについては、簡単な基礎形状に対して閉じた解¹¹⁾などが得られている。また、地盤と構造物の相互作用を考慮できるより簡便な方法として、基礎と地盤を一質点系でモデル化し、地盤インピーダンスをばねとダッシュポットで表現する方法もあり、基礎の運動の水平成分（Sway）と回転成分（Rocking）を扱ったモデルはSRモデルと呼ばれている。SRモデルでは、本来は振動数の関数である地盤インピーダンスを、解析対象とする振動数に着目して定数として扱い、ばねとダッシュポットの係数が決められる場合が多い¹²⁾など。杭基礎のような柔らかく深い基礎を扱う場合には、構造物と地盤を多質点系でモデル化する方法もある^{13)~15)}など。しかしながら、複雑な地盤構造および基礎形状を扱うには数値解析が必要になる。

上記 Winkler モデルとして代表的な Penzien 系モデル^{13), 14)}や多入力による方法¹⁵⁾では、地盤を1次元にモデル化しその応答を求め、地盤と構造物を地盤ばねでつないだり、速度と変位を地震動とともに地盤ばねの地盤側の節点を通して入力したりする。1次元モデルで得られた地盤の応答はあくまでも自由地盤（水平成層地盤）のものである。文献^{4), 16), 17)}では、a)水平成層に近い地盤でも1次元モデルと2次元モデルで差があり、b)表層地盤の不整形性の影響は基盤傾斜角度5度以上の場合に表れるとし、c)地層が傾斜している場合に5度以下の勾配では1次元モデルと応答がそれほど変わらない、ことを示している。このため、本研究では著しい不整形性、軟弱土、互層を有する複雑な地盤構造を扱うが、1次元モデルを前提にしたモデル化手法では、著しい不整形性を評価するのは困難であると考えられる。加えて、周辺地盤、構造物相互のせん断剛性がそれぞれ異なるようなRC池状構造物と埋設管路を扱う問題のため、地盤と構造物の動的相互作用を有限要素法で直接モデル化して同時に解析することがより好ましい方向と言える。

2.3 地盤の力学特性のモデル化

2.3.1 土の非線形特性と数式モデル

実務からすれば繰返しせん断試験は高価な試験であり、詳細な室内試験が行われないことも多い。しかしながら、解析に用いる土の非線形特性は、乱れの少ない試料を原位置で採取し、室内試験で求めるのが最善の方法である。

この項では、解析対象の地形・地質的な特徴（2.1）を元に、地震応答解析（全応力解析法）の目的に応じて、ひずみ振幅 10^{-4} から 10^{-2} 程度以下までをターゲットにし、土の非線形特性が「地盤材料の変形特性を求めるための繰返し三軸試験」(JGS0542)¹⁸⁾により得られているときの繰返しせん断特性に関する非線形（全応力）モデルについて検討する。

1次元の非線形モデルでは、全せん断ひずみと全せん断応力の関係を非線形関数でモデル化する。

第2章 動的解析法の条件設定とモデル化

この関係を骨格曲線と呼ぶ。さらに、ヒステリシスを表現するために骨格曲線に履歴法則を適用して履歴曲線をモデル化する。まず、1次元非線形モデルに共通する履歴法則を、その後、実務で比較的良好く用いられる3つのモデル（双曲線モデル、R-Oモデル、修正GHEモデル）について説明する。

(1) 履歴法則¹⁹⁾

骨格曲線上のせん断応力はせん断ひずみの関数として次のように表わされる。

$$\tau = f(\gamma) \quad (2.16)$$

せん断ひずみをせん断応力の関数で次のように表わす場合もある。

$$\gamma = g(\tau) \quad (2.17)$$

履歴曲線のモデル化に用いる履歴法則として、その簡便さから良く用いられているのは Masing 則である。ただし、Masing 則は履歴法則の単なる記述法であり、土の実際の挙動を表現するものでない。

- 1) 除荷点・再載荷点でのせん断剛性は初期せん断剛性に等しい。
- 2) 履歴曲線の形は骨格曲線をせん断応力軸とせん断ひずみ軸の両方に対して2倍したものとする。

式(2.16)について、図-2.7における除荷点 A からの履歴曲線 AEB を考える。まず、Masing 則の1番目のルールより、応力～ひずみ関係を180度回転する。次に Masing 側の2番目のルールにより、せん断応力軸とせん断ひずみ軸を2倍に引き伸ばす。最後に、この曲線を除荷点 A に平行移動すると、変換後のせん断応力 τ' およびせん断ひずみ γ' は次のようになる。

$$\tau' = -2\tau + \tau_a, \quad \gamma' = -2\gamma + \gamma_a \quad (2.18)$$

ここに、 τ_a は除荷点 A のせん断応力、 γ_a は除荷点 A のせん断ひずみである。この関係を式(2.16)に代入し、 τ' と γ' を改めて τ と γ にすれば次式が得られる。

$$-\frac{\tau + \tau_a}{2} = f\left(-\frac{\gamma + \gamma_a}{2}\right) \quad (2.19)$$

また、骨格曲線の関数 f は応力～ひずみ関係の原点に対して対称な形（すなわち奇関数）を用いるのが一般的である。よって、除荷点 A からの履歴曲線 AEB は次のように表現できる。

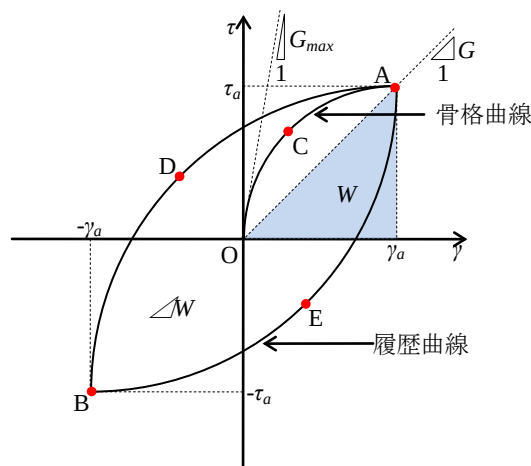


図-2.7 履歴曲線（非線形モデル）

第2章 動的解析法の条件設定とモデル化

$$\frac{\tau - \tau_a}{2} = f\left(\frac{\gamma - \gamma_a}{2}\right) \quad (2.20)$$

同様に、再載荷点 B からの履歴曲線 BDA は以下のように表現できる。

$$\frac{\tau + \tau_a}{2} = f\left(\frac{\gamma + \gamma_a}{2}\right) \quad (2.21)$$

なお、実際の地震応答解析では、地震動のような不規則波を扱うため、上記の2つのルールに以下のルールを追加して、Masing 則という場合が多い。

3) 履歴曲線が2つ前の反転点を超えた場合、超える前の履歴曲線から外れて、以前の曲線の延長線上に移る。

例えば、図-2.7において、AEBの履歴曲線上の点Eで除荷が発生したとする。その履歴曲線は式(2.20)に従えば点Aで元の曲線(OCA)と交差する。3)のルールがなければ、履歴曲線は骨格曲線OCAの延長曲線を超えてしまうことになる。仮にAEが非常に小さい場合を考えると応力～ひずみ関係は以前の曲線に従うのが自然であることから、3)のルールが用いられている。また、3)のルールによると、割線せん断剛性と減衰定数は、履歴曲線の位置によらず、ひずみ振幅のみに依存することになる。このことは既往の室内試験結果²⁰⁾とも矛盾しない結果となっている。

割線せん断剛性 G は、式(2.16)および式(2.17)より次式で算定できる。

$$G = \frac{\tau_a}{\gamma_a} = \frac{f(\gamma_a)}{\gamma_a} = \frac{\tau_a}{g(\tau_a)} \quad (2.22)$$

また、減衰定数 h は次式で算定できる。

$$h = \frac{1}{4\pi} \frac{\Delta W}{W} = \frac{\omega G'}{G} = \frac{1}{2} \eta \quad (2.23)$$

まず、せん断ひずみのピーク γ_a に対する割線剛性を仮定したひずみエネルギー W は次のように算定される。

$$W = \frac{1}{2} f(\gamma_a) \gamma_a = \frac{1}{2} \tau_a g(\tau_a) \quad (2.24)$$

次に、損失エネルギー ΔW について、履歴曲線を Masing 則に基づき作成した場合、骨格曲線を2倍したものであるから、BDA と OCA は相似形となり、BDA の面積は OCA の面積の4倍になる。よって、 ΔW は次式で算定できる。

$$\Delta W = 2 \times 4 \left(\int_0^{\gamma_a} f(\gamma) d\gamma - W \right) \quad (2.25)$$

式(2.23)に式(2.24)および式(2.25)を代入すれば、減衰定数が次式で算定できる。

$$h = \frac{2}{\pi} \left(\frac{2 \int_0^{\gamma_a} f(\gamma) d\gamma}{f(\gamma_a) \gamma_a} - 1 \right) \quad (2.26)$$

同様に、せん断ひずみをせん断応力の関数で表現した場合の減衰定数は次のように算定される。

$$h = \frac{2}{\pi} \left(1 - \frac{2 \int_0^{\tau_a} g(\tau) d\tau}{g(\tau_a) \tau_a} \right) \quad (2.27)$$

$f(\gamma)$ および $g(\tau)$ の具体的な関数形を考える．良く用いられているものとして， $f(\gamma)$ の関数形として双曲線モデル， $g(\tau)$ の関数形として Ramberg-Osgood (R-O) モデルがある．

(2) 双曲線モデル

双曲線モデルの骨格曲線は次式で表わされる (図-2.8)．

$$\tau = \frac{G_{\max} \gamma}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_r}} \quad (2.28)$$

ここに， $G_{\max}$ は初期せん断弾性係数， γ_r は基準ひずみである．なお，基準ひずみは次式で定義される．

$$\gamma_f = \frac{\tau_f}{G_{\max}} \quad (2.29)$$

ここに， τ_f はせん断強度である．せん断ひずみ振幅 γ_a における割線せん断剛性 G は 式(2.22)に式(2.28)を代入して，次式のように得られる．

$$G = \frac{G_{\max}}{1 + \frac{\gamma_a}{\gamma_r}} \quad (2.30)$$

また，せん断ひずみ振幅 γ_a における接線せん断剛性 G_t は次式のように得られる．

$$G_t = \frac{G_{\max}}{\left(1 + \frac{\gamma_a}{\gamma_r}\right)^2} = G_{\max} \left(1 - \frac{\tau_a}{\tau_f}\right)^2 \quad (2.31)$$

式(2.30)より，双曲線モデルにおいて，基準ひずみ γ_r はせん断剛性比 $G/G_{\max}$ が 1/2 となる時の値となる．また，せん断ひずみを ∞ とすると，せん断応力 τ はせん断強度 τ_f に，接線せん断剛性は 0 に収束する．双曲線モデルではせん断強度は最大せん断応力に相当する．

せん断ひずみ振幅 γ_a における減衰定数は式(2.26)に式(2.28)を代入して，次式のように得られる．

$$h = \frac{4}{\pi} \left(1 + \frac{1}{\gamma_a / \gamma_r} \right) \left\{ 1 - \frac{\ln(1 + \gamma_a / \gamma_r)}{\gamma_a / \gamma_r} \right\} - \frac{2}{\pi} \quad (2.32)$$

また，式(2.32)に式(2.30)を代入すると，減衰定数は次のように表せる．

$$h = \frac{4}{\pi} \left(\frac{1}{1 - G/G_{\max}} \right) \left\{ 1 + \frac{G/G_{\max}}{1 - G/G_{\max}} \ln \left(\frac{G}{G_{\max}} \right) \right\} - \frac{2}{\pi} \quad (2.33)$$

Masing 則を用いた双曲線モデルの欠点は，式(2.32)に示すように，せん断ひずみを ∞ とすると，最大減衰定数が $2/\pi$ となり，ひずみが大きい領域での減衰を過大に評価してしまうことである．

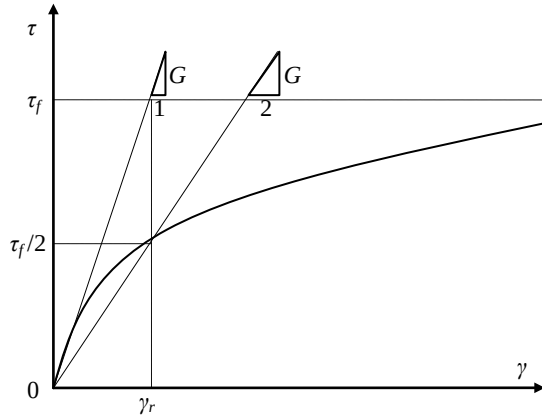


図-2.8 双曲線モデルの骨格曲線

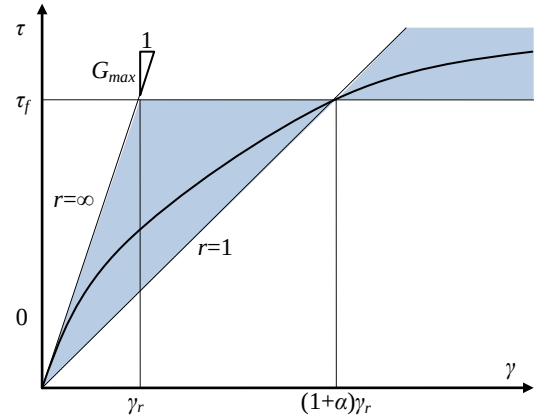


図-2.9 R-Oモデルの骨格曲線

(3) R-O モデル

オリジナルの R-O モデルの骨格曲線 ($\tau \geq 0, \gamma \geq 0$) は次式で表わされる (図-2.9)。

$$\frac{\gamma}{\gamma_y} = \frac{\tau}{\tau_y} + \alpha \left(\frac{\tau}{\tau_y} \right)^r \quad (2.34)$$

ここに、 α , r , γ_y および τ_y はパラメータであり、 α は正の実数、 r は 1 以上の整数で奇数である。このモデルを基本として、様々な修正 R-O モデル²¹⁾などが提案されており、最近では r に実数を用いられるようになっている。ここでは、式(2.34)において、 $\tau_y = \tau_f$, $\gamma_y = \gamma_r$ とし、 r を実数とした以下の修正 R-O モデル²²⁾を扱う。

$$\gamma = \frac{\tau}{G_{\max}} \left(1 + \alpha \left| \frac{\tau}{\tau_f} \right| \right)^{r-1} \quad (2.35)$$

せん断応力振幅 τ_a における割線せん断剛性 G は、式(2.22)に式(2.35)を代入して、次式のように得られる。

$$G = \frac{G_{\max}}{1 + \alpha \left(\frac{\tau_a}{\tau_f} \right)^{r-1}} = \frac{G_{\max}}{1 + \alpha \left(\frac{G}{G_{\max}} \frac{\gamma_a}{\gamma_r} \right)^{r-1}} \quad (2.36)$$

また、せん断応力振幅 τ_a における接線せん断剛性 G_t は次式のように得られる。

$$G_t = \frac{G_{\max}}{1 + \alpha r \left(\frac{\tau_a}{\tau_f} \right)^{r-1}} \quad (2.37)$$

R-O モデルでは、 $\tau = \tau_f$ とおくと、せん断ひずみは有限の $\gamma = (1 + \alpha) \gamma_r$ となり、せん断応力はせん断強度以上となる可能性がある。よって、式(2.35)において、 τ_f の表記を用いているが、これは単なる参照応力として扱われる場合もある。 r は非線形性の度合いを表すパラメータであり、 $r=1$ ならせん断剛性 $G_{\max}$ の線形モデル、 $r=\infty$ ならバイリニアモデル ($r=G_{\max}\gamma(\tau \leq \tau_f)$, $G=0 (\tau > \tau_f)$) となる。

減衰定数は式(2.27)に式(2.35)を代入して、次のように得られる。

第2章 動的解析法の条件設定とモデル化

$$h = \frac{2}{\pi} \frac{\alpha(r-1)}{r+1} \frac{(\tau_a/\tau_f)^{r-1}}{1+\alpha(\tau_a/\tau_f)^{r-1}} \quad (2.38)$$

また、式(2.36)を代入すると、減衰定数は次のように表せる。

$$h = \frac{2}{\pi} \frac{r-1}{r+1} \left(1 - \frac{G}{G_{\max}} \right) \quad (2.39)$$

減衰定数のひずみ依存性に対する室内試験結果を元に、Hardin-Drnevich²³⁾が提案したモデルは式(2.39)と同じ関係にあり、減衰定数のひずみ依存性に対する R-O モデルの再現性は高いと言える。

式(2.39)において、 $G=0$ のときの最大減衰定数 $h_{\max}$ とすれば、次式により r が算定できる。

$$r = \frac{2 + \pi h_{\max}}{2 - \pi h_{\max}} \quad (2.40)$$

また、式(2.36)において、 $G/G_{\max}=0.5$ となるときのせん断ひずみ $\gamma_{0.5}$ とすれば、次式より α が算定できる。

$$\alpha = \left(\frac{2\gamma_r}{\gamma_{0.5}} \right)^{r-1} \quad (2.41)$$

従って、基準ひずみ γ_r を $\gamma_{0.5}$ と等しく設定しておけば、 α は r より自動的に計算されるので、パラメータは3つとなる。

このモデルでは、双曲線モデルよりもパラメータが1つ増えた分だけ減衰定数の再現性が高い。ただし、せん断ひずみ振幅が大きい領域では、せん断応力がせん断強度より大きくなる。せん断ひずみが大きい領域で再現性を高めるには、例えば、 $\tau=\tau_f$ となるときのせん断ひずみ $(1+\alpha)\gamma_r$ に着目して、 α を設定する方法²¹⁾もある。

(4) 修正 GHE モデル²⁴⁾

一般に耐震設計上は双曲線モデルや R-O モデルで十分な場合が多いが、前述のようにそれぞれ問題点を含んでいる。そこで、これらの問題点を解決するために、室内試験から得られた繰返しせん断特性を満足し、せん断強度の概念も取り入れたモデルが提案されている。大型せん断土槽の乾燥砂の実験によりその妥当性は検証されている²⁵⁾。

骨格曲線は、微小ひずみからピーク強度に至るまで広いひずみ領域で実験値にフィッティング可能なモデルとして、GHE モデル²⁶⁾を用いる。

$$y = \frac{x}{\frac{1}{C_1} + \frac{x}{C_2}} \quad (2.42)$$

ここに、 x 、 y は正規化ひずみ、正規化せん断応力で、 $x=\gamma/\gamma_r$ 、 $y=\tau/\tau_f$ である。また、 $C_1(x)$ 、 $C_2(x)$ は補正係数で次の式によって与えられる。

$$C_1 = \frac{C_1(0)+C_1(\infty)}{2} + \frac{C_1(0)-C_1(\infty)}{2} \cdot \cos\left\{ \frac{\pi}{\alpha/x+1} \right\} \quad (2.43)$$

$$C_2 = \frac{C_2(0)+C_2(\infty)}{2} + \frac{C_2(0)-C_2(\infty)}{2} \cdot \cos\left\{ \frac{\pi}{\beta/x+1} \right\} \quad (2.44)$$

第2章 動的解析法の条件設定とモデル化

このモデルには、 $C_1(0)$, $C_2(0)$, $C_1(\infty)$, $C_2(\infty)$, α , β という6個のパラメータが存在する。繰返しせん断試験から得られた $G/G_{max} \sim \gamma$ 関係に対して、このモデルを提供する場合のパラメータの設定方法を以下の1)~8)に示す。

- 1) Mohr-coulomb の破壊基準によりせん断強度 τ_f を算定し、 $\gamma_r = \tau_f / G_{max}$ により規準ひずみ γ_r を求める。
- 2) 繰返しせん断試験から得られた $G/G_{max} \sim \gamma$ 関係を図-2.10 に示すように $y/x \sim y$ 関係に変換する。
ここで、 y/x は割線せん断剛性 G と微小ひずみ時 (10^{-6} 程度) の最大 (初期) せん断剛性との比であり、 $y/x = G/G_{max}$ となる。
- 3) 正規化ひずみ $x = \gamma / \gamma_r = 0$ で、 $dx/dy = 1.0$ の条件から、 $C_1(0) = 1.0$ である。
- 4) $C_2(0)$ は载荷初期の $y/x \sim y$ 関係の y -軸切片である。
- 5) $C_1(x = \infty)$ と $C_2(x = \infty)$ は大きいひずみレベルにおける $y/x \sim y$ 関係での y/x -軸切片と y -軸切片である。
- 6) 図-2.10 右上から左下への対角線 ($x = \gamma / \gamma_r = 1$) とデータ曲線との交点 A における実測曲線との接線を求める。
- 7) 6) で求めた接線と $y/x \sim y$ 関係での y/x -軸切片と y -軸切片が、 $x = \gamma / \gamma_r = 1$ のときの $C_1(x = 1)$ と $C_2(x = 1)$ である。
- 8) 7) で求めた $C_1(x = 1)$ と $C_2(x = 1)$ を式(2.43), (2.44) に代入して α , β が得られる。

履歴法則には、Masing 則を改良して用いる。式(2.42)に Masing 則を適用すると、その履歴曲線は次式のように得られる。

$$\tau \pm \tau_a = G_{max} \frac{\gamma \pm \gamma_a}{\frac{1}{C_1} + \frac{x}{C_2} \left| \frac{\gamma \pm \gamma_a}{2\gamma_r} \right|} \quad (2.45)$$

$$C_1 = \frac{C_1(0) + C_1(\infty)}{2} + \frac{C_1(0) - C_1(\infty)}{2} \cdot \cos \left\{ \frac{\pi}{\alpha \{ (\gamma \pm \gamma_a) / 2\gamma_r \} + 1} \right\} \quad (2.46)$$

$$C_2 = \frac{C_2(0) + C_2(\infty)}{2} + \frac{C_2(0) - C_2(\infty)}{2} \cdot \cos \left\{ \frac{\pi}{\beta \{ (\gamma \pm \gamma_a) / 2\gamma_r \} + 1} \right\} \quad (2.47)$$

このままではひずみが大きい範囲で実験値と大きく外れ、減衰定数 h を過大に評価してしまう。通常の Masing 則では履歴曲線の初期接線勾配は G_{max} となっており、履歴曲線が囲む面積、つまり等価減衰定数 h は G_{max} より支配される。 G_{max} が小さければ同じひずみレベルでも履歴曲線が囲む面積は小さく、 G_{max} が大きければ面積は大きくなる。そこで、履歴曲線の G_{max} をひずみ γ に依存するパラメータ $G_{max}(\gamma)$ の一つとして考え、履歴曲線で囲まれる面積が繰返しせん断試験から得られた $h \sim \gamma$ 関係を満足するように決める。これにより、任意の $h \sim \gamma$ 関係を満たすことができる。ただし、せん断強度 τ_f は常に一定とする必要があることから、 G_{max} を変化させると規準ひずみ γ_r もそれに伴って変化させる必要がある。すなわち、骨格曲線上で除荷または载荷が起こった場合にはその除荷・载荷点を通る仮想の骨格曲線 (初期剛性 $G_{max}(\gamma)$, 規準ひずみ $\gamma_r(\gamma)$ で規定される) を想定した履歴曲線を用いることを意味している。ただし、履歴曲線上で除荷や载荷が起こってもこのような操作は行わない。

仮想の骨格曲線は、 $G_{max}(\gamma)$ と $\gamma_r(\gamma)$ という2つの未知数を持つことになるが、2つの条件、a) 除荷点 (γ_a , τ_a) を通る、b) Masing 則を適用して得られる履歴減衰の等価減衰定数が室内試験の $h \sim \gamma$ 関係と一致するようにする、を課すことにより両者の値は決定される。

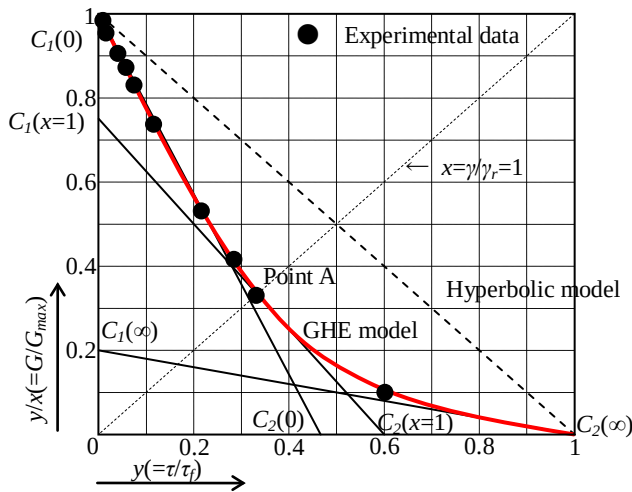


図-2.10 GHE モデルによる実験データのフィッティング方法

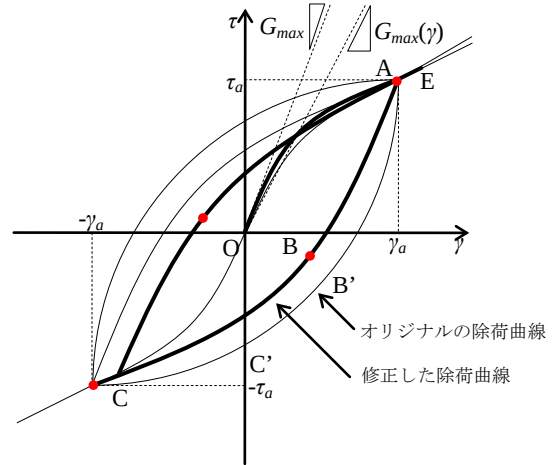


図-2.11 Masing 則の修正方法のイメージ図

この考え方をまとめると以下ようになる (図-2.11)。

- 1) 最初はオリジナルの骨格曲線を通る (O→A)。
- 2) 点 A (γ_a, τ_a) で除荷されると、履歴曲線に移る (A→B→C)。このとき、通常は A→B'→C' となるが、ここでは点 A を通る仮想の骨格曲線を想定し、この骨格曲線に Masing 則を適用する。ただし、等価減衰定数が任意の $h \sim \gamma$ 関係を満足するように $G_{max}(\gamma)$, $\gamma_r(\gamma)$ を設定する。
- 3) 除荷→再載荷過程 (C→A) において、ひずみが以前の最大経験点 A に達するまでは、この履歴曲線は保存される。つまり同一の $G_{max}(\gamma)$, $\gamma_r(\gamma)$ を用いる。
- 4) 点 A に達すると、再びオリジナルの骨格曲線 (A→E) を進行する。

(5) 土の繰返しせん断特性

繰返しせん断試験結果を元に実務で比較的良く使用される、上記 3 つの数式モデルを用いて実験値とフィッティングした沖積粘性土 (表-2.1, Ac) の繰返しせん断特性を図-2.12 に示す。

図-2.12 より、R-O モデルでは基準ひずみ γ_r (4.51×10^{-4}) を境に他のモデルに比べ小さいひずみ領域でせん断剛性の過小評価、減衰の過大評価が見られるが、逆に大きいひずみ領域でせん断剛性の過大評価が著しく、減衰の過小評価もあり、実験値との整合が最も悪い。せん断応力 τ の再現性を高めるために、式(2.41)の α を調整する方法もあるが、実務ではこのような操作はあまり行われない。一方、修正 GHE モデルは双曲線モデルの延長にあるモデルであるため、両モデルの $G/G_{max} \sim \gamma$ 関係、 $h \sim \gamma$ 関係は似通っており、実験値との整合も良い。ただし、ひずみレベル 10^{-3} を超えてからは、修正 GHE モデルの方が実験値の $G/G_{max} \sim \gamma$ 関係との整合がより良く、双曲線モデルの問題点である大きいひずみ領域での減衰の過大評価も抑えられている。これは(4)に示したとおりである。図は示していないが、沖積砂礫も同じ傾向を示している。土の繰返しせん断特性が地盤の地震応答解析結果に与える影響は減衰特性よりもせん断剛性の方が大きいという指摘²⁷⁾を踏まえ、本研究では、実験値の $G/G_{max} \sim \gamma$ 関係とより良い一致が見られる修正 GHE モデルを用いる。なお、双曲線モデルと修正 GHE モデルの差が地震応答解析の応答値に与える影響は、2.8「1次元地盤の地震応答解析」で検討する。

第2章 動的解析法の条件設定とモデル化

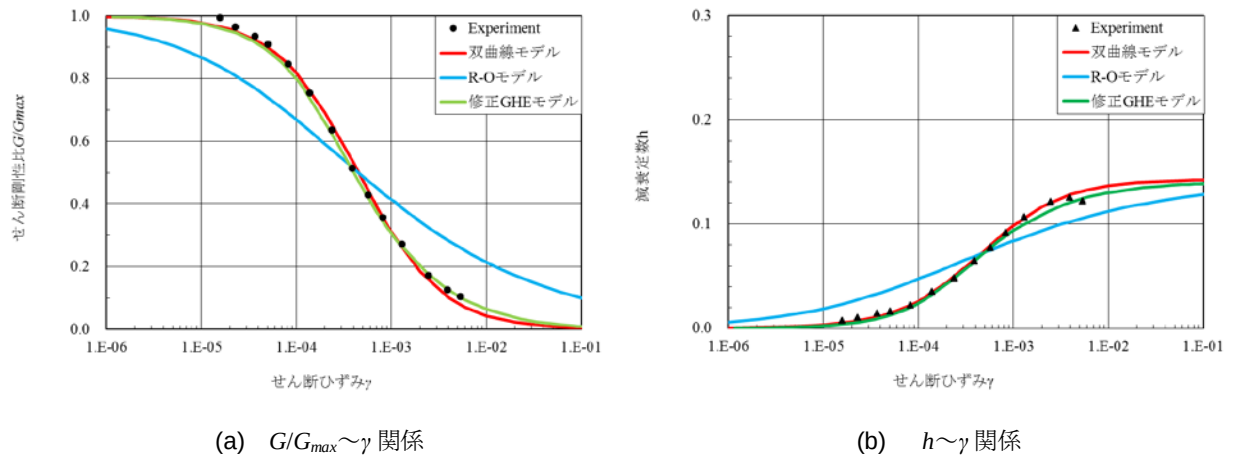


図-2.12 土の繰返しせん断特性

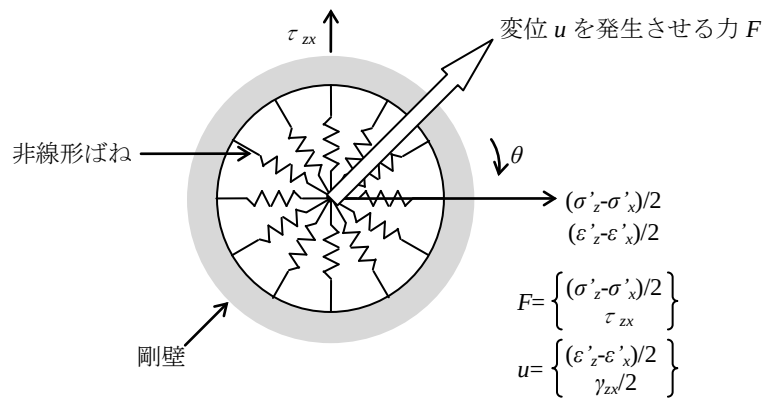


図-2.13 マルチスプリングモデル

2.3.2 1次元解析の拡張モデル（マルチスプリングモデル）

前項で説明した1次元非線形モデルを多次元解析で単純に適用することはできない。そこで、本論文では不整形地盤を扱うことから、1次元モデルを多次元に拡張する方法として、多方向のせん断挙動を表現できるマルチスプリングを用いる。

図-2.13に模式的に示すように、マルチスプリングモデルは、単純二次元問題を対象にし、 x - z 平面に剛壁で作られた円の中に多数のばねを配置することによって多方向のせん断挙動を表現しようとしている²⁸⁾。単純二次元状態ではせん断変形は単純せん断状態(τ_{zx} と $\epsilon_{zx} = \gamma_{zx}/2$ の関係)と軸差変形($(\sigma'_z - \sigma'_x)/2$ と $(\epsilon'_z - \epsilon'_x)$ の関係)があるので、これを z 軸、 x 軸で表現し、中心の動きでそれぞれの成分に対応するひずみと応力に対応させようとするモデルである。

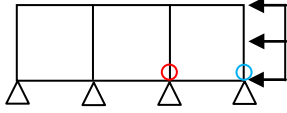
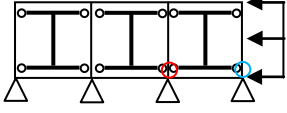
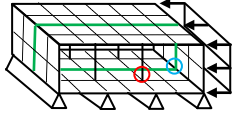
2.4 構造物の力学特性のモデル化

2.4.1 構造物のモデル化

2.6.1で説明するように、対象地点の地盤は奥行き方向に対して地形・地質的な傾斜・変化などは

第2章 動的解析法の条件設定とモデル化

表-2.4 モデル別の断面力の比較

モデル	① 2次元線材モデル		② 壁柱を置換するモデル		③ 3次元有限要素モデル	
モデルイメージ						
部材	柱	側壁	柱	側壁	柱	側壁
曲げモーメント $M(\text{kN}\cdot\text{m})$	164(7.45)	784(1.93)	40(1.82)	454(1.12)	22(1.00) ^{※2}	407(1.00) ^{※2}
せん断力 $S(\text{kN})$	64(10.00)	658(1.52)	14(2.19)	547(1.26)	6.4(1.00) ^{※2}	434(1.00) ^{※2}

※1 図中、○は柱の断面力抽出点、●は側壁の断面力抽出点、—は3次元有限要素モデルの奥行き幅中央である。

※2 括弧内の数値は、③3次元有限要素モデルを1.00とした場合の断面力の比率である。

なく、RC池状構造物の地震時挙動は2次元平面内で卓越すると考えられるため、この平面内の水平方向の応答特性、変位挙動特性に焦点を絞り、構造物を2次元モデルとして扱った。また、図-2.2、2.3に示すとおり、解析対象のRC池状構造物は、梁と柱、スラブと壁等が単体的に造られたラーメン構造物であり、「指針」2009年版においても有限要素法の構造物のモデル化に梁要素が取り上げられているという実務の便も考慮し⁸⁾、1次元の要素領域の集合体とする「線材によるモデル化」(梁要素)によることとした。躯体、杭は梁要素でモデル化する。

RC池状構造物の断面が矩形やそれに近い形状の場合は、ある奥行き幅を持つ2次元モデルでモデル化すると一般に安全側の応答値が得られる。しかしながら、RC池状構造物はトンネルのような線状構造物とは異なり、有限の奥行き幅を持ち、面内方向に側壁をはじめ、阻流壁、隔壁および耐震壁などがあり、構造全体系のせん断剛性に影響を与える構造壁を有していることが多い。地盤と構造物の動的相互作用を評価するにあたって、RC池状構造物の3次元の効果を無視することはできないため、構造壁の力学特性をモデル化する必要がある。構造壁のモデル化には、板要素や等価なブレースに置換する方法など、各種の方法が提案されている。ここでは、土木構造物を対象にした文献²⁹⁾に示されている「壁柱に置換するモデル(線材モデル)」を用いることにした。

このモデルでは、構造壁はその中心線上の壁柱に置換され、その上下端に剛ばりを設けて、柱・梁の節点へピンで結合するものである。柱の剛性としては元の柱断面の剛性を用いるが、梁の剛性は周囲の壁も含めて算出している。詳細は文献²⁹⁾によらるたい。

ここで、静的線形解析ではあるが、1層3径間のRC池状構造物に自重と静止土圧(等分布)を作用させた簡易なモデル($B=18\text{m}$, $H=5\text{m}$, $L=18\text{m}$)を用いて、壁柱に置換するモデルの適用性に関する検証を行った。①2次元線材モデル、②2次元線材モデル+壁柱に置換するモデル、③3次元有限要素モデルの3つのモデルによる比較検討の結果を表-2.4に示す(これより以降、それぞれモデル1、モデル2、モデル3と呼ぶ)。断面力はモデル1~3で数値の差の著しい部材(柱、側壁)を抽出した。また、3次元モデルでは、壁柱を置換するモデルにおいて想定した、モデル奥行き幅中央付近の柱、側壁の断面力を示している。

表-2.4より、モデル3を基準(1.00)にした場合、モデル1とモデル2の断面力の比率はそれぞれ1.52~10.00、1.12~2.19であり、断面力の大小関係はモデル1>モデル2>モデル3になった。モデル

第2章 動的解析法の条件設定とモデル化

1 に比べモデル2ではモデル3の断面力により近づいている。これは、モデル2では構造壁を壁柱でモデル化したことで、モデル1よりも構造全体系のせん断剛性が高まり、変形量が小さくなったため、応力集中し易い部材接合部の断面力の低減が図られたと考えることができる。モデル3に比べるとモデル2では柱の曲げモーメント M 、せん断力 S が2倍程度になっており、構造全体系のせん断剛性を過小評価しているが、値そのものは小さく、モデル1に比べ側壁における断面力の整合が良い。また、土木構造物への適用実績もあることから、本研究では、RC池状構造物の3次元効果を見込む方法として、構造壁のモデル化に「壁柱に置換するモデル（線材モデル）」を用いることにした。

2次元解析では、杭基礎は奥行き方向に地盤と同じ幅のある壁としてしかモデル化できず、Soil-Wall-Soil問題となってしまう。この問題を解消する方法として、地盤を質点で表し、質点間をばねでつなぐ各種モデル化手法^{13), 14), 15)}などが提案されており、この手法を用いれば疑似3次元モデルのSoil-Pile-Soil問題として扱うことができる。しかしながら、解析対象のRC池状構造物は、地上部に極めて大きな質量を有する道路橋や高層建物のような構造物に比べ、質量効果による慣性力の相互作用が卓越する時間領域が少なく、杭基礎のモデル化がRC池状構造物の応答に及ぼす影響は小さいと考えられる。このため、ここでは、図-2.3(c)に示すモデル化区間において、杭基礎の奥行き方向 ($D=5.200\text{m}$) の配列を考慮した等価な剛性を付与した。

2.4.2 部材のモデル化

本研究ではレベル2地震動相当の強震動の作用するRC池状構造物の応答を扱うため、部材の非線形特性を設定する必要がある。「指針」2009年版では、有限要素法を用いる場合に鉄筋コンクリート構造物の梁要素の非線形履歴モデルの代表的なものとして、トリリニア型の骨格曲線を持つ武田モデルや江戸モデルなどを挙げている⁸⁾。これを踏まえ、線材による部材の力学特性は、実験結果から経験的に求めた力学モデルに基づくモデル化とした。部材の復元力特性は、骨格曲線には原点とひび割れ発生点、部材降伏点、最大耐荷力点を直線で結んだトリリニアモデル、履歴特性には既往最大点を指向する、剛性低下型の武田モデルを用いた。梁要素の構成則としては、モーメント～曲率関係を用いている。部材モデルの骨格曲線、履歴モデルのイメージを図-2.14、2.15に示す。

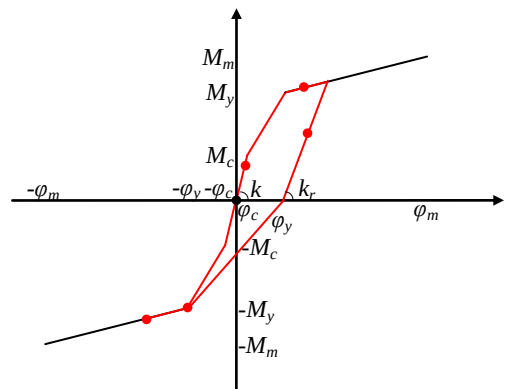
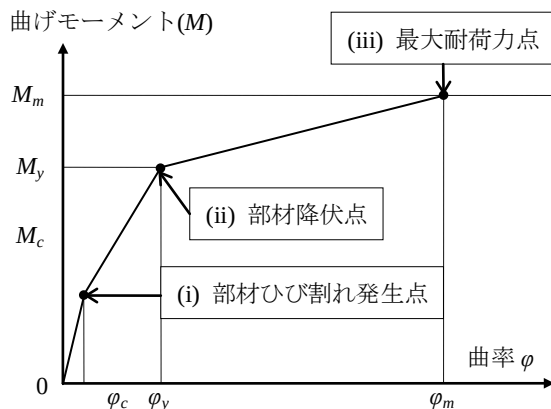


図-2.14 部材モデルの骨格曲線のイメージ（トリリニア型）

図-2.15 履歴モデルのイメージ（武田モデル）

2.4.3 内容水のモデル化

内容水のモデル化は、動水圧の分布を付加質量でモデル化する場合と流体要素でモデル化する場合がある。「指針」2009年版では、池状構造物の躯体が鉄筋コンクリート構造の場合は、その剛性が高いことから、水と躯体の連成振動（バルジング）は考慮しなくて良いとされている⁸⁾。ここでは、内容水は、ウェスターガードの補正式⁸⁾により動水圧の分布を付加質量として、RC池状構造物の底版上面から計画高水位 H.W.L2.80m までモデル化した。なお、詳細は文献⁸⁾によりたい。

2.5 動的解析手法

2.5.1 動的解析手法の選定

解析対象の構造物、地盤を扱う場合に、その耐震計算法に動的解析法、一体解析法（有限要素法）を用いるのがより好ましい方向であることを2.1、2.2で説明した。また、レベル2地震動相当の強震作用を受けるRC池状構造物と地盤（特に沖積粘性土（Ac））が非線形応答を示すと考えられるため、力学特性には非線形モデルを用いる必要があることを2.3、2.4で説明した。

ここで、構造物の動的解析法として、「指針」2009年版では、これらの方法について扱える応答の種類、対象とする応答値の種類、固有値解析の必要性などを表-2.5のように示している⁸⁾。このうち、構造物の非線形応答を求められるのは時間領域による解法（逐次積分法）のみである。

次に、地盤の動的解析法には、地盤を土構造骨格と間隙流体をまとめて1相系として取り扱う全応力解析法と、土構造骨格と間隙流体を分けて取り扱う2相系の有効応力解析法の2つの方法に大別される。全応力解析法をさらに分類すると、周波数領域における解法と時間領域における解法の2つがある。これらの方法には、線形解析、土の非線形性を線形解析に取り入れた等価線形解析、非線形解析がある。よく用いられる解析プログラムSHAKEやFLUSHは1相系の周波数領域での解析法である。1相系の時間領域での解析法には、2.4で説明した双曲線モデルやR-Oモデルなどの非線形履歴モデルや弾塑性構成モデルが地盤モデルとして良く使用されている³⁰⁾。有効応力解析法は、有効応力の応答を考慮することが可能であり、液状化の解析も可能である。有効応力の解析においても、時間領域と周波数領域での解析もできるが、液状化の解析には時間領域における解法が良く用いられる。

表-2.5 動的解析法⁸⁾

動的解析法		応答の種類		応答値の種類	固有値解析
		線形	非線形		
時刻歴応答解析法	直接積分法	●	●	時刻歴応答値	△
	周波数応答解析法	●	-	時刻歴応答値	△
	モード解析法	●	-	時刻歴応答値	○
応答スペクトル法		●	-	最大応答値	○

●：求めることができる応答の種類。○：固有値解析が必要なもの。△：固有値解析を必要に応じて行うもの。

土の動的性質はひずみレベルに依存し、土のモデルもそれに依じて異なってくる¹⁹⁾。ひずみレベルが 10^{-5} 以下では微小ひずみ (small strain) 領域とし、線形弾性モデルが適用される。土は非線形性の強い材料であるが、この領域では線形解析法によって近似が可能であると考えられている。これ以上にひずみが増加し、 10^{-3} に至るまでの中ひずみ (medium strain) 領域では、応力とひずみの間で履歴ループが描かれ、エネルギー損失を表すために減衰定数が用いられる。ただし、この領域までは繰返し载荷によって履歴ループは変化せず、一定のループを描く。この領域の挙動を表すモデルとしては粘弾性モデルが良く用いられ、解析方法としては等価線形解析法が適用される。さらにひずみが大きくなると、大ひずみ (large strain) 領域になり、履歴ループが繰返し载荷に伴って変化するようになり、次第に破壊領域に達する。液状化や残留変形は大きいひずみ領域によって生じる問題である。2.8 では対象地点の地盤データを元に1次元地盤の地震応答解析による予備解析を行っている。その結果、沖積粘性土 (Ac) の最大せん断ひずみが 4.7×10^{-2} に達しており、ひずみレベルが 10^{-3} を大幅に超えている。等価線形解析法によると地盤の挙動との適合性が悪くなることが指摘されている³⁰⁾。

以上のことから、構造物の動的解析法としては、時間領域による解法 (逐次積分法あるいは非線形法などとも呼ばれる) を、地盤の動的解析法としては、液状化を扱わないため、全応力解析法とし、一体解析法 (有限要素法)、時間領域による解法を適用するのが良い。本研究では、一体解析法 (有限要素法) を用いた全応力解析法のうち時間領域による解法 (逐次積分法) を用いる。

2.5.2 運動方程式

まず、振動系の最も単純なモデルである、図-2.16 に示すような1自由度 (1 質点) の系を考え、力の釣合いから、次の釣合い式が得られる。

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g \quad (2.48)$$

ここに、 m は質量、 c は減衰係数、 k は剛性、 u は変位、 u_g は基盤の変位である。ドットは時間に関する微分を表している。この式は、振動方程式と呼ばれる。

式(2.48)を両辺 m で除すことによって次式が得られる。

$$\ddot{u} + 2h\omega_0\dot{u} + \omega_0^2 u = -\ddot{u}_g \quad (2.49)$$

$$\omega_0 = \sqrt{\frac{k}{m}}, \quad h = \frac{c}{2\sqrt{km}} \quad (2.50)$$

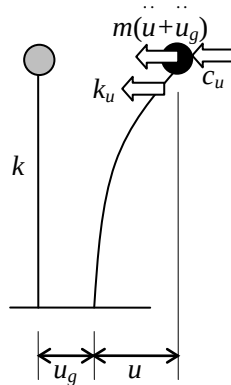


図-2.16 1自由度（質点）系モデル

第2章 動的解析法の条件設定とモデル化

ここに、 ω_0 はこの系の固有円振動数、 h は減衰定数である。固有円振動数により、この系の固有周期 T と固有振動数 f はそれぞれ次のように求めることができる。

$$T = \frac{2\pi}{\omega_0}, \quad f = \frac{1}{T} = \frac{\omega_0}{2\pi} \quad (2.51)$$

ここで示したのは地上構造物に関する式であった。

次に物体中を伝わる波動を考える。一次元状態では、微小要素に作用する力の釣合い式は次式で表される。

$$\frac{d\tau}{dz} = \rho \ddot{u} \quad (2.52)$$

ここに、 τ はせん断応力、 z は土柱の深さ、 ρ は土の密度、 $\ddot{u}$ は加速度である。波動の伝播を弾性状態で考えると、 $\tau \sim \gamma$ 関係は次式で表される。

$$\tau = G\gamma \quad (2.53)$$

ここに、 G はせん断弾性係数、 γ はせん断ひずみである。また、 $\gamma \sim u$ 関係は次式で表される。

$$\gamma = \frac{du}{dz} \quad (2.54)$$

式(2.53)と式(2.54)を式(2.52)に代入すると次式が得られる。

$$G \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad (2.55)$$

変位 u は時間 t と空間 z に関する関数であることから、偏微分表示としている。この式には変位しか含まれていない。この表現は波動方程式と呼ばれる。

式(2.55)と式(2.48)は基本的に同じ式であり、異なるのは式(2.55)に減衰項が含まれていないことであるが、減衰項を加えれば同じものとなる。このように物体中を伝わる波動という観点からは波動方程式が、振動という観点からは振動方程式が用いられるが、両者は同じものである。すなわち、1次元地盤の地震動の伝播と構造物の振動とは同じことである。

多次元状態になると波動方程式と振動方程式の違いはほぼなくなる。2次元状態の微小要素(幅 dx 、高さ dy) に作用する x 軸方向に作用する力を図-2.17 に示す。要素に作用する力の釣合いから、次の釣合い式が得られる。

$$\frac{d\sigma}{dx} + \frac{d\tau_{yx}}{dy} - \rho \ddot{u}_x = 0 \quad (2.56)$$

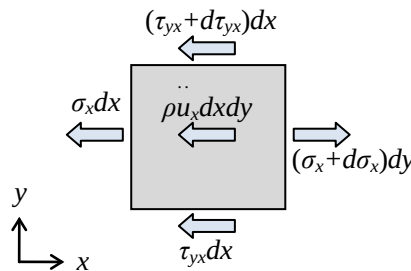


図-2.17 微小要素の x 方向に作用する力

第2章 動的解析法の条件設定とモデル化

これに、応力～ひずみ関係とひずみ～変位関係式を適用すると、式(2.55)と同じ式が得られる。

3次元状態では、図-2.17の平面と平行する面に作用するせん断応力の変化も考慮する必要がある。これらも考慮して3つの軸方向の力の釣合い式は次のようになる。

$$\begin{aligned}\frac{d\sigma_x}{dx} + \frac{d\tau_{xy}}{dy} + \frac{d\tau_{zx}}{dz} - \rho\ddot{u}_x &= 0 \\ \frac{d\tau_{xy}}{dx} + \frac{d\sigma_y}{dy} + \frac{d\tau_{yz}}{dz} - \rho\ddot{u}_y &= 0 \\ \frac{d\tau_{zy}}{dx} + \frac{d\tau_{yz}}{dy} + \frac{d\sigma_z}{dz} - \rho\ddot{u}_z &= 0\end{aligned}\quad (2.57)$$

これが支配方程式である。なお、式(2.57)ではせん断応力の $\tau_{yx}=\tau_{xy}$, $\tau_{yz}=\tau_{zy}$, $\tau_{zx}=\tau_{xz}$ の関係を利用して式を整理している。これを有限要素法で離散化すると次式が得られる。

$$[M]\ddot{u} + [C]\dot{u} + [K]u = 0 \quad (2.58)$$

ここに、 $[M]$ は質量マトリクス、 $[C]$ は減衰マトリクス、 $[K]$ は剛性マトリクスである。式(2.57)の変位は、不動点に対する変位、すなわち、絶対変位である。絶対変位を基盤の変位 u_b と基盤からの相対変位 u_r に分けると次式となる。

$$u = u_b + u_r \quad (2.59)$$

これより、式(2.58)は次のようになる。

$$[M]\ddot{u}_r + [C]\dot{u}_r + [K]u_r = -m\ddot{u}_g \quad (2.60)$$

考えている系から見ると u_b は剛体変位であるので、剛性項は次のようになる。

$$[K]u_b = 0 \quad (2.61)$$

また、減衰項では減衰が内部減衰であれば、同様に剛体速度に関して0になる。従って、減衰項と復元力項の絶対変位に関する項は式から除かれている。外部減衰ではこの項が残るが、例えば、水中で振動しているときでもその水が基盤とともに移動しているとすればこの項が無視でき、また、空中で振動しているときにはその絶対値が小さいのでこの項を無視できる。ここで、相対変位を u 、基盤の変位を u_b と表すと次式となる。

$$[M]\ddot{u} + [C]\dot{u} + [K]u = -m\ddot{u}_g \quad (2.62)$$

これが運動方程式となる。

時間領域による解法（逐次積分法）では、時間領域を細かく細分化し、それぞれの区間で数値積分を行う。応力～ひずみ関係が非線形のときには、式(2.62)の変位の項を復元力項 $f(u)$ と、非線形の表示に代え、次のように表す。

$$[M]\ddot{u} + [C]\dot{u} + f(u) = -m\ddot{u}_g \quad (2.63)$$

細かく細分化した時間間隔 ($t+dt$) の間を積分することにし、その間では剛性 K が変わらないとすると、時刻 t からの増分量に対して運動方程式は次のように表すことができる。

$$[M]d\ddot{u} + [C]d\dot{u} + [K]du - m\ddot{u}_g \quad (2.64)$$

2.5.3 数値積分法

時間領域による解法（逐次積分法）では初期条件を満足した上で離散化された点（時刻）の間を近似する必要がある。多自由度系での解析に用いられる代表的な数値積分法（補間方法）として、線形

第2章 動的解析法の条件設定とモデル化

加速度法, 中央差分法, Newmark の β 法, Wilson の θ 法がある. 線形加速度法は, 数値積分に伴う誤差の小さい優れた方法であるが, 数値積分の安定性の問題があるため, 現在の実務ではほとんど用いられていない. 中央差分法は, 連立方程式を解くのが簡単であり, 数値計算の精度も良い反面, a)数値積分の安定性に問題がある, b)構造物も含む解析では計算に必要な時間増分も極端に小さくなる, c)非線形の応力～ひずみ関係を用いる際にはコーディングが複雑になる, などの欠点もあり, 通常はそれほど用いられない. 現在では, 無条件安定である Newmark の β 法 ($\beta=0.25$), Wilson の θ 法 ($\theta=1.4$) が良く用いられる. Wilson の θ 法は同じ無条件安定の手法である Newmark の β 法に比べ数値減衰が大きく, 数値積分の誤差という観点から見れば問題であるが, 数値計算の安定性という観点から見れば好ましいこともあり, 液状化解析では良く用いられる. これらの理由から, ここでは Newmark の β 法を用いる.

Newmark の β 法では, 時刻 $t+dt$ について速度および変位を次のように表す.

$$\begin{aligned} d\dot{u} &= \frac{dt}{2}(\ddot{u}(t) + \ddot{u}(t+dt)) \\ du &= dt\dot{u}(t) + (0.5 - \beta)dt^2\ddot{u}(t) + \beta dt^2\ddot{u}(t+dt) \end{aligned} \quad (2.65)$$

ここに β はパラメータである. これを式(2.64)に代入し整理すると, 変位増分 du に関する連立方程式が得られる.

$$\left(\frac{M}{\beta dt^2} + \frac{C}{2\beta dt} + K \right) du = M \left(\frac{1}{\beta dt} \dot{u}(t) + \frac{1}{2\beta} \ddot{u}(t) \right) + \frac{C}{2} \left(\frac{1}{\beta} \dot{u}(t) - \left(1 - \frac{1}{2\beta} \right) dt \ddot{u}(t) \right) - m \ddot{u}_g \quad (2.66)$$

この方法の意味は, 変位の位相を β により調整しようというものである. ここで, $\beta=1/6$ と置くと線形加速度法となる. 実務では, $\beta=1/4$ が良く用いられる. この場合, 積分区間で加速度を一定に仮定したことになり, 中点加速度法と呼ばれることもある.

2.5.4 減衰の設定 (粘性減衰)

地盤・構造物全体系の粘性減衰 (速度比例減衰) は, 実務で良く用いられる Rayleigh 減衰とした. 減衰マトリクス $[C]$ は次式で求められる.

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (2.67)$$

ここに, $[M]$ は質量マトリクス, $[K]$ は剛性マトリクス, α, β は Rayleigh 減衰のパラメータである. ここでは, 振動数 0.1~1.0Hz の範囲で減衰定数 h が 2%以下になるように仮定し, Rayleigh 減衰の 2 つのパラメータ α, β をそれぞれ 6.3031×10^{-4} , 2.48839×10^{-2} に設定した.

2.6 空間のモデル化

(1) 解析次元

解析次元は空間座標の選択に応じて 1 次元モデル, 2 次元モデル, 3 次元モデルがある⁸⁾. 2.2 で説明したように, 文献^{4), 16), 17)}では, a)水平成層に近い地盤でも 1 次元モデルと 2 次元モデルで差があり, b)表層地盤の不整形性の影響は基盤傾斜角度 5 度以上の場合に表れるとし, c)地層が傾斜してい

第2章 動的解析法の条件設定とモデル化

る場合に5度以下の勾配では1次元モデルと応答がそれほど変わらないことを示している。地盤調査結果⁵⁾から、対象地盤は図-3.1, 4.1, 5.1, 6.1の2次元平面内の奥行方向に対して地形・地質的な傾斜・変化などはなく、同図断面方向に連続していることが確認されている。また、3次元解析は計算時間が膨大に掛かり、解析に必要なデータを収集することに多大な労力を要するため、実務で用いられることはほとんどない。これらのことから、RC池状構造物の地震時挙動は2次元平面方向で卓越すると考えられるため、解析においては図-2.2断面の水平方向の応答特性、変位挙動特性に焦点を絞り、平面ひずみ状態を仮定し、解析次元を2次元として扱うことにした。

(2) モデル化領域

モデル化領域（範囲）は、構造物と地盤の動的相互作用の影響が十分に小さくなる遠方地盤とするのが良く、また、工学的基盤面や地表面が傾斜している場合など、地盤構造に著しい不整形性があると、波動伝播が複雑となり、地震動が局所的に増幅される場合や、表面波等の二次的な波が発生し地震動の継続時間が長くなる場合がある。このため、地盤構造に著しい不整形性がある場合にはこれを考慮できるモデルとする必要がある³¹⁾。ここでは、地盤の不整形性の影響を考慮し、2つのRC池状構造物を設定した場合に構造物と地盤の動的相互作用の影響が十分に小さくなることを地盤のみのモデルで確かめた上で、幅200.0m、左右端部の深さを37.2m、30.0mに設定した。

(3) 要素分割

有限要素法における要素分割（メッシュ分割、層分割とも呼ばれる）は、2つの目的からの検討が必要である。1つは波動伝播を、2つは材料特性の変化を考慮するためである。有限要素法のように空間を離散化する手法では、節点間の変位は節点の変位に補間関数を乗じて求められる。多くの解析プログラムでは変位関数は直線である。このことは、節点間の変位を拘束していることになり、高周波成分の波動を通すことができないことを意味している。従って、高周波成分の波動を通すためには、波長の1/5～1/6程度に要素分割を小さくする必要がある。

地盤のせん断波速度を V_s 、対象とする周波数を f とすると、波長 λ は次式で表される。

$$\lambda = \frac{V_s}{f} \quad (2.68)$$

式(2.68)によると、地盤が軟弱であるほど、すなわち、せん断波速度 V_s が小さいほど、また、解析上考慮する周波数が高いほど、要素分割を小さくしなければならない。さらに、地震動が大きくなると土の非線形性のため、剛性が低下し、その結果、せん断波速度 V_s も小さくなる。せん断波速度 V_s は剛性 k の平方根に比例し、剛性が低下すれば波長も短くなるので、要求される要素分割も小さくなる⁹⁾。これらの波動伝播と材料特性の変化を考慮するとともに、RC池状構造物とその周辺地盤では、着目する応答の算出する位置、構造物と地盤の相互作用の影響が強く表れる位置の要素について水平方向にも細かな分割とし³²⁾、数値計算の精度を低下させないよう要素の長辺と短辺の比は正方形に近い1:1を基本に1:5を超えない範囲で要素分割した⁸⁾。

(4) 境界条件

有限要素法を用いて地盤震動を解析する際、地盤を有限要素でモデル化するため底面と側方のモデル境界において実際には存在しない境界を設定する必要がある。実際の地盤では、全方向に地盤震動が伝播し減衰していくが、解析では境界において震動が反射して実際とは異なった挙動を示す場合がある。境界条件の設定においては、境界からの反射波の影響を低減するため、エネルギー伝達境界、粘性境界、固定境界などを状況に応じて設定する必要がある^{33), 34)}。

底面の境界に関しては、底面の自由度を全て拘束する固定境界や、ダッシュポットに置換える粘性境界がある。固定境界は、ある深さに強固な基盤が存在し、地震時にこの基盤が同位相で震動すること、また、構造物や不整形な地盤の存在による散乱波や逸散波はこれらから十分離れた境界にほとんど達しないことの2点を仮定していることに相当する。粘性減衰は、ダッシュポットのことであり、逸散波のエネルギーを境界での粘性力によって吸収するような境界条件として提案された。

側方の境界条件に関しては、ローラー境界、繰返し境界、粘性境界、エネルギー伝達境界などがある。ローラー境界は、反射波の影響があることから、着目する応答に境界が及ばない程度に地盤のモデルを広くする必要がある。繰返し境界は、モデルの加振方向両端を多点拘束することで、モデルを加振方向に多数連結したものとみなす。モデル化は容易であるが、波動境界としての精度が低く、モデル化領域を大きくする必要がある。粘性境界は、モデル外端と無限遠方地盤を表す1次元モデル(自由地盤)の間に粘性ダンパーを設置するものであり、境界面に垂直に伝播する波動に対しては波動の吸収は厳密であるが、斜め方向からの波動に対しては精度が低いことが知られている。このため、数値計算の精度を向上させるにはモデル化領域を大きくする必要がある。エネルギー伝達境界は、強い周波数依存性を有するインピーダンスマトリクスを用いることにより、高精度な波動吸収が可能であるとされており、モデル化領域を縮小することが可能である。繰返し境界や粘性境界を用いる場合が多いが、エネルギー伝達境界に比べて解析領域を広くする必要がある、数値計算の精度も劣る傾向にある。エネルギー伝達境界は、繰返し境界や粘性境界に比べて数値計算の精度は良いが、周波数領域による解法にしか適用できないという欠点があるとされている。

ここでは、2.6.2のように数値計算の精度を向上させるのにモデル化領域を広くした上で、側方には粘性境界、底面境界には鉛直変位の合成の影響により水平変位が過小評価されないように水平粘性境界、鉛直固定境界を設定した。

(5) 初期条件

土の動的挙動は過去の荷重履歴に依存するため、非線形解析法を用いる場合には初期応力状態を求める必要がある。本解析における初期応力状態は、2次元動的有限要素解析を行う前に構造物の施工過程を考慮した静的線形解析を行い、その結果を動的解析の初期応力として与え、初期ひずみと初期変位を全てゼロクリアした。

第2章 動的解析法の条件設定とモデル化

2.7 入力地震動（検討用地震動）

「指針」2009年版におけるレベル2地震動の設定方法⁸⁾を表-2.6に示す。

解析対象がRC池状構造物、建物と異なる条件で耐震設計がなされる構造物群であるため、各種基準、法律が定める地震動を元に耐震性の解析的検討に適した地震動を選定することにした。

水道施設の耐震設計に用いるレベル2地震動は複数の想定地震動の中から選定することが基本となる。札幌市では、「地震動及び被害の評価事業」⁶⁾において、札幌市域の地震動特性と想定地震を検討し、想定地震動を設定しており、1つ目の検討用地震動は、表-2.6の方法2による地域防災計画の想定地震動（内陸直下地震）とし、2つ目は実務で良く用いられる、方法4による兵庫県南部地震の観測記録を基に設定された設計応答スペクトル（上限値）に地域別補正係数 C_d を乗じたものを検討対象にした（以降、それぞれ方法2、方法4と呼ぶ）。これら2つの地震動の加速度応答スペクトルの比較を図-2.18に示す。図-2.18より、固有周期 T が0.6～1s程度を超えた長周期側で方法4の加速度応答が大きくなっているが、短周期側で方法2の加速度応答が方法4を大きく上回っている。RC池状構造物は一般に固有周期が短く⁸⁾、また、対象地点の表層地盤の固有周期 T_G も最大で0.19s（第3・6章、0.28s（第4章、0.41s（第5章）と比較的短い（Ⅰ～Ⅱ種地盤に相当）。地震動、構造物と地盤の周期特性から、構造物と地盤の応答は方法4よりも方法2の方が加速度応答が大きくなると考えられる。3つ目は、水道施設の耐震設計で用いる地震動とタイプが異なり、高層建物の耐震設計に用いられる建設省告示1461号³⁵⁾の地震動（海溝型地震）に地域係数0.9を乗じたものを検討対象とした（以降、建設省告示波と呼ぶ）。方法2と建設省告示波の工学基盤面における時刻歴加速度波形を元に作成した加速度応答スペクトルの比較。その時刻歴加速度波形を図-2.19, 2.20に示す。図-2.19のように、固有周期 T が2s程度まで建設省告示波よりも方法2の方が加速度応答が大きく、

表-2.6 レベル2地震動の設定方法⁸⁾

	設定方法	動的解析に用いる設計地震動	静的解析に用いる設計地震動
方法1	震源断層を想定した地震動評価を行い、当該地点での地震動を使用する。	地震動評価結果の地表面、工学的基盤面の時刻歴加速度波形、あるいは応答スペクトルを用いる。	地震動評価結果の地表面、工学的基盤面の応答スペクトルを用いる。
方法2	地域防災計画等の想定地震動を使用する。	想定地震動の地表面、工学的基盤面の時刻歴加速度波形を用いる。	想定地震動の地表面、工学的基盤面の応答スペクトルを用いる。
方法3	当該地点と同様な地盤条件（地盤種別）の地表面における強震記録の中で、震度6強～震度7の記録を用いる。	強震記録の時刻歴加速度波形を用いる。	強震記録の応答スペクトルを用いる。
方法4	兵庫県南部地震の観測記録を基に設定された設計震度、設計応答スペクトル。	「総論解析編Ⅲ（97年版指針再掲部）」の設計応答スペクトルまたは、それに適合した時刻歴波形を用いる。	「総論解析編Ⅲ（97年版指針再掲部）」の設計応答スペクトル等を用いて設定する。

第2章 動的解析法の条件設定とモデル化

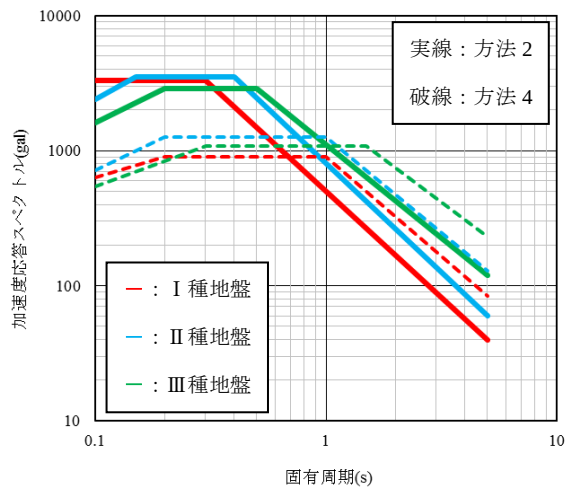


図-2.18 加速度応答スペクトルの比較

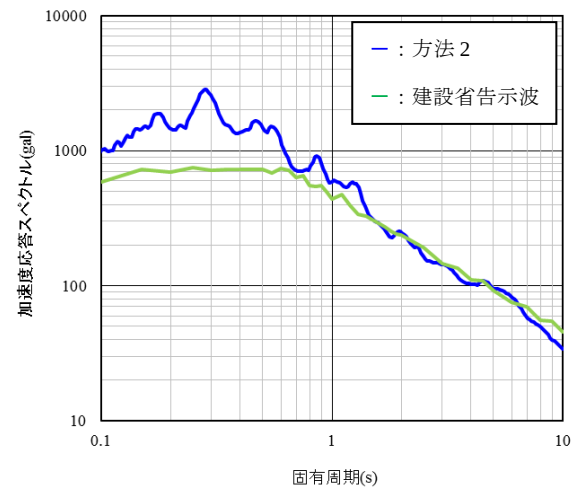
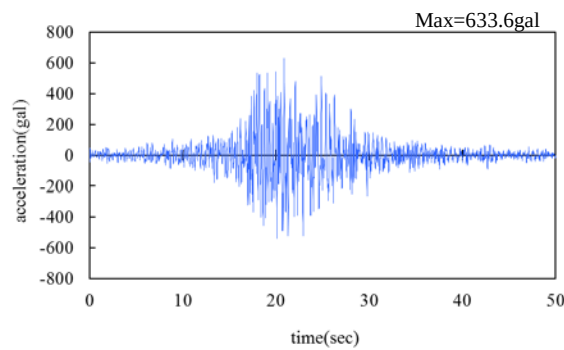
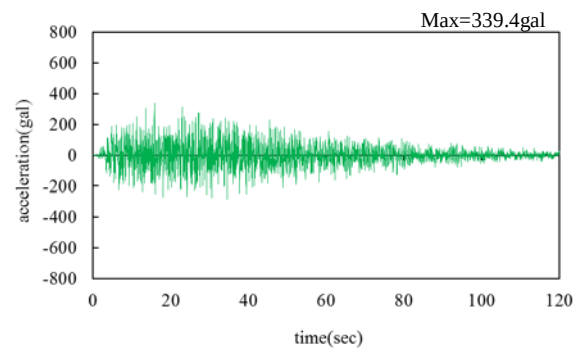


図-2.19 加速度応答スペクトルの比較



(a) 時刻歴加速度波形（方法 2）



(b) 時刻歴加速度波形（建設省告示波）

図-2.20 時刻歴加速度波形

それ以降の長周期側では建設省告示波と方法 2 の加速度応答はほぼ一致している。

検討用地震動には、方法 2（最大加速度振幅 633.6gal）を使用することにし、工学基盤面における時刻歴加速度波形を解析領域下方から入力する。地震動の選定に関しては次節で若干の検討を加える。

2.8 1次元地盤の地震応答解析

この節では、2次元動的有限要素解析を行う前に、1次元地盤の地震応答解析を用いて、土の非線形モデル（2.3）、動的解析手法（2.5）、入力地震波（2.7）の違いが対象地点の地盤の応答に与える影響を予備検討する。

土の非線形モデルは 2.3 で説明したように①双曲線モデルと②修正 GHE モデルを、解析手法は①時間領域による解法と②周波数領域による解法を、入力地震波はタイプの異なる①方法 2（図-2.20(a)）と②建設省告示波（図-2.20(b)）をそれぞれ比較対象にした。解析プログラムには等価線

第2章 動的解析法の条件設定とモデル化

形化法に SHAKE, 非線形解析法に YUSAYUSA-2, Soil Plus Dynamic を用いた. 1次元地盤の地震応答解析に使用する地盤の物理定数を表-2.7 に示す. 地盤は対象地点(図-2.1)の1点のボーリングデータ⁵⁾を元に, 地表面から順に沖積粘性土層(Ac), 沖積砂礫層(Ag), 安山岩層(Ka)によって構成されるモデルとした. 表層地盤の固有周期 T_G は 0.17s (I 種地盤) である. 層分割は式(2.68)により波長の 1/5~1/6 程度以下になるように設定している.

1次元地盤の地震応答解析による最大応答値を表-2.8 に示す.

表-2.8 より, まず, 土の非線形モデルの差を入力地震波別に比較すると, ①双曲線モデルと②修正 GHE モデルでは, 相対変位とせん断ひずみの比率の差が著しい. 図-2.12(a)に示すとおり, 双曲線モデルに比べ修正 GHE モデルは土のひずみレベルが 10^{-3} を超えてからのせん断剛性比が大きく, 強震動下の地震作用が地盤に伝わり易いため, 早くに沖積粘性土がせん断強度に達する. また, 図-2.8 のように, 双曲線モデルでは基準ひずみ γ_r を超えるとせん断応力がせん断強度に近づき難くなるため, 修正 GHE モデルよりもせん断ひずみが小さく評価され, 両モデルにおける相対変位とせん断ひずみの差につながったと推察される.

次に, 解析手法の違いを入力地震波別に見ると, ①時間領域による解法と②周波数領域による解法では, ケースにより絶対加速度で倍半分の差が生じている. 表は示していないが, 時間領域による解法では最大せん断ひずみが発生した GL-2.50m 以浅の加速度が上限に達し減少しているが, 周波数領域による解法では地表面に至るまで加速度が増幅しており, 両者で最大応答発生深度も異なっている. これは, せん断剛性 G と減衰定数 h の計算に必要な有効ひずみ γ_{eff} を求める際, 最大せん断ひずみ γ_{max} に乗じる補正係数を $\alpha=0.65$ としたときの, SHAKE の最大の欠点である加速度の過大評価が表れたも

表-2.7 地盤の物理定数 (1次元地盤の地震応答解析)

地層 No.	土質 性状	層厚 H(m)	深度 z(m)	単位体積 重量 γ(kN/m³)	せん断波 速度 V _s (m/s)	せん断 弾性係数 G _{max} (kN/m²)	せん断 強度 τ _f (kN/m²)	基準 ひずみ γ _r (%)
1	Ac	0.70	0.70	17	110	20,990	9,47	0.0451
2		0.80	1.50					
3		0.63	2.13					
4		0.37	2.50					
5	Ag-1	1.00	3.50	18	280	144,000	130.18	0.0904
6		1.20	4.70					
7	Ag-2	0.70	5.40		355	231,474	209.25	
8		1.00	6.40					
9		1.10	7.50					
10		0.50	8.00					
11	Ag-3	1.20	9.20					
基盤	Ka	5.00	14.20	25	1,150	3,373,724	-	-

第2章 動的解析法の条件設定とモデル化

表-2.8 最大応答値（1次元地盤の地震応答解析）

土のモデル	動的解析手法	入力地震波	最大応答値		
			加速度(gal)	相対変位(cm)	せん断ひずみ(%)
双曲線	時間領域	方法2	823(G.L-2.50m) [※]	2.4 (G.L-0.00m) [※]	3.7 (G.L-2.50m) [※]
双曲線	時間領域	建設省告示波	485(G.L-2.50m) [※]	0.46(G.L-0.00m) [※]	0.38(G.L-2.50m) [※]
修正 GHE	時間領域	方法2	805(G.L-2.50m) [※]	4.0 (G.L-0.00m) [※]	4.7 (G.L-2.50m) [※]
修正 GHE	時間領域	建設省告示波	533(G.L-2.50m) [※]	1.3 (G.L-0.00m) [※]	1.7 (G.L-2.50m) [※]
等価線形	周波数領域	方法2	1,546(G.L-0.00m) [※]	2.2 (G.L-0.00m) [※]	1.4 (G.L-2.50m) [※]
等価線形	周波数領域	建設省告示波	703(G.L-0.00m) [※]	0.37(G.L-0.00m) [※]	0.27(G.L-2.50m) [※]

※ 括弧内の数値は最大応答発生点の深度 $z(m)$ である。

のである。双曲線モデルと等価線形モデルで相対変位とせん断ひずみは近い値になっていることから、補正係数 α を調整し、絶対加速度の値を時間領域による解法に近づけることはできるが、逆に相対変位とせん断ひずみは乖離してしまう。対象地点の地盤は沖積粘性土層（Ac）と沖積砂礫層（Ag）の境界付近で、土のひずみレベルが最大 4.7×10^{-2} となるために、周波数領域による解法の数値計算の精度が相対的に低くなっていることが分かる。

続いて、入力地震波について見ると、図-2.19、2.20 の加速度応答スペクトル、時刻歴加速度波形でも分かるように、建設省告示波よりも方法2の方が固有周期 $T=2s$ 程度までの加速度応答、最大加速度振幅が大きい。それを反映するように、1次元地盤の地震応答解析による最大応答値も方法2が大きくなっている。なお、図-2.19 の長周期側では方法2と建設省告示波の加速度応答はほぼ一致しているが、表層地盤の固有周期 T_G が $0.17s$ と短いこともあり、表-2.7 の最大応答値を見る限り土の非線形化による地盤の長周期化の影響は少なく、加速度応答の長周期側の影響は少ないようである。

以上の検討結果から、土の非線形モデルに修正 GHE モデル、解析手法に時間領域による解法、入力地震動に方法2を用いるのが望ましい。よって、第3章以降の解析では、土の非線形モデルに修正 GHE モデル、解析手法に時間領域による解法（有限要素法を用いた全応力解析法、解析プログラム Soil Plus Dynamic）、検討用地震動に方法2（札幌市地域防災計画の工学的基盤における時刻歴加速度波形図-2.20(a))を用いる。

第2章の参考文献

- 1) 社団法人日本水道協会：水道用語辞典，pp.594，1997.
- 2) 猪子敬之介，大嶽公康，成田健太郎，有賀義明，林川俊郎：不整形地盤における RC 池状構造物間の地震時挙動，土木学会論文集 A1 (構造・地震工学)，Vol.69, No.4 (地震工学論文集第 32 巻)，I_376-I_384，2013.
- 3) 北海道立地下資源調査所：5 万分の 1 地質図幅「石山」，1956.
- 4) 日本ガス協会ガス工作物等技術基準調査委員会：高圧ガス導管耐震設計指針，2000.
- 5) 札幌市水道局：南沢第 1 ポンプ場改修工事補足設計土質調査業務，2012.
- 6) 札幌市：地震動及び被害の評価事業，2008.
- 7) 地盤工学会：地盤の弾性波速度検層方法-Method for seismic velocity logging-，JGS1122：2003，2003.
- 8) 社団法人日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説 I 総論，pp.49-50，pp.113-114，pp.115，pp.83-84，pp.121，pp.122，pp.67，pp.52-57，pp.59，pp.38-40，pp.45，2009.
- 9) 公益社団法人地盤工学会：地盤の動的解析-基礎理論から応用まで-，pp.95-100，pp.84-85，2007.
- 10) 竹宮宏和：5.1 地盤・構造物系のモデル化，地盤と構造物の動的相互作用の解析法，土と基礎，Vol.40, No.7，pp.59-66，1992.
- 11) Richart, Jr., F. E., Hall, Jr., J. R. and Woods, R. D. : Vibrations of Soils and Foundations, Printice-Hall, 1970. (岩崎敏男・嶋津晃臣共訳：土と基礎の振動，鹿島出版会，1975.)
- 12) 土岐憲三：新体系土木工学 11，構造物の耐震解析，技報堂出版，pp.181-191，1981.
- 13) Penzien, J., Scheffey, C.F and Parmelee, A. : Seismic analysis of bridges on long piles, Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol.90, No.EM3, pp.223～254，1964.
- 14) 梅村魁，大澤胖，河村壮一：軟弱地盤に建つ杭支持建物の地震動観測，関東地震 50 周年記念地震工学シンポジウム論文集，1973.
- 15) 田中勉，吉田望，亀岡裕行，長谷川豊：地中構造物の多入力解析，第 38 回土木学会年次学術講演会講演概要集，第 1 部，pp.49～50，1983.
- 16) Yoshida, N. : Effectiveness of the conventional effective stress analysis to predict liquefaction-induced permanent ground displacement, Proc., First Japan-US Workshop on Liquefaction, Large Ground Deformation and Their Effects on Lifeline Facilities, pp.57-65，1988.
- 17) 関場夕卯子，千葉祐樹，吉田望：中間軟弱層が不整形地盤の地震応答に与える影響に関する研究，平成 20 年度土木学会東北支部技術研究発表会講演概要集，pp.319-320，2009.
- 18) 地盤工学会：地盤材料の変形特性を求めるための繰返し三軸試験方法-Method for cyclic triaxial to determine deformation properties of geomaterials-，JGS0542：2000，2000.
- 19) Ishihara, K. : Soil Behavior in Earthquake Geotechnics Oxford Engineering Science Series, 46, Oxford University Press, pp.16～39，1996.
- 20) Tatsuoka, F., Iwasaki, T., Fukushima, S. and Sudo, H. : Stress conditions and stress histories affecting shear modulus and damping of sand under cyclic loading, Soils and Foundations, Vol.19, No.2, pp.29-43，1979.

- 21) 大崎順彦, 原昭夫, 清田芳治: 地盤震動解析のための土の動力学モデルの提案と解析例, 第5回日本地震工学シンポジウム, pp.697-704, 1978.
- 22) Idriss, I. M., Dorby, R. and Singh, R. M. : Nonlinear behavior of soft clays during cyclic loading, J. GED, ASCE, Vol.104, No.GT7, pp.1427-1447, 1978.
- 23) Hadin, B. O. and Drnevich, V. P. : Shear modulus and damping in soils : Design equations and curves, J. SMFD, ASCE, Vol.98, No.SM7, pp.667-692, 1972.
- 24) 国土交通省鉄道局: 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計, pp.371-373, 1999.
- 25) 西村昭彦, 室野剛隆: GHE モデルと簡易な履歴側を用いた土の非線形モデルの提案と実験的検証, 第25回地震工学研究発表会, 1999.
- 26) Tatsuoka, F. and Shibuya, S. : Deformation characteristics of soils and rocks from field and laboratory tests, Theme Lecture 1, Proc. of Ninth Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.2, pp.101-170, 1992.
- 27) 吉田望: 地盤の地震応答解析, 鹿島出版会, 2010.
- 28) Towhata, I. and Ishihara, K. : Modeling soil behavior under principal stress axes rotation, Proc. 5th International Conference for Numerical Method in Geomechanics, Nagoya, Vol.1, pp.523-530, 1985.
- 29) 社団法人日本道路協会: 駐車場設計・施工指針 同解説, pp.84-85, 1992.
- 30) 社団法人地盤工学会: 液状化のメカニズムと解析手法, 液状化メカニズム, 予測法・設計法に関するシンポジウム発表論文集, 1999.
- 31) 公益社団法人土木学会: コンクリート標準示方書[設計編: 標準], pp.275, pp.272, 2012.
- 32) 社団法人土木学会: 地下構造物の耐震性能照査と地震対策ガイドライン(案), pp.60-61, pp.56-57, 2011.
- 33) 土木学会地震工学委員会耐震基準小委員会: 土木構造物の耐震設計ガイドライン(案)-耐震基準作成のための手引き-, 2001.
- 34) 一般財団法人日本建築学会: 入門・建物と地盤との動的相互作用, 1996.
- 35) 建築基準法に基づく告示: 建設省告示第1461号, 2000.

第 3 章 非線形特性を考慮した表層硬質地盤における基盤傾斜の影響

3.1 概説

第 1 章，第 2 章（2.1）で述べたように，ポンプ場のような高台にある水道施設では，水理的条件や地理的条件等から施工地盤の良否を選択できないことが多く，山間部の地表面や基盤面の傾斜した不整形地盤上に建設されることがある．また，水道施設は機能のバックアップ，応急給水の充実などの観点から，敷地内に複数の池状構造物が隣接していることがある．

地表面や耐震設計上の基盤面が傾斜している不整形地盤では，局所的に地震動が増幅されたり，継続時間が伸びたり¹⁾するため，過去の地震による構造物の被害も多く^{例えば 2)～5)}，水平地盤に比べ不整形地盤上に建設された構造物は耐震設計上不利になることが想定される．さらに，地震時には隣接する構造物と周辺地盤との間における動的相互作用により複雑な挙動を示し，その挙動によっては水道施設の耐震性に大きな影響を及ぼすことも考えられる．

1.1 で不整形地盤に起因すると考えられている水道施設の地震被害事例（会下山配水池，池谷・大久保配水池）を採り上げた．このような実被害がありながらも，1.2 で説明したように不整形地盤上の RC 池状構造物に関する地震時の動的相互作用を考慮した解析事例や，基準・指針等における具体的な設計事例などはなく，その地震時挙動は明らかになっていない．地震後の水道施設のライフラインとしての重要性，地震被害が原因による冠水等の二次災害などを踏まえると，地震時に構造物群と周辺地盤との間でどのような挙動が生じるかを十分に把握しておかなければならない．

本章では，山間部の硬質な傾斜基盤上に非線形特性を考慮した表層硬質地盤が堆積する地盤モデルを用いて，RC 池状構造物直下の基盤傾斜の有無による 2 種類の地盤条件を仮定し，2 つの RC 池状構造物と周辺地盤との間の地震時の応答特性，変位挙動特性について基礎的な検討を行う．

3.1.1 解析モデル

本章における解析対象の RC 池状構造物と地盤の断面を図-3.1 に示す．同図左の山側，右の谷側に位置する 2 つの水道施設は，それぞれ地震時挙動が異なると考えられる地上・地下 1 階の新設水槽付建築物，半地下式の既存ポンプ井を想定した（これより以降，前者を建物，後者をポンプ井と呼ぶ）．地盤条件から基礎形式は建物，ポンプ井ともに直接基礎としている．

本章では基盤傾斜の影響による RC 池状構造物間の応答特性，変位挙動特性の変化の傾向を把握するのが目的であるため，図-3.1 のように地盤調査結果⁶⁾から得られた傾斜基盤モデルに加え，同図右側のポンプ井直下の傾斜を水平にした水平基盤モデルも扱うことにした．ポンプ井より左側の地形・地質形状は傾斜基盤モデル，水平基盤モデルともに同じとしている．

地盤各層の物理定数を表-3.1 に，土の繰返しせん断特性を図-3.2 に示す．地盤は地表面から順に

第3章 非線形特性を考慮した表層硬質地盤における基盤傾斜の影響

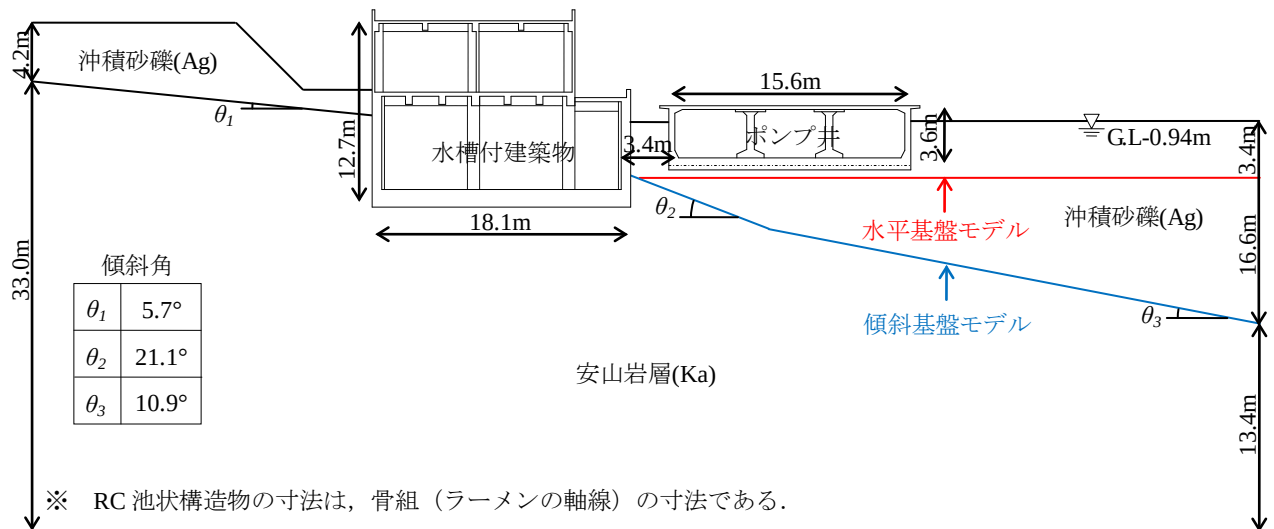


図-3.1 RC 池状構造物と地盤

表-3.1 地盤の物理定数

土質性状	層厚※ H (m)	単位体積 重量 γ (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断波 速度 V_s (m/s)	初期せん断 弾性係数 G_{max} (kN/m ²)	せん断強度 τ_f (kN/m ²)	規準ひずみ γ_r
沖積砂礫(Ag-1)	0.00 ~ 3.38	18	0.434	355	231,474	21.090	0.000091
沖積砂礫(Ag-2)	3.38 ~ 6.89					64.720	0.000280
沖積砂礫(Ag-3)	6.89 ~ 9.99					106.376	0.000460
沖積砂礫(Ag-4)	9.99 ~ 16.53					168.126	0.000726
安山岩(Ka)	16.53 ~ 30.00	25	0.378	1,150	3,373,724	-	-

※ 地盤各層の層厚は、解析領域右端部の値である。

沖積砂礫層 (Ag-1~4)，安山岩層 (Ka) によって構成されるモデルとした。安山岩層は線形弾性体として仮定している。傾斜基盤モデルの安山岩層の最大傾斜角度は 21.1 度である。RC 池状構造物の側方地盤は，都市近郊で土留め工を用いた開削工法により構造物が構築されたことを想定し，原地盤をモデル化した。地下水位面は GL-0.94m に設定している。これらの地盤条件は，札幌市南区南沢における地盤調査結果⁶⁾，札幌市域の浅部地下構造モデル⁷⁾を元に設定したものである。

なお，RC 池状構造物の形状寸法と物理定数 (2.1)，地盤と構造物の力学特性のモデル化 (2.3, 2.4)，動的解析手法 (2.5, 2.8)，空間のモデル化 (2.6)，入力地震動 (2.7) は，第 2 章を参照されたい。

3.1.2 解析ケース

解析ケースを表-3.2 に示す。本章では基盤傾斜の影響による RC 池状構造物間の応答特性，変位挙動特性の変化の傾向を把握するのが目的であるため，傾斜基盤モデルと水平基盤モデルの 2 種類の地盤条件を比較対象の基本とし，加えて，地盤のみのモデル，その地盤にポンプ井を設定したモデル，

第3章 非線形特性を考慮した表層硬質地盤における基盤傾斜の影響

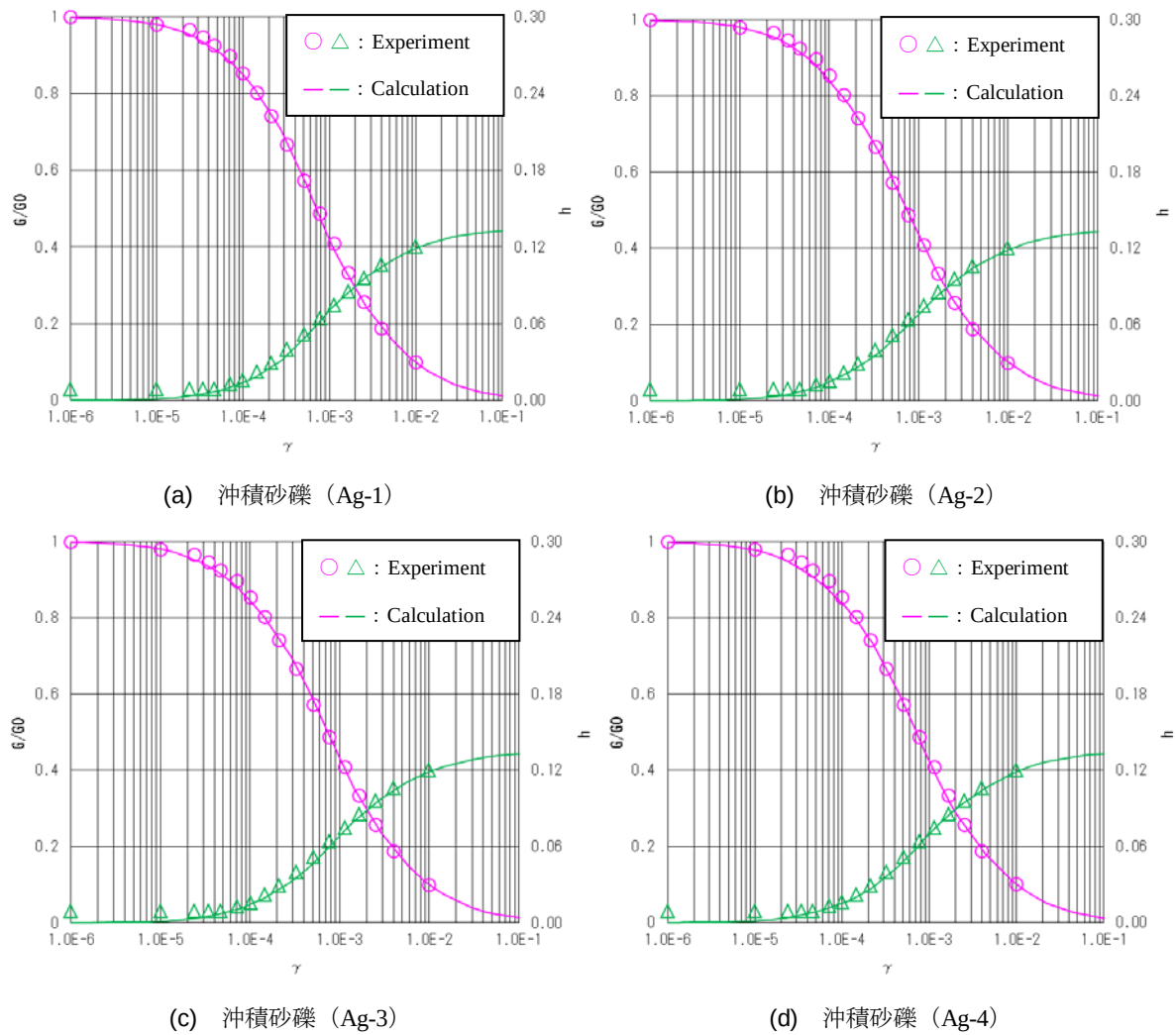


図-3.2 土の繰返しせん断特性

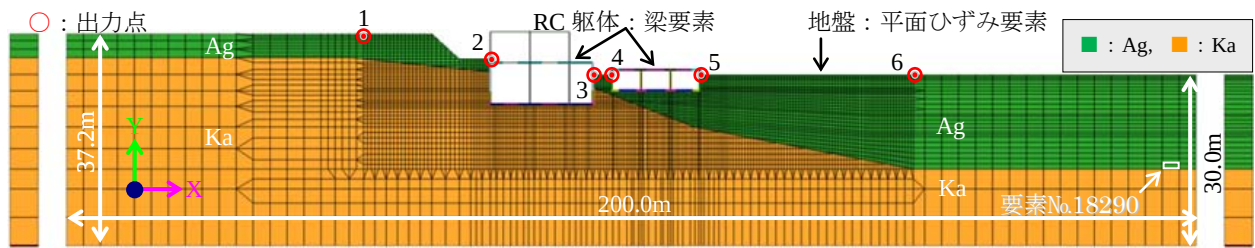
表-3.2 解析ケース

解析ケース	モデルの内容	基盤傾斜	地盤モデル	節点数	要素数
ケース 1	地盤のみのモデル	有り	硬質	8,466	8,505
ケース 2	地盤のみのモデル	無し	硬質		
ケース 3	ポンプ井を設定したモデル	有り	硬質	8,399	8,437
ケース 4	ポンプ井を設定したモデル	無し	硬質		
ケース 5	ポンプ井と建物を設定したモデル	有り	硬質	7,756	7,771
ケース 6	ポンプ井と建物を設定したモデル	無し	硬質		

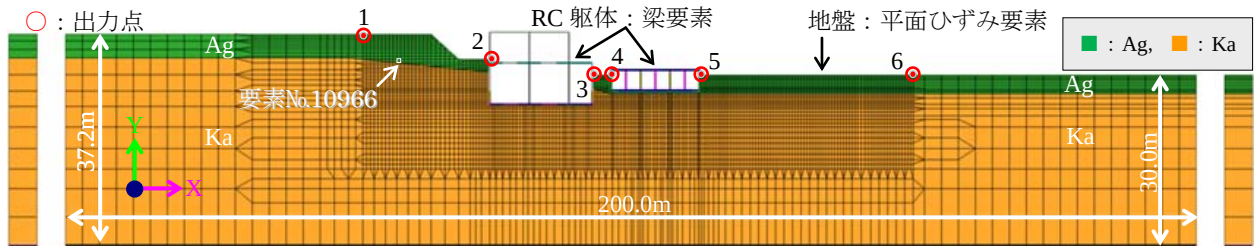
ポンプ井と建物を設定したモデルを用いて、2つのRC池状構造物と周辺地盤との間の動的相互作用の影響も検討することにし、計6ケースを選定した。

本解析に用いた有限要素モデルならびに応答値の代表出力点を図-3.3に示す。

第3章 非線形特性を考慮した表層硬質地盤における基盤傾斜の影響

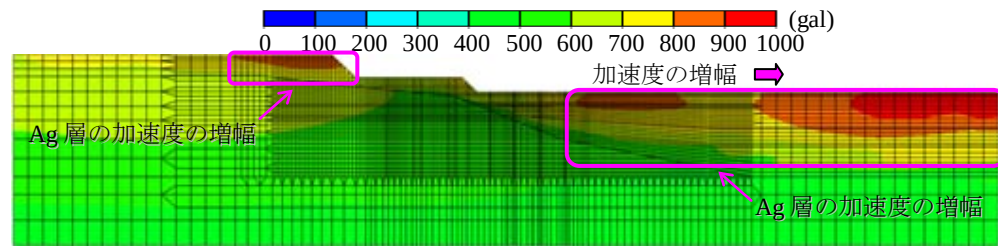


(a) ケース 5 (傾斜基盤モデル)

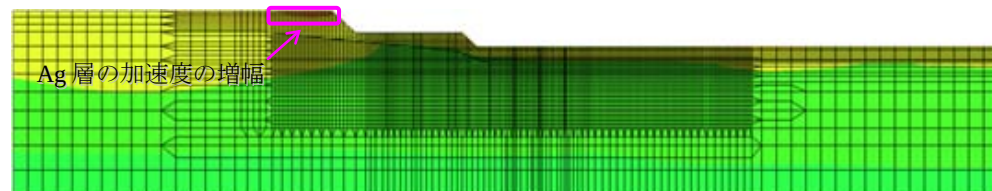


(b) ケース 6 (水平基盤モデル)

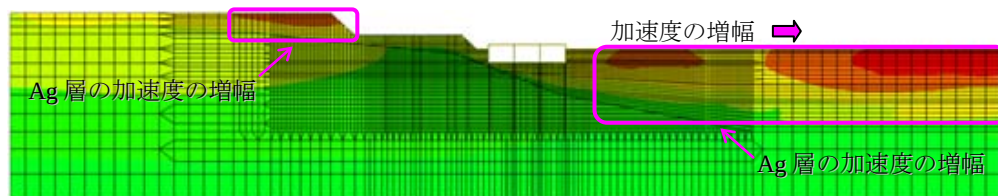
図-3.3 有限要素モデルの例 (ケース 5 とケース 6) と応答値の出力点



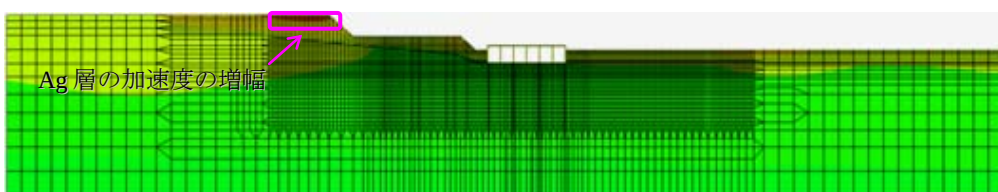
(a) ケース 1 の最大加速度分布



(b) ケース 2 の最大加速度分布



(c) ケース 3 の最大加速度分布



(d) ケース 4 の最大加速度分布

図-3.4 最大加速度分布 (全体図)

第3章 非線形特性を考慮した表層硬質地盤における基盤傾斜の影響

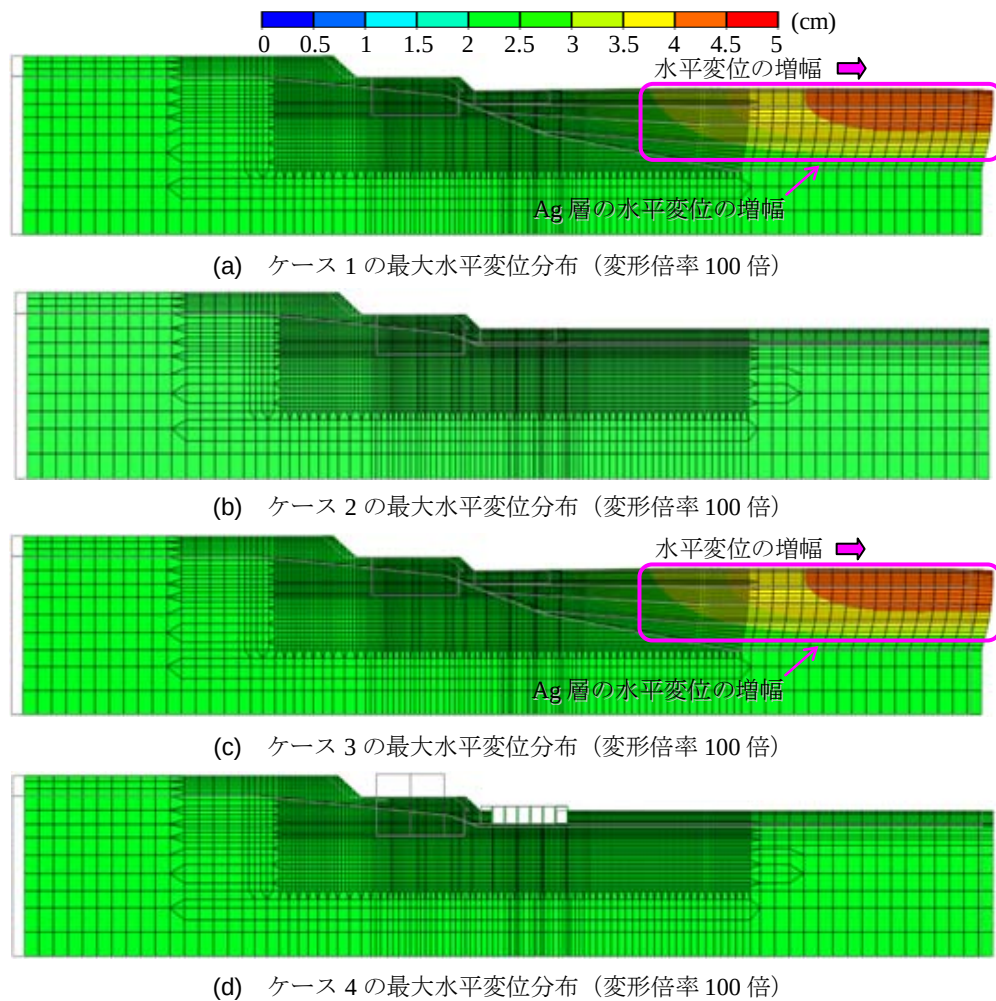


図-3.5 最大水平変位分布 (全体図, 正の最大値)

3.2 基盤傾斜が RC 池状構造物と周辺地盤に及ぼす影響

この節では、基盤面の急傾斜部に位置するポンプ井に着目して、基盤傾斜の有無により 2 つの RC 池状構造物と周辺地盤との間でどのような挙動の相違が生じるのかを検討する。

まず、ケース 1 とケース 2 (地盤のみのモデル)、ケース 3 とケース 4 (ポンプ井を設定したモデル) の最大応答分布の全体図を図-3.4~3.6 に、各出力点における地表面の加速度、水平変位の比較を表-3.3, 3.4 に示す。また、ケース 1 とケース 2 の最大ひずみ発生点 (要素 No.18290, No.10966) における土の応力~ひずみ (τ - γ) 関係を図-3.7 に示す。応答値の出力点は図-3.3 に示すとおりである。

図-3.4~3.6 より、ケース 1 とケース 3 (傾斜基盤モデル) では、モデル左側の地表面傾斜部や、基盤傾斜部から解析領域右端部の間のように地盤の不整形を有し、表層の沖積砂礫が厚く堆積する地点になるほど、地表付近の加速度が増幅している (図-3.4(a), (c))。また、最大水平変位は沖積砂礫が最も厚く堆積する解析領域右端部の地表付近で生じており (図-3.5(a), (c))、その直下の沖積砂礫層 (Ag) と安山岩層 (Ka) の境界付近で最大せん断ひずみが発生している (図-3.6(a), (c))。

一方、ケース 2 とケース 4 (水平基盤モデル) では、解析領域左側の地表面傾斜部で加速度がやや

第3章 非線形特性を考慮した表層硬質地盤における基盤傾斜の影響

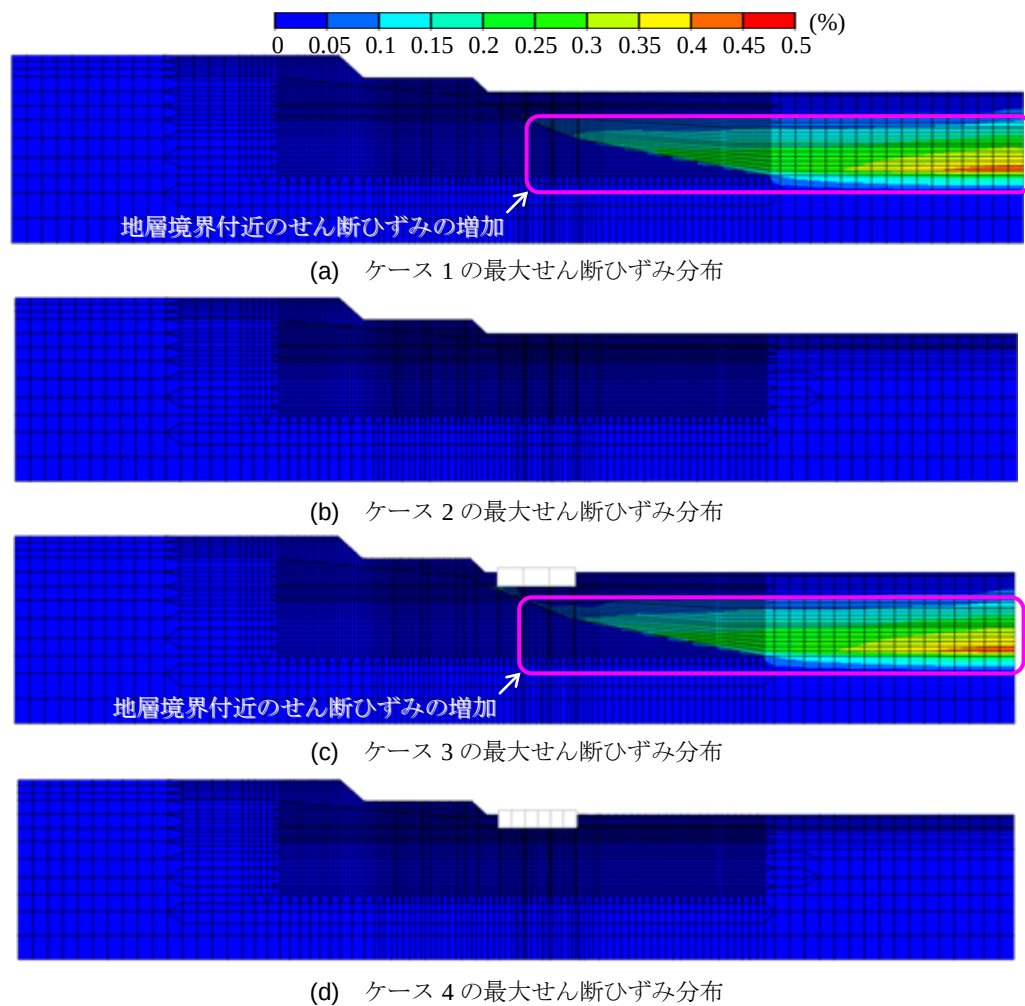


図-3.6 最大せん断ひずみ分布（全体図）

増幅している（図-3.4(b), (d)）が，0～5cmの水平変位（図-3.5(b), (d)）の範囲，0～0.5%のせん断ひずみ（図-3.6(b), (d)）の範囲では，コントラストは全く見られなかった。

基盤傾斜の影響は，傾斜基盤モデルの基盤傾斜部から解析領域右端部にかけての加速度，水平変位の増幅，沖積砂礫層（Ag）と安山岩層（Ka）の境界付近におけるせん断ひずみの増加として現れており，解析領域の左側から右側に向ってその影響が次第に大きくなっている．このことを表-3.3, 3.4で見ると，ケース2に比べケース1の基盤傾斜側の出力点5・6における加速度63～78gal（8.7～10.2%），水平変位の正の最大値0.20～1.07cm（24.7～135.4%），負の最大値0.15～1.37cm（6.5～60.6%）の増加が見られる．図-3.7を見ると分かるように，ケース1の最大せん断ひずみ γ_{max} が0.46%（要素No.18290）になっており，応力～ひずみ関係にヒステリシスが見られ，履歴ループを描いているのに対し，ケース2の最大せん断ひずみ γ_{max} は0.03%（要素No.10966）であり，応力～ひずみ関係は線形弾性的な挙動を示している．ケース1とケース2で加速度の比率の差が小さく，水平変位の比率の差が大きくなっているのは，ケース2に比べケース1の沖積砂礫の剛性低下，履歴減衰が生じていることに起因して相対的に加速度が減衰し，水平変位が増幅したためである．このことから，傾斜基盤モデルと水平基盤モデルでポンプ井周辺の地盤応答の変化が生じることを確かめることができた。

第3章 非線形特性を考慮した表層硬質地盤における基盤傾斜の影響

表-3.3 最大加速度 (gal)

出力点	ケース 1	ケース 2	ケース 3	ケース 4
1	839	798	837	804
2	624	620	619	613
3	681	650	638	648
4	659	620	673	618
5	753	675	683	670
6	785	722	776	728

表-3.4 最大水平変位 (cm)

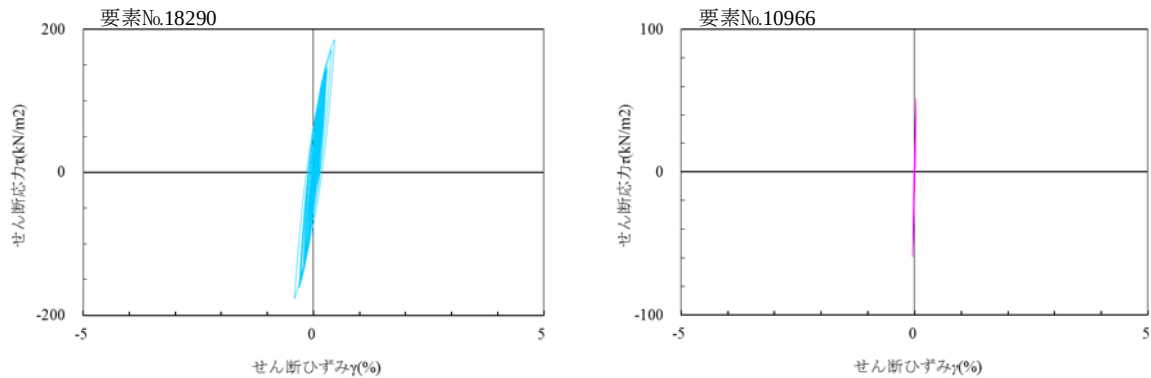
出力点	ケース 1		ケース 2		ケース 3		ケース 4	
	正	負	正	負	正	負	正	負
1	0.89	-2.32	0.91	-2.39	0.89	-2.32	0.91	-2.39
2	0.83	-2.27	0.86	-2.35	0.84	-2.27	0.86	-2.35
3	0.82	-2.25	0.85	-2.33	0.84	-2.26	0.84	-2.33
4	0.83	-2.27	0.84	-2.33	0.86	-2.28	0.83	-2.31
5	1.01	-2.46	0.81	-2.31	0.92	-2.36	0.81	-2.30
6	1.86	-3.63	0.79	-2.26	1.83	-3.58	0.79	-2.26

※ 正はモデル右側、負はモデル左側それぞれの最大値である。

ケース 3 とケース 4（ポンプ井を設定したモデル）では、ポンプ井を設定したことにより、ケース 1 とケース 2（地盤のみのモデル）に比べて、巨視的には応答分布に大きな変化は見られない（図-3.4～3.6）が、細部を見ると出力点 3～5 における地表面の応答値に増減が生じている（表-3.3, 3.4）。その応答値の増減は、ケース 1 とケース 3（傾斜基盤モデル）の間で加速度-70～14gal, 水平変位の正の最大値-0.09～0.03cm, 負の最大値-0.10～0.01cm, ケース 2 とケース 4（水平基盤モデル）の間で加速度-2～-5gal, 水平変位の正の最大値-0.01～0cm, 負の最大値-0.02～0cm になっており、ケース 4 よりもケース 3 の方がポンプ井左右の出力点 4・5 における応答値の変化や減少傾向が大きい。従って、水平基盤モデルよりも傾斜基盤モデルの方が構造物と地盤の動的相互作用の影響が強く表れている。これは、a) 水平基盤モデルでは表層地盤が線形弾性的な挙動を示しているのに対して、傾斜基盤モデルでは表層地盤が粘弾性（等価線形）的な挙動を示していること、b) 図-3.8 の RC 池状構造物の非線形化状態を見ると、ケース 3 のポンプ井右側の側壁、頂・底版でひび割れに至っており、構造物の剛性低下が生じたことにより、第 4 章で述べるような構造物と地盤の剛性差による動的相互作用の影響が、ケース 3 とケース 4 で相対的に表れたものと推察される。

次に、ケース 5 とケース 6（ポンプ井と建物を設定したモデル）、ケース 3 とケース 4（ポンプ井を設定したモデル）を比較した各出力点における加速度、水平変位を表-3.5, 3.6 に示す。なお、地盤全体としての挙動は傾斜基盤モデル（ケース 1, ケース 3, ケース 5）、水平基盤モデル（ケース 2,

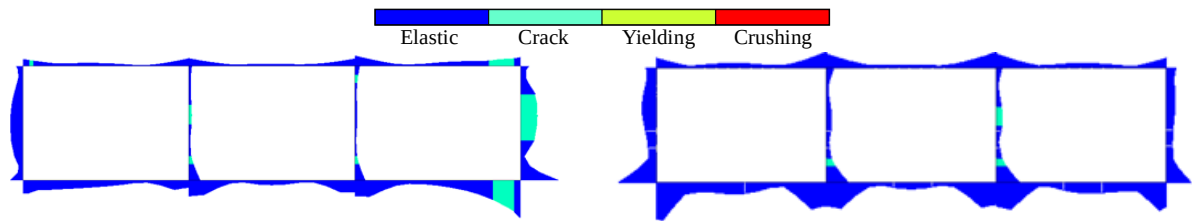
第3章 非線形特性を考慮した表層硬質地盤における基盤傾斜の影響



(a) ケース 1 の沖積砂礫の応力～ひずみ関係

(b) ケース 2 の沖積砂礫の応力～ひずみ関係

図-3.7 沖積砂礫の応力～ひずみ関係（ケース 1：要素No.18290，ケース 2：要素No.10966）



(a) ケース 3 のポンプ井の非線形化状態

(b) ケース 4 のポンプ井の非線形化状態

図-3.8 RC 池状構造物の非線形化状態

ケース 4、ケース 6) の地盤モデルごとに同じ傾向を示している。

表-3.5, 3.6 より，ケース 5（傾斜基盤モデル）とケース 6（水平基盤モデル）を比較すると，ケース 6 よりもケース 5 の出力点 4・5 における加速度（14～89gal），水平変位の正の値（0.03～0.10cm）の増加と，出力点 5 における加速度（11.3%），水平変位の正の値（12.3%）の増加率が高い。これは，ケース 1 とケース 2 の比較と同様に基盤傾斜の影響によるものである。

ケース 3 とケース 5（基盤傾斜モデル），ケース 4 とケース 6（水平基盤モデル）を地盤モデルごとにそれぞれ比較すると，建物を設定したことにより，出力点 2 における建物左側の加速度（129～185gal, 20.8～30.2%），水平変位（0.04～0.05cm, 1.7～4.8%）が増加する反面，ポンプ井の応答値が数%減少するという同じ傾向を示している。建物左側の応答値が増加したのは，第 5 章で述べるように，建物左側に位置する地表面傾斜や地盤の高低差によるものと考えられる。一方，ポンプ井の応答値がわずかに減少したのは，モデル中央の地表面傾斜が取り除かれたこと，ポンプ井がより剛性の大きい建物の影となりモデル左側の地表面傾斜の影響が及ばなくなったことが主な原因と考えられるが，その差，絶対値は小さく，建物の動的応答特性の影響よりも基盤傾斜の影響の方が大きいと考えられる。

以上の結果から，RC 池状構造物直下の基盤傾斜の影響により，水平基盤に比べて表層硬質地盤の剛性低下と履歴減衰，構造物の剛性低下が生じるために，傾斜基盤直上に位置する構造物と周辺地盤との間の剛性差による動的相互作用の影響が強く表れ，地表面の応答値（加速度，変位）の変化や減少傾向を示すことが分かった。

第3章 非線形特性を考慮した表層硬質地盤における基盤傾斜の影響

表-3.5 最大加速度 (gal)

出力点	ケース 3	ケース 4	ケース 5	ケース 6
1	837	804	845	803
2	619	613	748	798
3	638	648	632	667
4	673	618	645	631
5	683	670	679	610
6	776	728	779	694

表-3.6 最大水平変位 (cm)

出力点	ケース 3		ケース 4		ケース 5		ケース 6	
	正	負	正	負	正	負	正	負
1	0.89	-2.32	0.91	-2.39	0.89	-2.30	0.91	-2.38
2	0.84	-2.27	0.86	-2.35	0.88	-2.32	0.90	-2.39
3	0.84	-2.26	0.84	-2.33	0.84	-2.27	0.85	-2.33
4	0.86	-2.28	0.83	-2.30	0.85	-2.27	0.82	-2.30
5	0.92	-2.36	0.81	-2.30	0.91	-2.34	0.81	-2.29
6	1.83	-3.58	0.79	-2.26	1.82	-3.56	0.79	-2.25

※ 正はモデル右側、負はモデル左側それぞれの最大値である。

3.3 基盤傾斜が RC 池状構造物の応答に及ぼす影響

この節では、RC 池状構造物の応答、断面力に着目し、それらを相互比較することにより、基盤傾斜の有無が RC 池状構造物の耐震性に及ぼす影響を検討する。

構造物の応答値の代表出力点を図-3.9 に、ケース 3～6 の各出力点における加速度、水平変位の比較、ポンプ井の断面力の比較を表-3.7～3.9 に示す。また、ケース 5 とケース 6 の最大水平変位分布（正の最大値）の拡大図を図-3.10 に示す。

表-3.7, 3.8 より、まず、ケース 3（傾斜基盤モデル）とケース 4（水平基盤モデル）を比較すると、ケース 4 に比べてケース 3 のポンプ井の加速度は 42～120gal（6.9%～20.2%）増加し、水平変位は正

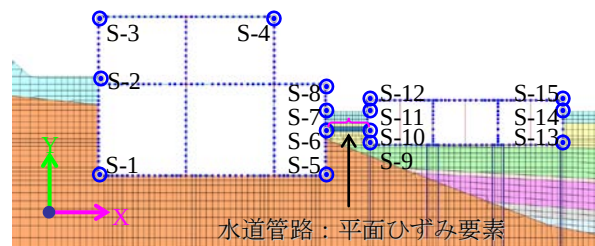


図-3.9 構造物の応答値の出力点

第3章 非線形特性を考慮した表層硬質地盤における基盤傾斜の影響

表-3.7 最大加速度 (gal)

出力点	ケース 3	ケース 4	ケース 5	ケース 6
S-1	-	-	567	570
S-2	-	-	748	798
S-3	-	-	1,452	1,393
S-4	-	-	1,483	1,404
S-5	-	-	564	553
S-6	-	-	586	595
S-7			632	667
S-8	-	-	767	808
S-9	657	590	640	581
S-10	655	613	621	594
S-11	673	618	645	614
S-12	694	633	681	631
S-13	713	593	673	584
S-14	683	670	679	610
S-15	728	633	709	630

表-3.8 最大水平変位 (mm)

出力点	ケース 3		ケース 4		ケース 5		ケース 6	
	正	負	正	負	正	負	正	負
S-1	-	-	-	-	0.81	-2.24	0.84	-2.32
S-2	-	-	-	-	0.88	-2.32	0.90	-2.39
S-3	-	-	-	-	0.99	-2.51	1.00	-2.57
S-4	-	-	-	-	0.99	-2.51	1.00	-2.57
S-5	-	-	-	-	0.79	-2.22	0.82	-2.30
S-6					0.81	-2.24	0.83	-2.31
S-7	-	-	-	-	0.84	-2.27	0.85	-2.33
S-8	-	-	-	-	0.87	-2.31	0.89	-2.38
S-9	0.85	-2.28	0.82	-2.31	0.83	-2.26	0.81	-2.29
S-10	0.84	-2.27	0.83	-2.32	0.83	-2.26	0.82	-2.30
S-11	0.86	-2.28	0.83	-2.31	0.85	-2.27	0.82	-2.30
S-12	0.88	-2.30	0.82	-2.31	0.86	-2.28	0.81	-2.30
S-13	0.87	-2.30	0.82	-2.31	0.85	-2.28	0.80	-2.29
S-14	0.92	-2.36	0.81	-2.30	0.91	-2.34	0.81	-2.29
S-15	0.89	-2.31	0.82	-2.31	0.87	-2.29	0.81	-2.29

第3章 非線形特性を考慮した表層硬質地盤における基盤傾斜の影響

表-3.9 断面力の比較

出力点	ケース 3			ケース 4			ケース 5			ケース 6		
	M (kN・m)	N (kN)	S (kN)	M (kN・m)	N (kN)	S (kN)	M (kN・m)	N (kN)	S (kN)	M (kN・m)	N (kN)	S (kN)
S-9	144	465	719	196	326	363	120	488	678	203	472	379
S-12	99	250	260	58	70	103	103	258	237	60	81	156
S-13	415	324	1,210	170	310	230	414	325	1,196	171	312	272
S-15	115	152	467	50	86	79	116	147	471	55	96	85

※ 側壁隅角部付近の耐震性能照査位置における値である。

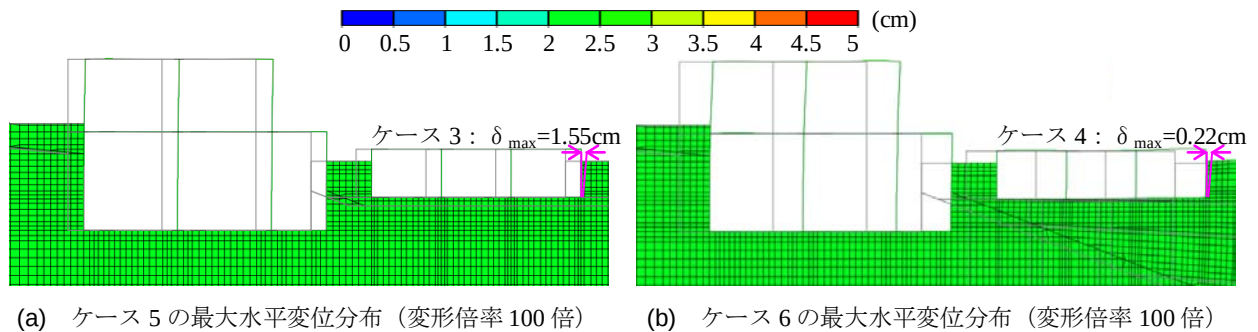


図-3.10 最大水平変位分布 (拡大図, 正の最大値)

の最大値 0.01~0.11cm (1.2~13.6%), 負の最大値-0.05~0.06cm (-2.2~2.6%) の増減が見られる。同様にケース 5 (傾斜基盤モデル) とケース 6 (水平基盤モデル) を比較すると, ケース 6 に比べてケース 5 のポンプ井の加速度は 27~89gal (4.5%~15.2%) 増加し, 水平変位は正の最大値 0.01~0.10cm (1.2~12.3%), 負の最大値-0.04~0.05cm (-1.7~2.2%) の増減が見られる。

一方, ケース 5 とケース 6 の建物の加速度は 3~79gal, 水平変位は正の最大値 0.01~0.03cm, 負の最大値 0.06~0.08cm の増減はあるが, 建物は地上部を有しているにも関わらず, 基盤傾斜の影響をあまり受けないためにポンプ井よりも地下埋設部の応答値の変化が少ない。前節で基盤傾斜の影響により, 傾斜基盤直上に位置する RC 池状構造物と周辺地盤との間の剛性差による動的相互作用の影響が強く表れ, 応答値の変化や減少傾向が大きくなることを述べたが, それでもなお, 水平基盤モデルに比べて傾斜基盤モデルにおける RC 池状構造物の加速度応答, 基盤傾斜方向への水平変位の増加が見られるとともに, 地上部を有する建物地下部よりも基盤傾斜の有無によるポンプ井の応答値の変化が顕著であり, 基盤傾斜の影響が大きいことを示している。

表-3.9 はケース 3~6 において数値に変化の見られたポンプ井側壁の隅角部付近 (S-9, S-12, S-13, S-15) の耐震性能照査位置における断面力を抽出したものである。ケース 4 に比べ特にケース 3 の基盤傾斜側における出力点 S-13, S-15 の曲げモーメント M (130.0~144.1%), せん断力 S (426.1~443.0%) の増加が著しい。これは, 図-3.10 のように, ポンプ井右側壁の鉛直方向の相対変位がケース 3 で $\delta_{max}=1.55\text{mm}$, ケース 4 で $\delta_{max}=0.22\text{mm}$ と約 7 倍の差になっていることに加え, 付加的な加速度応答も大きいためである。その結果, 図-3.8 のようにケース 4 に比べてケース 3 のポンプ井右側の側壁,

第3章 非線形特性を考慮した表層硬質地盤における基盤傾斜の影響

頂・底版でひび割れが増えている。ケース3とケース4の比較においても同じ傾向を示している。

表層の沖積砂礫層は $V_s=355\text{m/s}$ であり、「道路橋示方書」⁷⁾、「指針」⁸⁾などでは工学的基盤面として扱われる地盤であるが、そのような表層硬質地盤においても、その不整形性が著しければ、RC池状構造物の応答、鉛直方向の相対変位量が増加し、それに伴い断面力が増大する傾向にあり、RC池状構造物の耐震性に影響を及ぼす。側壁のひび割れの程度によっては水槽から水が漏水し冠水等の二次災害につながる恐れもある。また、同じ一体解析法による動的解析法を用いても、RC池状構造物の基盤傾斜の影響を考慮するかしないかで解析結果は異なっており、過去の水道施設の地震被害事例からも、適切な地盤のモデル化が構造物の耐震設計で如何に重要であるかということを指し示している。

次に、表-3.7, 3.8より、ケース3, ケース4（ポンプ井を設定したモデル）とケース5, ケース6（ポンプ井と建物を設定したモデル）を比較すると両モデルの応答値、断面力に差が生じている。2つのRC池状構造物間の離隔が3.36mと小さく、建物の動的応答特性がポンプ井と周辺地盤に影響を与えているが、その影響は基盤傾斜の影響よりも小さいと言える。

3.4 第3章のまとめ

本章では、山間部の硬質な傾斜基盤上に非線形特性を考慮した表層硬質地盤が堆積する地盤モデルを用いて、RC池状構造物直下の基盤傾斜の有無による2種類の地盤条件を仮定し、2つのRC池状構造物と周辺地盤との間の地震時の応答特性、変位挙動特性について基礎的な検討を行った。本章で検討を行った範囲において得られた結論は次のとおりである。

- RC池状構造物直下の基盤傾斜の影響により、水平基盤に比べて表層硬質地盤の剛性低下と履歴減衰、構造物の剛性低下が生じるために、傾斜基盤直上に位置する構造物と周辺地盤との間の剛性差による動的相互作用の影響が強く表れ、地表面の応答値（加速度、変位）の変化や減少傾向を示す。
- それでもなお、水平基盤モデルに比べ傾斜基盤モデルにおけるRC池状構造物の加速度応答、基盤傾斜方向への水平変位の増加傾向が見られるとともに、地上部を有する建物地下部よりも基盤傾斜の有無によるポンプ井の応答値の変化が顕著であり、基盤傾斜の影響が大きいことを示している。
- 表層の沖積砂礫層は $V_s=355\text{m/s}$ であり、工学的基盤面として扱われる地盤であるが、そのような表層硬質地盤においても、その不整形性が著しければ、RC池状構造物の応答、鉛直方向の相対変位量が増加し、それに伴い構造物の断面力が増大する傾向にあり、RC池状構造物の耐震性に影響を及ぼす。側壁のひび割れの程度によっては水槽から水が漏水し冠水等の二次災害につながる恐れもある。
- 本検討では、建物の動的応答特性がポンプ井、周辺地盤に影響を及ぼす傾向が見られた。ただし、建物の動的応答特性がポンプ井の応答、断面力に与える影響は小さく、その影響よりも基盤傾斜の影響の方が大きい結果となった。

第3章の参考文献

- 1) 国土交通省鉄道局：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計，pp.76-81，1999.
- 2) 谷口善則，相沢文也，矢島敬：新潟県中越地震による鉄道盛土の被害および復旧，第40回地震工学研究発表会，pp.2135-2136，2005.
- 3) 日本道路公団北陸支社：関越自動車道における新潟県中越地震災害応急復旧事業，月刊建設，Vol.49，pp.30，2005.
- 4) 能城一栄，小島芳之，深沢成年，朝倉俊弘，竹村次朗：地質不良区間における山岳トンネルの地震被害メカニズム，土木学会論文集 C，Vol.65，No.4，pp.1045-1061，2009.
- 5) 札幌市水道局：南沢第1ポンプ場改修工事補足設計土質調査業務，2012.
- 6) 札幌市：地震動及び被害の評価事業，2008.
- 7) 公益社団法人日本道路協会：道路橋示方書（V耐震設計編）・同解説，pp.32-33，2012.
- 8) 社団法人日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説 I 総論，pp.61-62，2009.

第4章 軟弱土の非線形特性を示す表層軟質地盤の影響

4.1 概説

山間部では動的な物理定数の異なる多種多様の地盤が堆積している。そのような表層地盤の違いが不整形地盤上の RC 池状構造物間の地震時挙動にどのような影響を及ぼすかといった解析事例や、基準・指針等における設計事例などは皆無である。地震後の水道施設のライフラインとしての重要性、地震被害が原因による冠水等の二次災害などを踏まえると、表層地盤の硬軟により地震時に構造物群と周辺地盤との間でどのような挙動の相違を示すのかを把握しておくことは、耐震設計実務において重要と考えられる。本章では、第3章で用いた表層硬質地盤に変わり、硬質な傾斜基盤上に軟弱土の非線形特性を示す表層軟質地盤が堆積するモデルを用いて、2つの RC 池状構造物と周辺地盤との間の地震時応答特性、変位挙動特性について考察、評価する。

4.1.1 解析モデル

本章における解析対象の RC 池状構造物と水道管路、地盤の断面を図-4.1 に示す。同図左の山側、右の谷側に位置する2つの水道施設は、それぞれ地震時挙動が異なる地上・地下1階の新設水槽付建築物、半地下式の既存ポンプ井を想定した（これより以降、前者を建物、後者をポンプ井と呼ぶ）。地盤条件から基礎形式は建物が直接基礎、ポンプ井が杭基礎（PC 杭 $\phi 350\text{mm}$, $t=60\text{mm}$, $L=7.0\sim 12.0\text{m}$ ）としている。水道管路はダクタイル鋳鉄管（ $\phi 400\text{mm}$, $t=9\text{mm}$, $L=3.36\text{m}$ ）である。

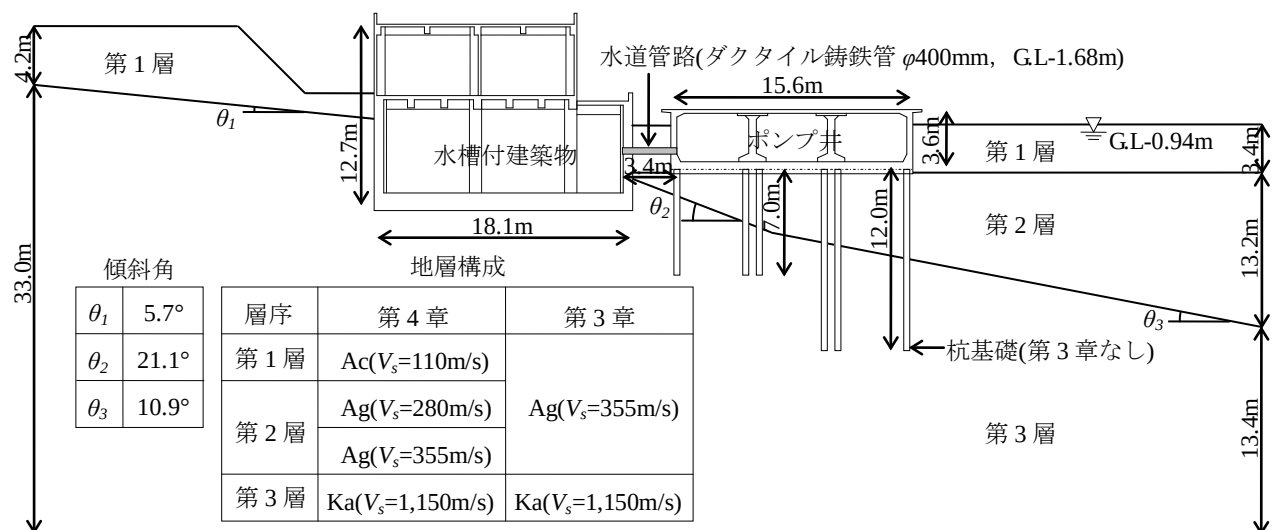


図-4.1 RC 池状構造物と水道管路と地盤

第4章 軟弱土の非線形特性を示す表層軟質地盤の影響

表-4.1 地盤の物理定数

土質性状	層厚※ H (m)	単位体積 重量 γ (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断波 速度 V_s (m/s)	初期せん断 弾性係数 G_{max} (kN/m ²)	せん断強度 τ_f (kN/m ²)	規準ひずみ γ_r
沖積粘性土(Ac)	0.00 ～3.38	17	0.442	110	20,990	24.443	0.001164
沖積砂礫(Ag-1)	3.38～6.89	18	0.434	280	144,000	18.369	0.000128
沖積砂礫(Ag-2)	6.89～9.99		0.442	355	231,474	27.924	0.000121
沖積砂礫(Ag-3)	9.99～16.53					36.095	0.000156
安山岩(Ka)	16.53～30.00	25	0.378	1,150	3,373,724	-	-

※ 地盤各層の層厚は、解析領域右端部の値である。

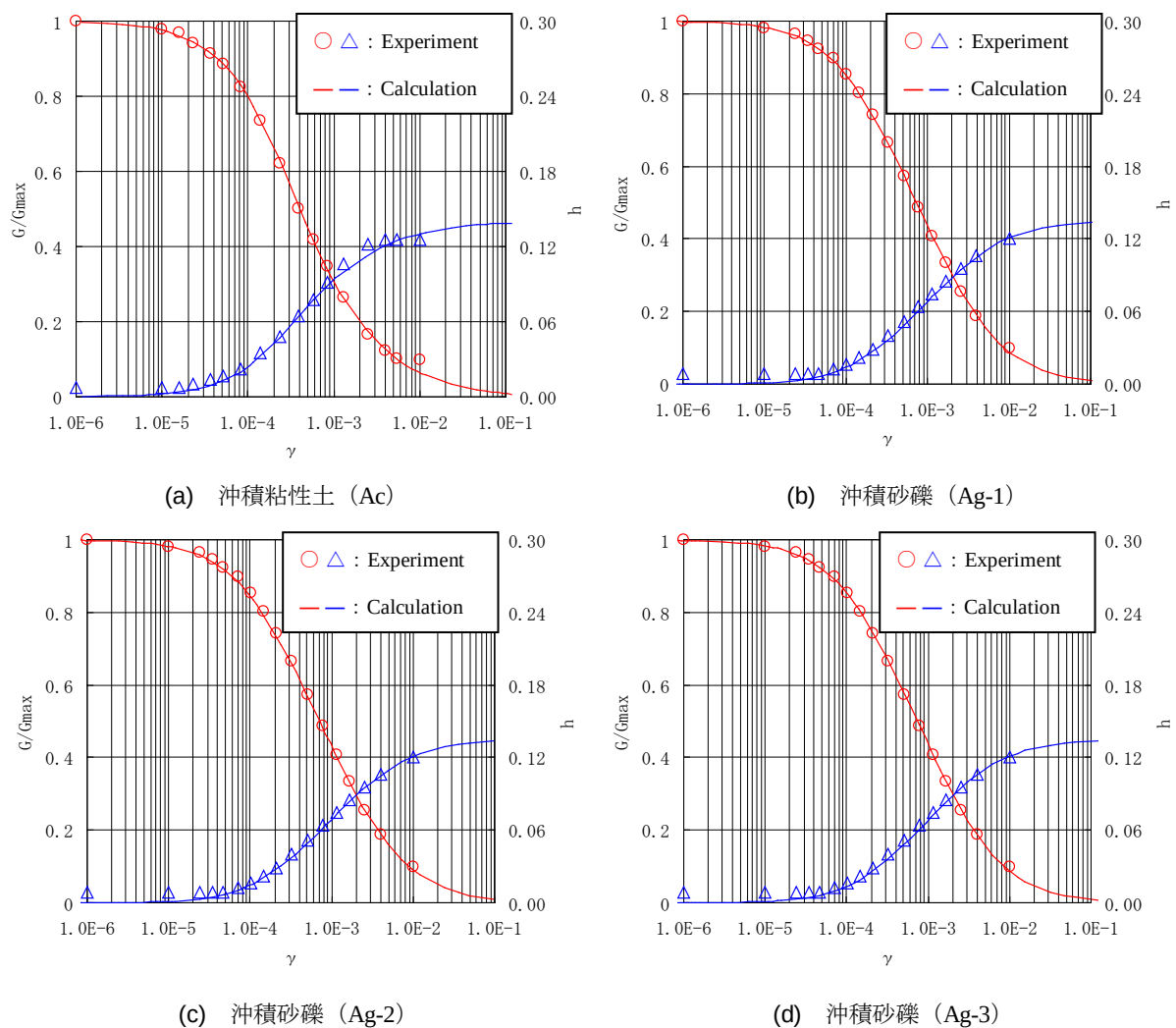


図-4.2 土の繰返しせん断特性

地盤各層の物理定数を表-4.1 に、土の繰返しせん断特性を図-4.2 に示す。地盤は地表面から順に沖積粘性土層 (Ac)、沖積砂礫層 (Ag-1, Ag-2, Ag-3)、安山岩層 (Ka) によって構成されるモデル

第4章 軟弱土の非線形特性を示す表層軟質地盤の影響

とした．安山岩層は線形弾性体として仮定している．基盤面の安山岩層の最大傾斜角度は 21.1 度である．これらの地盤条件は，札幌市南区南沢における地盤調査結果を元に設定したものである¹⁾．表層地盤の層厚，物理定数，力学特性を除き，解析領域，層分割・メッシュ分割，境界条件は第3章の地盤モデルと全く同一である．

水道管路の物理定数を表-4.2 に示す．一般に埋設管路は，軸直角方向の外周と比較して軸方向が長く，かつ，見掛けの質量も周辺地盤と比較して相対的に小さいために，地震時に独自の振動をすることはなく，周辺地盤の挙動に支配されるものと考えられる²⁾．また，水道管路は耐震性を高めるために鎖構造継手（NS 形継手等）などが使用される．一般に水道管路のような線状構造物のモデル化の方法としては，管体に梁要素，継手にばね要素などを用いて継手構造の不連続な挙動を考慮する方法が考えられる．ここでは，簡単化のため，水道管路が周辺地盤と同様の地震時挙動を示すと考えられること，鎖構造継手が管路有効長の $\pm 1\%$ の伸縮量を有する³⁾ことを，平面ひずみ要素を用いた連続体により模擬して，水道管路のせん断弾性係数を周辺地盤と同等の値に仮定した．

なお，RC 池状構造物の形状寸法と物理定数 (2.1)，地盤と構造物の力学特性のモデル化 (2.3, 2.4)，動的解析手法 (2.5, 2.8)，空間のモデル化 (2.6)，入力地震動 (2.7) は，第2章を参照されたい．

4.1.2 解析ケース

解析ケースを表-4.3 に示す．ケース 1 は地盤のみのモデル，ケース 2 は基盤面の不整形性が著しい谷側に位置するポンプ井を設定したモデル，ケース 3 は谷側のポンプ井と山側の建物を設定したモデルである．ケース 4 はポンプ井と建物の間に水道管路を接続したモデルであり，管路位置の平面ひずみ要素について表-4.1 の沖積粘性土層 (Ac) の単位体積重量 γ ，ポアソン比 ν を，表-4.2 の水道管路の単位体積重量 γ ，ポアソン比 ν に変えたのみのケースである（これより以降，それぞれケース 1，ケース 2，ケース 3，ケース 4 と呼ぶ．）．

本解析に用いた有限要素モデルならびに応答値の代表出力点を図-4.3 に示す．なお，図-4.3 において，沖積粘性土層 (Ac) は地下水面を境にして2層に分割（色分け）している．

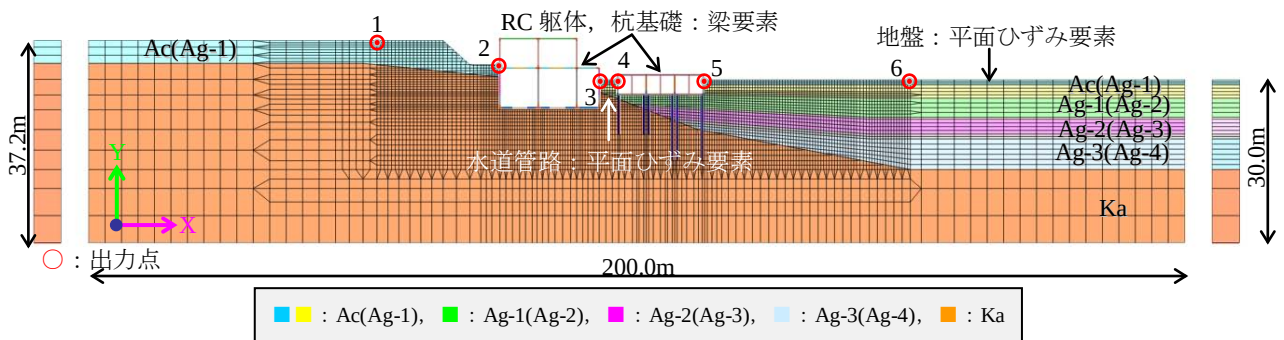
表-4.2 水道管路（ダクタイル鋳鉄管）の物理定数

単位体積重量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	ポアソン比 ν	せん断弾性係数 $G(\text{kN/m}^2)$
70.0	0.25	20,990

表-4.3 解析ケース

解析ケース	モデルの内容	地盤モデル	節点数	要素数
ケース 1	地盤のみのモデル	軟質	8,466	8,505
ケース 2	谷側のポンプ井を設定したモデル	軟質	8,399	8,437
ケース 3	谷側のポンプ井と山側の建物を設定したモデル	軟質	7,756	7,771
ケース 4	ポンプ井と建物の間に水道管路を接続したモデル	軟質	7,866	7,877

第4章 軟弱土の非線形特性を示す表層軟質地盤の影響



※ 括弧内の記号は第3章（基盤傾斜モデル，表-3.1）の土質性状である。

図-4.3 有限要素モデルの例（ケース3）と応答値の出力点

4.2 表層地盤の硬軟がRC池状構造物と周辺地盤に及ぼす影響

この節では、基盤面の急傾斜部に位置するポンプ井に着目し、地表面と基盤面が傾斜した地盤上にポンプ井、建物を順に設定した解析を行い、第3章の表層硬質地盤の基盤傾斜モデルと相互比較することにより、2つのRC池状構造物と周辺地盤との間でどのような挙動の相違が生じるかを検討する。

まず、ケース1（地盤のみのモデル）とケース2（ポンプ井を設定したモデル）の最大応答分布の全体図を図-4.4、4.5に、ケース1の最大ひずみ発生点（要素No.13257）における土の応力～ひずみ（ τ - γ ）関係を図-4.6に示す。応答値の出力点は図-4.3、4.5に示すとおりである。

図-4.4について見ると、ケース1、2ともに、基盤傾斜部からモデル右側に向って、安山岩層（Ka）からの深度が浅くなるのに従い、沖積砂礫層（Ag-1）に至るまで加速度が増幅しており、浦川ら⁴⁾による不整形地盤でひずみ依存性を考慮しない解析結果と同じ傾向を示している。一方、表-4.1、図

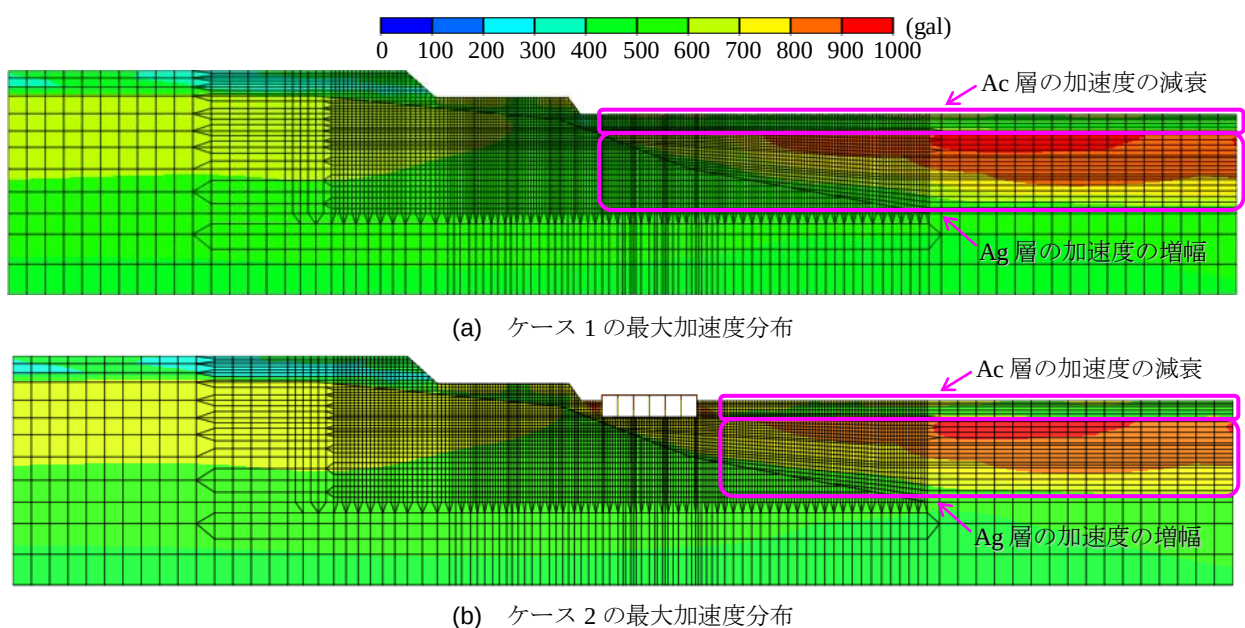


図-4.4 最大加速度分布（全体図）

第4章 軟弱土の非線形特性を示す表層軟質地盤の影響

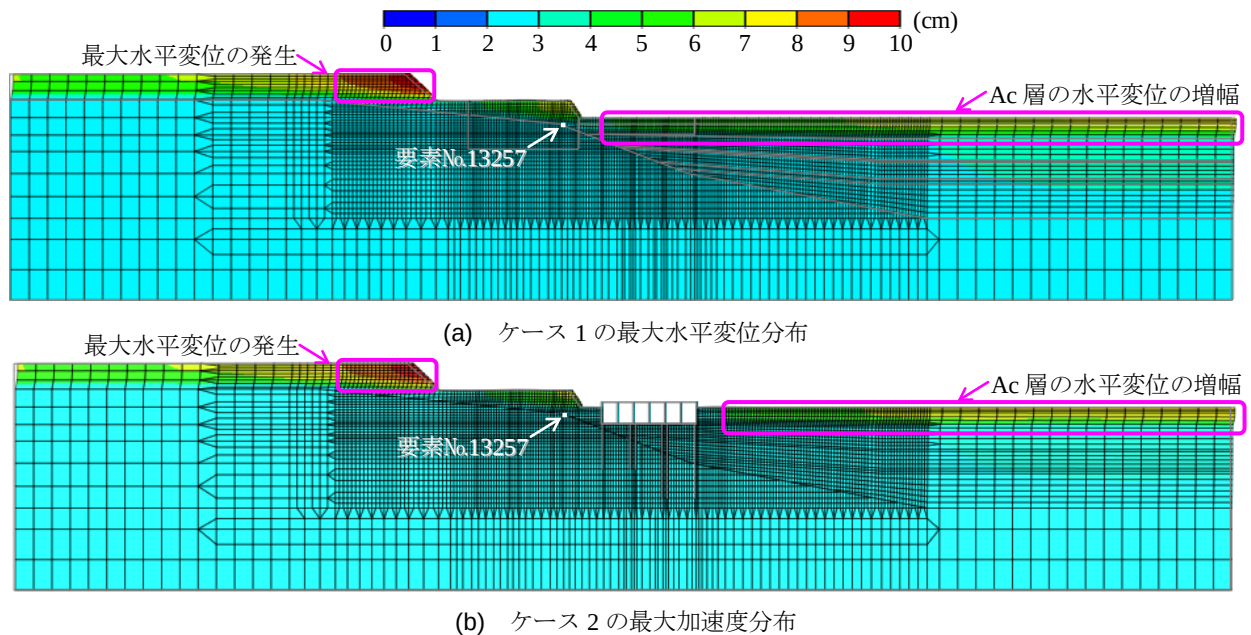


図-4.5 最大水平変位分布（全体図，正の最大値）

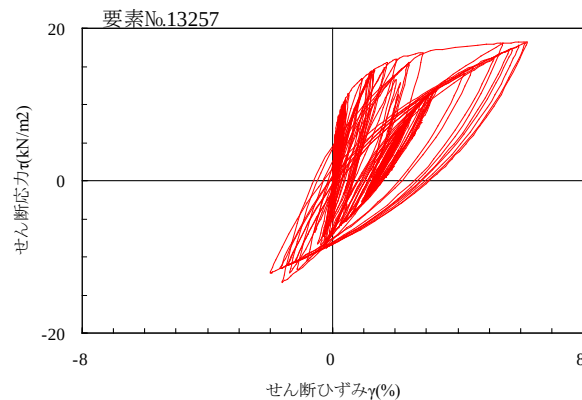


図-4.6 沖積粘性土の応力～ひずみ関係（ケース 1，要素No.13257）

-4.2(a)に示すとおり，沖積砂礫に比べると沖積粘性土のインピーダンスが小さく，沖積粘性土は軟弱土の非線形特性を示している．この影響により，両者の境界付近でせん断ひずみが大きくなる（ $\gamma_{max}=6.22\%$ ）とともに，図-4.6に示すように沖積粘性土層（Ac）がせん断強度に達し，土の応力～ひずみ関係に履歴面積の大きい領域，ほぼ平坦な領域が現れるようになったため，図-4.5のとおり沖積粘性土層の水平変位が増幅し，図-4.4のように沖積粘性土層の加速度が上限に至ったと推察される⁵⁾．また，図-4.6の土の応力～ひずみ関係の正側（図-4.3右側）でせん断強度に達し，せん断ひずみが大きくなっており，基盤傾斜の影響が表れていることが分かる．これら2つのケースの応答分布を比較すると，巨視的には解析領域における地盤全体の挙動に大きな相違は見られない．

これに対し，3.2の傾斜基盤モデル（ケース2）では，沖積粘性土層（ $V_s=110\text{m/s}$ ）に比べ，表層に初期せん断弾性係数 G_{max} の大きい沖積砂礫層（ $V_s=355\text{m/s}$ ）を仮定しているため，その最大せん断ひ

第4章 軟弱土の非線形特性を示す表層軟質地盤の影響

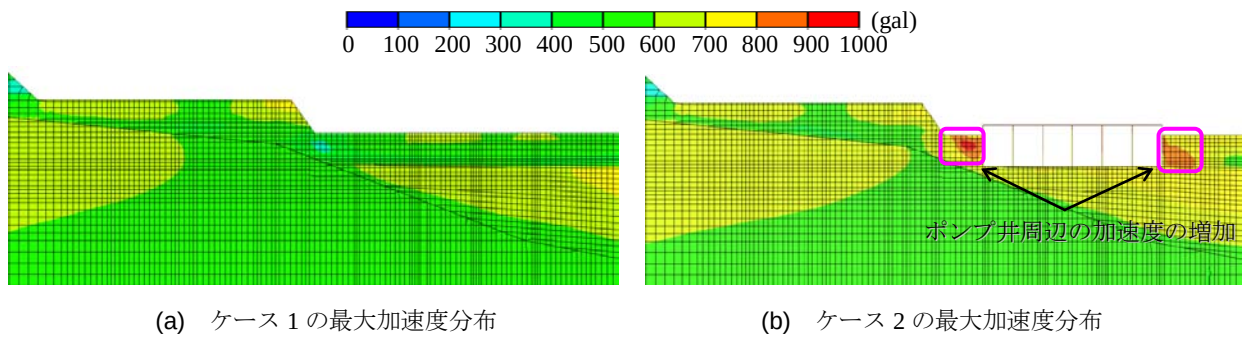


図-4.7 最大加速度分布（拡大図）

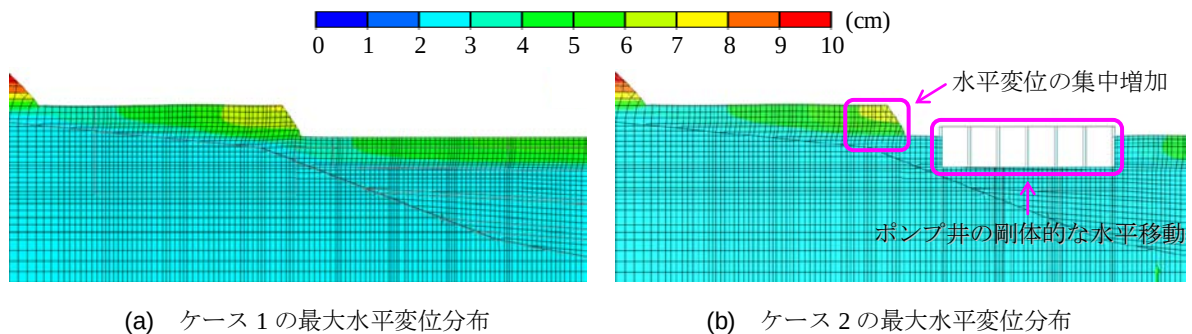


図-4.8 最大水平変位分布（拡大図，正の最大値）

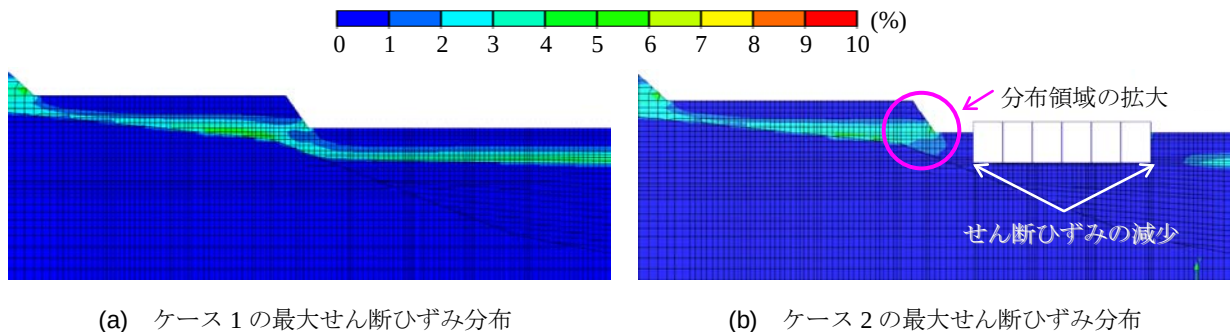


図-4.9 最大せん断ひずみ分布（拡大図）

ずみ γ_{max} (0.46%, 要素No.18290) は本章ケース 1 の最大せん断ひずみよりも 1/14 程度小さい。沖積砂礫の応力～ひずみ関係（図-3.7(a)）にヒステリシスが生じているものの、表層地盤全体としては、土のせん断剛性の低下、履歴減衰の影響の少ない、加速度と水平変位がほぼ比例関係にある粘弾性（等価線形）的な挙動（中ひずみ領域）を示しており、本章の地盤モデルの非線形的な挙動（大ひずみ領域）とは対照的な応答を示している。

次に、ケース 1, 2 の最大応答分布の拡大図を図-4.7～4.9 に、各出力点における地表面の最大応答値の比較を表-4.4, 4.5 に示す。また、ケース 1, 2 の出力点 5 における主要動部（17～22s）の応答の比較、応答スペクトル（減衰定数 $h=5\%$ ）の比較を図-4.10～4.13 に示す。図中、赤線はケース 1, 緑線はケース 2 を表している。

図-4.7～4.9 の細部を比較すると、ポンプ井を設定したことにより、構造物側方の地盤の加速度が

第4章 軟弱土の非線形特性を示す表層軟質地盤の影響

表-4.4 最大加速度 (gal)

出力点	ケース 1	ケース 2
1	420.2	419.4
2	686.9	680.3
3	461.8	652.2
4	515.4	802.1
5	600.3	815.8
6	651.5	646.4

表-4.5 最大水平変位 (cm)

出力点	ケース 1		ケース 2	
	正	負	正	負
1	7.95	-6.87	7.96	-6.87
2	2.96	-3.80	2.87	-3.76
3	4.39	-3.41	3.52	-2.65
4	3.40	-3.79	0.97	-2.31
5	4.19	-5.12	0.97	-2.33
6	6.77	-6.06	6.85	-6.04

※ 正はモデル右側，負はモデル左側それぞれの最大値である。

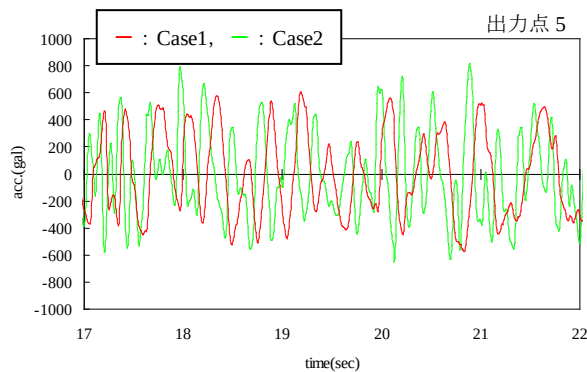


図-4.10 加速度応答の比較

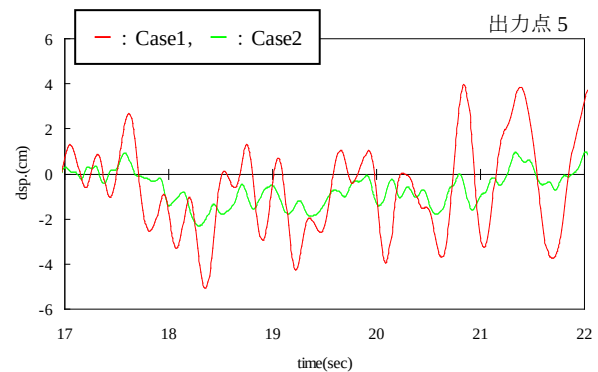


図-4.11 変位応答の比較

卓越し（図-4.7(b)），ポンプ井が剛体的に水平移動していることが分かる（図-4.8(b)）。また，ポンプ井側方における沖積粘性土層と沖積砂礫層との境界付近のせん断ひずみが減少し，構造物からやや左に離れた位置の沖積粘性土層と安山岩層との境界付近でせん断ひずみの分布領域が拡大している（図-4.9(b)）。さらに，表-4.4，4.5 を見ると，基盤傾斜方向（谷側）に向い増加傾向にあったケース 1 の応答値と比較して，ケース 2 の出力点 3～5 における地表面の加速度が 190.4～286.4gal（35.9～55.6%）増加し，逆に水平変位が正の最大値で 0.87～3.22cm（19.8～76.8%），負の最大値で 0.76～

第4章 軟弱土の非線形特性を示す表層軟質地盤の影響

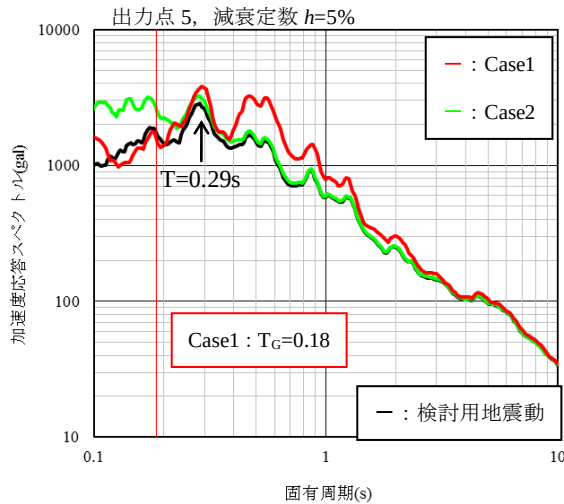


図-4.12 加速度応答スペクトルの比較（出力点 5）

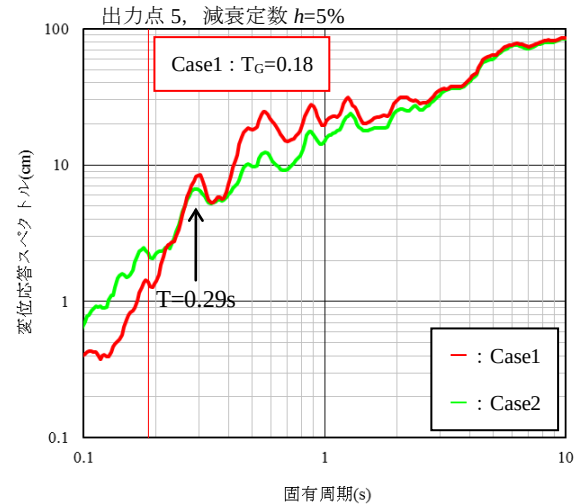


図-4.13 変位応答の比較スペクトル（出力点 5）

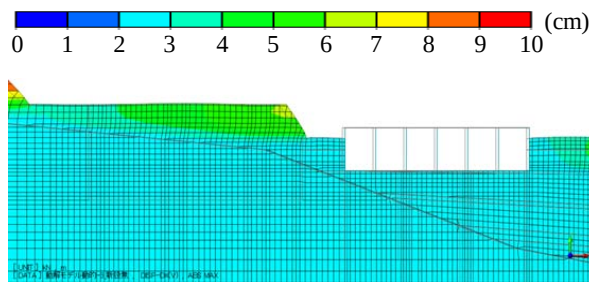
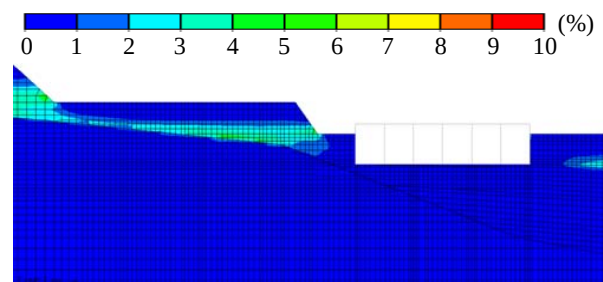
図-4.14 ケース 2 ($\gamma=0$) の最大水平変位分布図-4.15 ケース 2 ($\gamma=0$) の最大せん断ひずみ分布

表-4.6 最大水平変位 (cm)

出力点	ケース 2		ケース 2 ($\gamma=0$)	
	正	負	正	負
4	0.97(1.000)	-2.31(1.000)	0.99(1.021)	-2.34(1.013)
5	0.97(1.000)	-2.33(1.000)	0.99(1.021)	-2.35(1.009)

2.76cm (22.3～54.5%) 減少している。

RC 池状構造物は、一般にアスペクト比（構造物幅に対する鉛直高さ）が小さく、水平力に対するせん断剛性が大きい²⁾。図-4.10, 4.11 の応答の比較のとおり、ケース 1 に比べケース 2 では波形の位相が 0 軸を早く横切り、加速度振幅が大きく（変位振幅が小さく）、短周期成分が多くなっており、明らかな応答の違いが認められる。また、図-4.12, 4.13 では検討用地震動の加速度応答（黒線）の卓越周期 0.29s を境に、ケース 1 よりもケース 2 の加速度応答、変位応答が短周期側で増加し、長周期側の固有周期 $T=3s$ 程度まで減少している。第 3 章で RC 池状構造物を設定しても周辺地盤の応答値がさほど変わらなかったときとは異なり、高剛性、短周期の RC 池状構造物の動的応答特性が、周辺地盤に剛性、周期特性の変化をもたらしている。ここで、RC 池状構造物の剛性と周期特性の何れ

第4章 軟弱土の非線形特性を示す表層軟質地盤の影響

が周辺地盤に支配的な影響を及ぼしているかを検討する．構造物の単位体積重量 γ をゼロにしたときの最大水平変位分布，せん断ひずみ分布の拡大図を図-4.14, 4.15 に，出力点 4, 5 における水平変位を表-4.6 に示す．2.2 で示したように構造物の応答変位 u は2つの相互作用，すなわち有効入力動 u_k (Kinematic interaction) と慣性による付加的応答 u_i (Inertial interaction) の和で表される．このうち，有効入力動 u_k は質量をゼロとした剛な仮想構造物に地盤を通じて地震動を入射したときの応答変位である⁶⁾．図-4.14, 4.15 より，ポンプ井の質量を0にしても，図-4.8, 4.9 に比べ周辺地盤の水平変位，せん断ひずみの分布に大きな変化は見られず，表-4.6の水平変位の値も表-4.5のように0.9～2.1%の差しかない．従って，周辺地盤に対しRC池状構造物の周期特性の影響は少なく，剛性の影響が支配的である．これらをまとめると，RC池状構造物の動的応答特性の影響が大きい領域では，軟弱土の非線形化によるせん断剛性の低下，履歴減衰が生じる不整形地盤であっても，構造物周辺では見掛けのせん断剛性が大きくなり，周辺地盤の水平変位が抑制されるために加速度が増加する．一方，RC池状構造物の動的応答特性が小さくなる領域では，構造物の抑止した地盤のせん断変形が助長され，せん断ひずみが蓄積し（図-4.9(b)），水平変位の集中増加が生じた（図-4.8(b)）と推察される．

続いて，ケース3（ポンプ井と建物を設定したモデル）の応答分布の拡大図を図-4.16～4.18 に，ケース2と比較した各出力点における最大応答値を表-4.7, 4.8 に示す．

図-4.16～4.18によると，ケース2に比べケース3における建物左側の周辺地盤（沖積粘性土層）の加速度が卓越し，ポンプ井左右の加速度がやや減少している（図-4.16）．また，建物側方における地層境界付近のせん断ひずみが減少している．表-4.7, 4.8について見ると，ケース1とケース2の比較と同様に，ケース2の応答値と比較して，ケース3で建物を設定したことにより，出力点2, 3

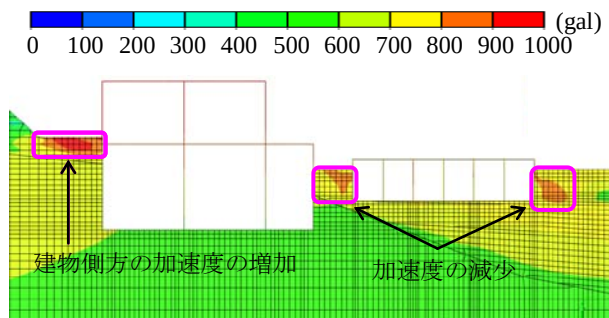


図-4.16 ケース3の最大加速度分布（拡大図）

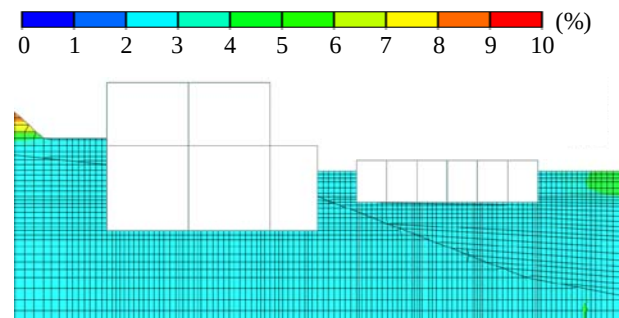


図-4.17 ケース3の最大水平変位分布（拡大図）

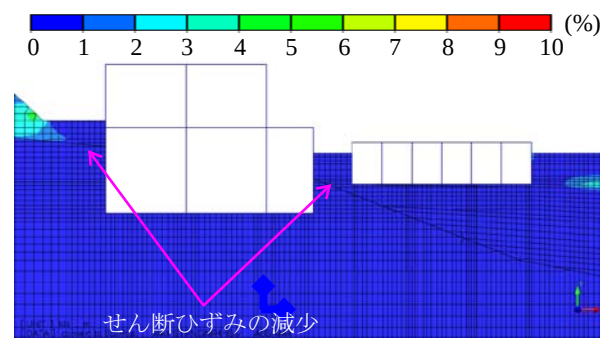


図-4.18 ケース3の最大せん断ひずみ分布（拡大図）

第4章 軟弱土の非線形特性を示す表層軟質地盤の影響

表-4.7 最大加速度 (gal)

出力点	ケース 2	ケース 3
1	419.4	421.5
2	680.3	917.1
3	652.2	746.2
4	802.1	793.6
5	815.8	790.5
6	646.4	647.6

表-4.8 最大水平変位 (cm)

出力点	ケース 2		ケース 3	
	正	負	正	負
1	7.96	-6.87	7.88	-6.77
2	2.87	-3.76	0.96	-2.23
3	3.52	-2.65	0.86	-2.20
4	0.97	-2.31	0.90	-2.28
5	0.97	-2.33	0.92	-2.30
6	6.85	-6.04	6.86	-6.04

※ 正はモデル右側、負はモデル左側それぞれの最大値である。

の地表面の加速度は 94.0～236.8gal (14.4～34.8%) 増加し、水平変位は正の最大値 1.91～2.66cm (66.6～75.6%)、負の最大値で 0.45～1.53cm (17.0～40.7%) 減少している。建物側方の水平変位の減少、加速度の増加は、前述のように RC 池状構造物と周辺地盤との剛性差に起因する現象である。一方、ポンプ井に着目すると、ケース 2 の応答値に比較して、ケース 3 の出力点 4、5 の応答値は、加速度 8.5～25.3gal (1.1～3.1%)、水平変位の正の最大値 0.05～0.07cm (5.2～7.2%)、負の最大値 0.03% (1.3%) のわずかな減少が見られる。さらに、ケース 3 ではポンプ井右側の加速度が減少しており、加速度が増加したケース 2 と異なる傾向を示している。その理由として、a) 建物は側方の沖積粘性土よりも剛性が大きく、かつ、安山岩層に定着（拘束）されているために周辺地盤の水平変位をより低減すること、b) ポンプ井左側の地表面傾斜が取り除かれたことにより、ケース 2 に比べて相対的に左側の側方地盤の質量が減り、右側の側方地盤の質量が増えたため、慣性力の作用の影響でポンプ井左右の加速度の増減がわずかに生じたこと、などが挙げられる。

以上の結果から、表層軟質地盤のように構造物と周辺地盤に剛性差がある場合には、周辺地盤の水平変位の減少、構造物周辺の加速度の増加が顕著になる。このような動的現象は、耐震設計において応答変位法、震度法等の静的解析法を用いる場合に、地盤と構造物の動的相互作用による局所的な非線形性を考慮できないため²⁾、著しく合理性に欠けた耐震構造となったり（水平変位の過大評価）、RC 池状構造物の耐震性を過大に評価したり（加速度の過小評価）することを示唆している。

4.3 表層地盤の硬軟がRC池状構造物間の応答に及ぼす影響

この節では、第3章の表層硬質地盤の傾斜基盤モデルにおけるRC池状構造物間の応答と相互比較することにより、表層地盤の硬軟がRC池状構造物間の応答に及ぼす影響について検討する。

まず、構造物の応答値の代表出力点を図-4.19に、ケース2, 3の各出力点における最大応答値の比較、断面力の比較を表-4.9～4.11に示す。

表-4.9, 4.10より、ケース2, 3（表層軟質地盤）と、3.3の表-3.7, 3.8（表層硬質地盤）の加速度応答を比較すると、建物上部（S-3・4, 表-3.7）を除き、本章におけるケース2, 3のポンプ井、建物の最大値が大きくなっている。軟質地盤モデルで構造物地中部、地表付近の加速度の値が大きくなったのは、前節と同様に構造物と地盤との剛性差の影響である。一方、第3章の表層硬質地盤モデルにおける建物上部の加速度応答がやや大きくなっているのは、図-4.20のとおり、表層地盤全体を見れば、3.2で述べたように、せん断剛性の大きい沖積砂礫層の加速度が粘弾性的に増幅しており、建物地上部分の加速度応答の影響が表れたものと理解できる。水平変位は表層地盤の硬軟、建物の有無に関わらず差はなく、RC池状構造物の動的応答特性が周辺の沖積粘性土に対して支配的な影響を及ぼした結果、表層地盤の硬軟で構造物間の変位応答に変化が見られなかったものと考えられる。

表-4.11は、ケース2, 3で数値に変化の見られたポンプ井側壁の隅角部付近（S-9, 12, 13, 15）の耐震性能照査位置における断面力を抽出したものである。ケース2とケース3とでは、曲げモーメント $-2\sim 43\text{kN}\cdot\text{m}$ （ $-2.0\sim 128.0\%$ ）、せん断力 $-100\sim 22\text{kN}$ （ $-42.2\sim 8.7\%$ ）の増減があり、第3章よりも建物の有無によるポンプ井の断面力の変化が大きく、建物の動的応答特性の影響がより表れている。一方、構造物地中部、地表付近の加速度応答の大きかったケース2, 3よりも、加速度応答の小さかった第3章の表層硬質・傾斜基盤モデル（表-3.7, ケース1, 3）の曲げモーメント M 、せん断力 S が2倍程度大きくなっている。また、表には示していないが、底版と杭基礎の結合部を除き、表層硬質地盤の方が頂・底版で大きい断面力を示している。これは、図-4.14, 4.15, 表-4.6に示すとおり、ポンプ井はキネマティック相互作用が卓越するため、表層軟質地盤では側方の沖積粘性土よりもせん断剛性の大きいポンプ井が剛体的に水平移動している（構造物鉛直方向の最大相対変位 $\delta_{\max}=0.71\text{mm}$ ）のに対し、表層硬質地盤では沖積粘性土よりもせん断剛性の大きい沖積砂礫にポンプ井がせん断変形を強いられる（構造物鉛直方向の最大相対変位 $\delta_{\max}=1.55\text{mm}$ ）といった構造物と地盤との剛性差の影響が表れたものと推察される。硬質傾斜基盤上のポンプ井のみに着目した場合、表層軟質地盤よりも表層硬質地盤の方が断面力が大きくなる傾向があり、その構造の耐震性が相対的に低下するようである。

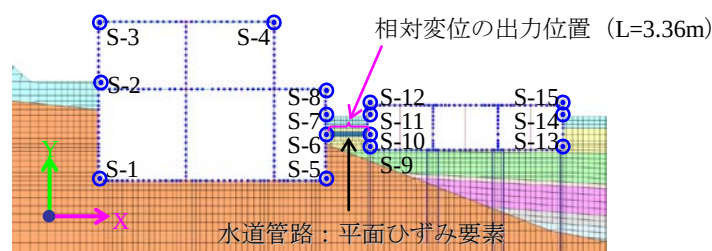


図-4.19 構造物の応答値の出力点

第4章 軟弱土の非線形特性を示す表層軟質地盤の影響

表-4.9 最大加速度 (gal)

出力点	ケース 2	ケース 3
S-1	-	597.1
S-2	-	917.1
S-3	-	1,429.0
S-4	-	1,420.2
S-5	-	581.7
S-6	-	651.4
S-7	-	746.2
S-8	-	859.6
S-9	741.8	728.4
S-10	785.8	778.8
S-11	802.1	793.6
S-12	808.1	787.5
S-13	763.9	741.0
S-14	815.8	790.5
S-15	812.5	792.3

表-4.10 最大水平変位 (cm)

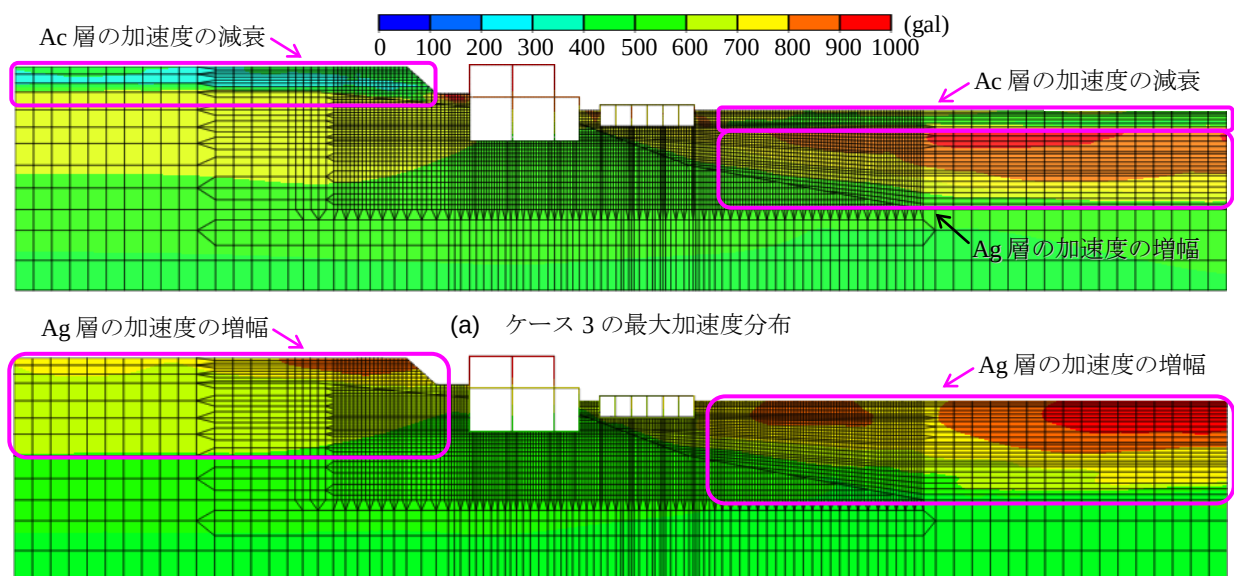
出力点	ケース 2		ケース 3	
	正	負	正	負
S-1	-	-	0.79	-2.21
S-2	-	-	0.96	-2.23
S-3	-	-	1.27	-2.39
S-4	-	-	1.26	-2.38
S-5	-	-	0.78	-2.19
S-6	-	-	0.80	-2.19
S-7	-	-	0.86	-2.20
S-8	-	-	0.93	-2.23
S-9	0.91	-2.29	0.87	-2.27
S-10	0.95	-2.31	0.89	-2.27
S-11	0.97	-2.31	0.90	-2.28
S-12	0.96	-2.31	0.90	-2.28
S-13	0.91	-2.30	0.87	-2.27
S-14	0.97	-2.33	0.92	-2.23
S-15	0.96	-2.31	0.91	-2.29

第4章 軟弱土の非線形特性を示す表層軟質地盤の影響

表-4.11 断面力の比較

出力点	ケース 2			ケース 3		
	M(kN・m)	N(kN)	S(kN)	M(kN・m)	N(kN)	S(kN)
S-9	98	258	350	96	214	250
S-12	32	124	230	73	136	133
S-13	157	352	450	196	346	443
S-15	44	60	254	87	71	276

※ 側壁隅角部付近の耐震性能照査位置における値である。



(b) 第3章ケース6（表層硬質・傾斜基盤モデル）の最大加速度分布

図-4.20 最大加速度分布（拡大図）

4.4 RC 池状構造物と水道管路との間の動的挙動

この節では、2つのRC池状構造物の間に水道管路を平面ひずみ要素で設定し、水道管路のないケース2、3の応答値と相互比較することにより、RC池状構造物と水道管路との間の動的挙動について検討する。

ケース4（ポンプ井と建物間に水道管路を接続したモデル）と、ケース2、3を比較した、各出力点における最大応答値の比較を表-4.12、4.13に示す。応答値の出力点は図-4.19に示すとおりである。

表-4.12、4.13によると、ケース3、4では、建物上部（S-3、4）の加速度応答を除き、応答値の差が加速度-0.8～0.8%、水平変位-1.1～3.1%とわずかにあるものの、ケース2、3の比較ほど応答値の差は見られない。建物上部の加速度応答の相違は、水道管路を平面ひずみ要素で設定したことにより、2つのRC池状構造物間の変位を拘束し生じたものと考えられる。2つのRC池状構造物は、構造物の形状、地下埋設条件、基礎地盤条件などが異なることから、軟弱土の非線形化が生じる不整形地

第4章 軟弱土の非線形特性を示す表層軟質地盤の影響

表-4.12 最大加速度 (gal)

出力点	ケース 2	ケース 3	ケース 4
S-1	-	597.1	596.9
S-2	-	917.1	918.6
S-3	-	1,429.0	1,414.6
S-4	-	1,420.2	1,433.3
S-5	-	581.7	581.0
S-6	-	651.4	651.0
S-7	-	746.2	747.5
S-8	-	859.6	860.8
S-9	741.8	728.4	727.3
S-10	785.8	778.8	776.6
S-11	802.1	793.6	797.0
S-12	808.1	787.5	781.4
S-13	763.9	741.0	736.6
S-14	815.8	790.5	796.2
S-15	812.5	792.3	798.7

表-4.13 最大水平変位 (cm)

出力点	ケース 2		ケース 3		ケース 4	
	正	負	正	負	正	負
S-1	-	-	0.79	-2.21	0.79	-2.21
S-2	-	-	0.96	-2.23	0.96	-2.24
S-3	-	-	1.27	-2.39	1.27	-2.40
S-4	-	-	1.26	-2.38	1.27	-2.40
S-5	-	-	0.78	-2.19	0.78	-2.19
S-6	-	-	0.80	-2.19	0.80	-2.19
S-7	-	-	0.86	-2.20	0.86	-2.20
S-8	-	-	0.93	-2.23	0.93	-2.23
S-9	0.91	-2.29	0.87	-2.27	0.87	-2.26
S-10	0.95	-2.31	0.89	-2.27	0.89	-2.27
S-11	0.97	-2.31	0.90	-2.28	0.90	-2.28
S-12	0.96	-2.31	0.90	-2.28	0.90	-2.28
S-13	0.91	-2.30	0.87	-2.27	0.87	-2.27
S-14	0.97	-2.33	0.92	-2.23	0.92	-2.30
S-15	0.96	-2.31	0.91	-2.29	0.90	-2.28

第4章 軟弱土の非線形特性を示す表層軟質地盤の影響

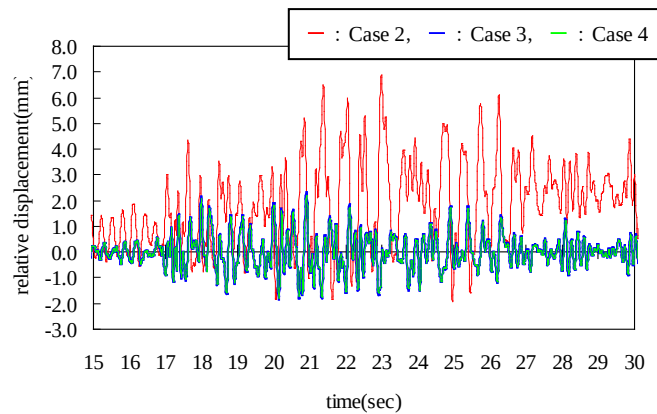


図-4.21 管路中心位置における相対変位応答

表-4.14 管路中心位置における最大相対変位量 (mm)

ケース 2		ケース 3		ケース 4	
最大	最小	最大	最小	最大	最小
6.89	-1.92	2.34	-1.83	2.20	-1.79

※ 最大は管路の収縮側（構造物が近づく変形モード），最小は管路の伸長側（構造物が離れる変形モード）である．

盤において応答値に差が見られるものと予想していた．加速度応答はポンプ井と建物の上で 615.9～651.9gal の大きな差が見られるが，水平変位は 0.35～0.37cm のわずかな差しか見られなかった．このことは，表-4.12，4.13 より，構造物の応答値がほぼ線形的に増加をしており，単純な地震時挙動を示していることから読み取れる．

次に，ケース 2～4 の管路中心位置（S-6，S-10）における相対変位応答（15～30s）を図-4.21 に，最大相対変位量を表-4.14 に示す．図中，赤線はケース 2，青線はケース 3，緑線はケース 4 を表している．相対変位量は，管路中心位置における建物の水平変位からポンプ井の水平変位（S-6 から S-10）を差し引いたものである．また，ケース 2 は S-6 と同じ出力点の地盤との相対変位を表している．

図-4.21 について見ると，ケース 3，4 はほぼ同じ応答をしているが，ケース 2 は振幅，位相ともに異なる挙動を示しており，相対変位応答に大きな違いが見られる．また，表-4.14 より，ケース 3 とケース 4 における RC 池状構造物間の最大相対変位量は，それぞれ管路の収縮側（構造物が近づく変形モード）2.34mm，2.20mm，伸長側（構造物が離れる変形モード）1.83mm，1.79mm であった．ケース 3 よりもケース 4 の相対変位がわずかに小さい値になっているのは，建物上部の加速度応答の相違と同様に水道管路を平面ひずみ要素で設定した影響によるものである．これに対し，ケース 2 における RC 池状構造物と地盤との間の最大相対変位量は，管路の収縮側で 6.89mm，伸長側で 1.92mm になっており，特に収縮側で 4.55～4.69mm（194.4～213.2%）の増加を示している．

4.2 節のとおり，地盤の不整形性と土の非線形化により基盤傾斜方向に向かい徐々に増加する水平変位は，周辺地盤に比べてせん断剛性の大きい RC 池状構造物周辺で低減されるため，構造物と構造物の間の相対変位は比較的小さい値になっている．一方，構造物周辺で低減された水平変位やせん断ひずみは構造物からやや離れた位置で蓄積され，前者の場合に比べて，同じ位置（S-6，S-10），長さ

第4章 軟弱土の非線形特性を示す表層軟質地盤の影響

($L=3.36\text{m}$)における構造物と地盤との間の相対変位は大きい値となった。水道管路が周辺地盤の挙動に支配されることを踏まえると、過去の地震による RC 池状構造物と水道管路の接続部における多くの損傷被害は、このような構造物と地盤との剛性差による地震時の動的相互作用が少なからず関係していると考えられる⁷⁾。

4.5 第4章のまとめ

本章では、第3章で用いた表層硬質地盤に変わり、硬質な傾斜基盤上に軟弱土の非線形特性を示す表層軟質地盤が堆積する地盤モデルを用いて、表層地盤の硬軟が不整形地盤上の RC 池状構造物間の地震時挙動に及ぼす影響を、ケーススタディを通して考察、評価した。本章で検討を行った範囲において得られた結論は次のとおりである。

- 一般に基盤面が傾斜し、軟弱土の非線形化が生じる場合、地盤の不整形性と、土のせん断剛性の低下、履歴減衰の影響により、表層地盤の水平変位やせん断ひずみの応答値は増幅する。しかしながら、そのような不整形地盤上にあっても、RC 池状構造物と周辺地盤との間に顕著な剛性差がある場合には、高剛性の RC 池状構造物の動的応答特性が周辺地盤に支配的な影響を及ぼし、表層地盤が硬質の場合に比べ、周辺地盤の水平変位の減少、構造物周辺の加速度の増加が顕著になる。
- 上記のような動的現象は、耐震設計において震度法、応答変位法等の静的解析法を用いる場合に、地盤と構造物の動的相互作用による局所的な非線形性を考慮できないため、著しく合理性に欠けた耐震構造となったり（水平変位の過大評価）、RC 池状構造物の耐震性を過大に評価したり（加速度の過小評価）することを示唆している。
- 本検討では、硬質傾斜基盤上のポンプ井のみに着目した場合、構造物と地盤との剛性差の影響により、表層軟質地盤よりも、表層硬質地盤の方が断面力が大きくなる傾向にあり、その構造の耐震性が相対的に低下する。
- 構造物の形状、地下埋設条件、基礎地盤条件などが異なる RC 池状構造物を設定した場合においても、両者の地震時挙動が複雑ではなく、その動的応答特性がその間に挟まれる地盤に影響を及ぼし合っているため、2つの RC 池状構造物間の水平方向の変位挙動特性に及ぼす影響は少ない。
- 本章で扱った不整形地盤のケーススタディにおいては、2つの RC 池状構造物間の相対変位に比べて、同一の位置、長さにおける RC 池状構造物と地盤との間の相対変位の方が大きくなる傾向を示した。過去の地震による RC 池状構造物と水道管路との接続部の被害は、構造物と地盤との剛性差によって生じる相対変位が少なからず影響していると推察される。

第4章の参考文献

- 1) 札幌市水道局：南沢第1ポンプ場改修工事補足設計土質調査業務，2012.
- 2) 社団法人日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説Ⅰ総論，pp.87，pp.124，pp.122，2009.
- 3) 社団法人日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説Ⅱ各論，pp.37，2009.
- 4) 浦川智行，堀井克己，舘山勝，小島謙一，貝瀬弘樹：不整形地盤の地震応答解析，土木学会第55回年次学術講演会，Ⅲ-A127，2000.
- 5) 吉田望：地盤の応答解析，鹿島出版会，pp.5-14，2010.
- 6) 社団法人地盤工学会：地盤の動的解析-基礎理論から応用まで-，pp.95-100，2007.
- 7) 猪子敬之介，大嶽公康，成田健太郎，有賀義明，林川俊郎：不整形地盤におけるRC池状構造物間の地震時挙動，土木学会論文集A1（構造・地震工学），Vol.69，No.4（地震工学論文集第32巻），I_376-I_384，2013.

第 5 章 地表面傾斜と新設 RC 池状構造物築造が既設 RC 池状構造物に及ぼす影響評価

5.1 概説

地表面傾斜を有する原地盤上にポンプ場、配水場などの水道施設を立地する際、景観や土地利用への配慮から切・盛土を伴う敷地造成を行い、地表面傾斜（段差）に隣接あるいは接して RC 池状構造物を建設することがある。その後年月を経て、水需要の変化への対応、機能のバックアップや応急給水の充実、施設の老朽化による更新などを目的に、既設構造物に隣接して新設 RC 池状構造物が建設されることもある。地表面傾斜の影響は、その高低差が 10m よりも低く、RC 池状構造物が低地側に配置されている場合には少ないと考えられる¹⁾が、階段状の複数の地表面傾斜と隣接するような RC 池状構造物への影響については十分に体系付けられていない。また、これらの RC 池状構造物の耐震設計は、隣接する構造物相互の地震時の影響を考慮せずに個別に設計されているのが実情である。このため、現状ではこのような条件下にある水道施設の地震時の動的相互作用を考慮した解析事例や、基準・指針等における設計事例などはなく、地表面傾斜や新設構造物築造などが既設構造物に及ぼす影響に関して不明な点が多くある。しかしながら、地震後の水道施設のライフラインとしての重要性、水道施設の合理的な地震対策などを踏まえると、地震時に地表面傾斜や新設構造物築造が既設構造物に対してどのような影響を与えるかを定量的に把握した上で、既設構造物の耐震化の必要性の有無を判断することが重要と考えられる。

以上の背景より、本章では耐震設計実務における有用情報の提供を目的として、2次元動的有限要素解析を用いて RC 池状構造物の建設過程に応じたケーススタディを行い、地表面傾斜が周辺地盤および既設構造物に及ぼす地震時の影響、さらに地表面傾斜と既設構造物との間に新設構造物が築造される場合の既設構造物に及ぼす影響を検討する。

5.1.1 解析モデル

本章における解析対象の RC 池状構造物と地盤の断面を図-5.1 に示す。図右の傾斜最下段に半地下式の既設ポンプ井を配置し、その左の傾斜中段に地上・地下 1 階の新設水槽付建築物が建設された事例を取り扱った（これより以降、前者を既設構造物、後者を新設構造物と呼ぶ）。地盤条件から基礎形式は新設構造物が直接基礎、既設構造物が杭基礎（PC 杭 $\phi 350\text{mm}$, $t=60\text{mm}$, $L=7.0\text{m}$ ）としている。

地盤各層の物理定数を表-5.1 に、土の繰返しせん断特性を図-5.2 に示す。地盤は地表面から順に沖積粘性土層（Ac）、沖積砂礫層（Ag）、安山岩層（Ka）の 3 層によって構成されるモデルとした。安山岩層は線形弾性体と仮定している。杭基礎根入れ付近の深さにおける安山岩層（GL-12.3～-17.1m）の RQD（Rock Quality Designation）と岩盤良好度²⁾はそれぞれ 0～43%、非常に悪い（very poor）～悪い（poor）である。RC 池状構造物の側方地盤は、都市近郊で土留め工を用いた開削工法により

第5章 地表面傾斜と新設 RC 池状構造物築造が既設 RC 池状構造物に及ぼす影響評価

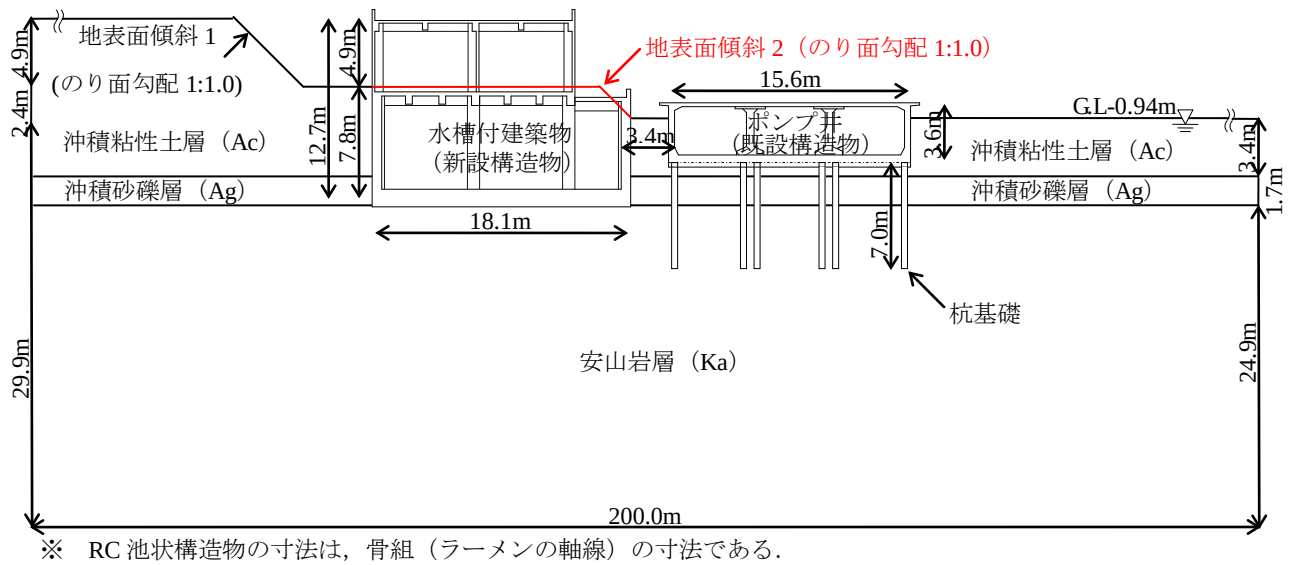


図-5.1 RC 池状構造物と水道管路と地盤

表-5.1 地盤の物理定数

土質性状	層厚※ H (m)	単位体積 重量 γ (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断波 速度 V_s (m/s)	初期せん断 弾性係数 G_{max} (kN/m ²)	せん断強度 τ_f (kN/m ²)	規準ひずみ γ_r
沖積粘性土(Ac)	0.00~10.64 (0.00~3.38) ※	17	0.442	110	20,990	24.443	0.001164
沖積砂礫(Ag)	10.64~12.30 (3.38~5.04) ※	18	0.434	280	144,000	51.689 (23.894) ※	0.000359 (0.000166) ※
安山岩(Ka)	12.30~37.20 (5.04~30.00) ※	25	0.378	1,150	3,373,724	-	-

※ 括弧内の地盤各層の層厚、沖積砂礫のせん断強度 τ_f 、規準ひずみ γ_r は解析領域右端部の値である。

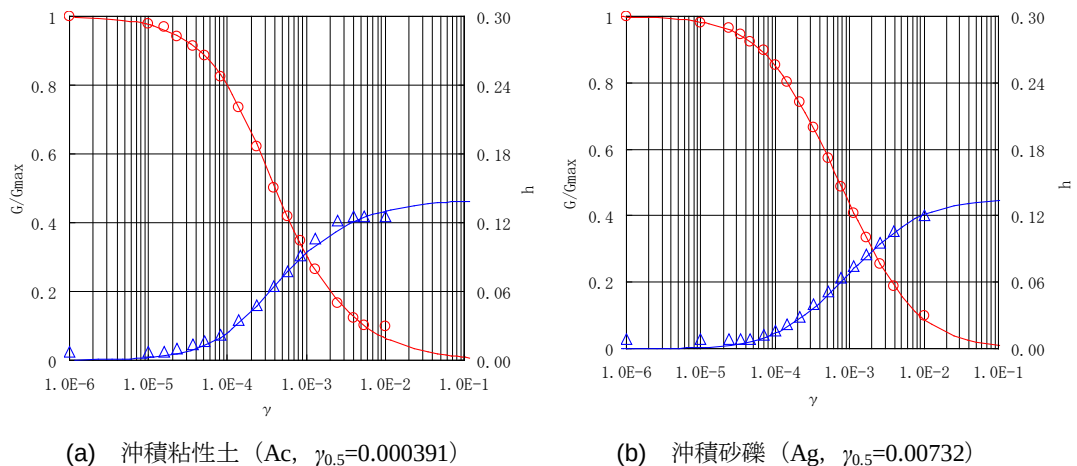


図-5.2 土の繰返しせん断特性

第5章 地表面傾斜と新設 RC 池状構造物築造が既設 RC 池状構造物に及ぼす影響評価

表-5.2 解析ケース

解析ケース	モデルの内容	地盤モデル	節点数	要素数
ケース 1	地盤のみのモデル	軟質	8,367	8,372
ケース 2	既設構造物を設定したモデル	軟質	8,282	8,290
ケース 3	既設構造物と新設構造物を設定したモデル	軟質	7,674	7,664

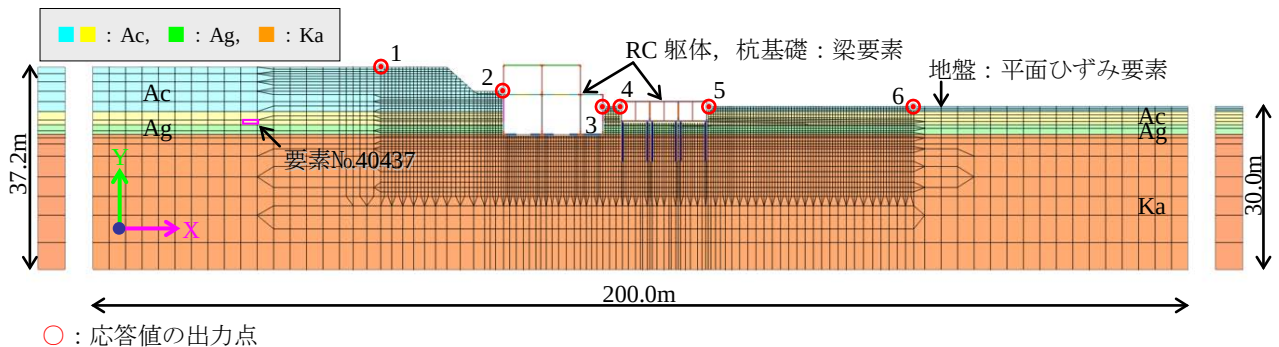


図-5.3 有限要素モデルの例（ケース 3）と応答値の出力点

構造物が構築されることを想定し、原地盤をモデル化している。このため、新設構造物の構築に伴う掘削土留め工の施工に際し、周辺地盤の変形を抑制するために計測管理を行うことが必要である。地表面の高低差は、図-5.1 左の傾斜が 4.9m（地表面傾斜 1，のり面勾配 1:1.0），右の傾斜が 2.4m（地表面傾斜 2，のり面勾配 1:1.0）の全高 7.3m としている。地下水位面は GL-0.94m に設定している。これらの地盤条件は札幌市南区南沢の地盤調査結果³⁾，札幌市域の浅部地下構造モデル⁴⁾を元に設定したものである。

なお、RC 池状構造物の形状寸法と物理定数 (2.1)，地盤と構造物の力学特性のモデル化 (2.3, 2.4)，動的解析手法 (2.5, 2.8)，空間のモデル化 (2.6)，入力地震動 (2.7) は、第 2 章を参照されたい。

5.1.2 解析ケース

解析ケースを表-5.2 に示す。解析ケースは、RC 池状構造物の建設過程を考慮し、2 つの地表面傾斜を有する地盤のみのモデル（ケース 1），2 つの地表面傾斜に隣接する図-5.1 右の既設構造物を設定したモデル（ケース 2），新設構造物築造によりモデル中央の地表面傾斜 2（図-5.1）が取り除かれた場合の既設構造物と新設構造物を設定したモデル（ケース 3）とした（これより以降、それぞれケース 1，ケース 2，ケース 3 と呼ぶ）。これらの解析ケースの選定は、各ケースの相違を相互比較することで、1)地表面傾斜が周辺地盤および既設構造物に及ぼす地震時の影響，2)地表面傾斜と既設構造物との間に新設構造物が築造される場合の既設構造物に及ぼす影響，についてそれぞれ検討することを意図したものである。

本解析に用いた有限要素モデルならびに応答値の代表出力点を図-5.3 に示す。なお、図-5.3 において、沖積粘性土層（Ac）は地下水面を境にして 2 層に分割（色分け）している。

5.2 地表面傾斜が周辺地盤および既設構造物に及ぼす地震時の影響

この節では、地表面傾斜に隣接して既設構造物、新設構造物を順に設定した解析を行い、地表面傾斜が周辺地盤および既設構造物に及ぼす地震時の影響を検討する。

5.2.1 地表面傾斜が周辺地盤に及ぼす影響

ケース 1（地盤のみのモデル）とケース 2（既設構造物を設定したモデル）の最大応答分布の全体図、拡大図を図-5.4～5.9 に、最大ひずみ発生点（要素No.40437）における土の応力～ひずみ（ τ - γ ）関係を図-5.10 に、各出力点における地表面の加速度、水平変位の比較を表-5.3、5.4 に示す。応答値の出力点は図-5.3 に示すとおりである。

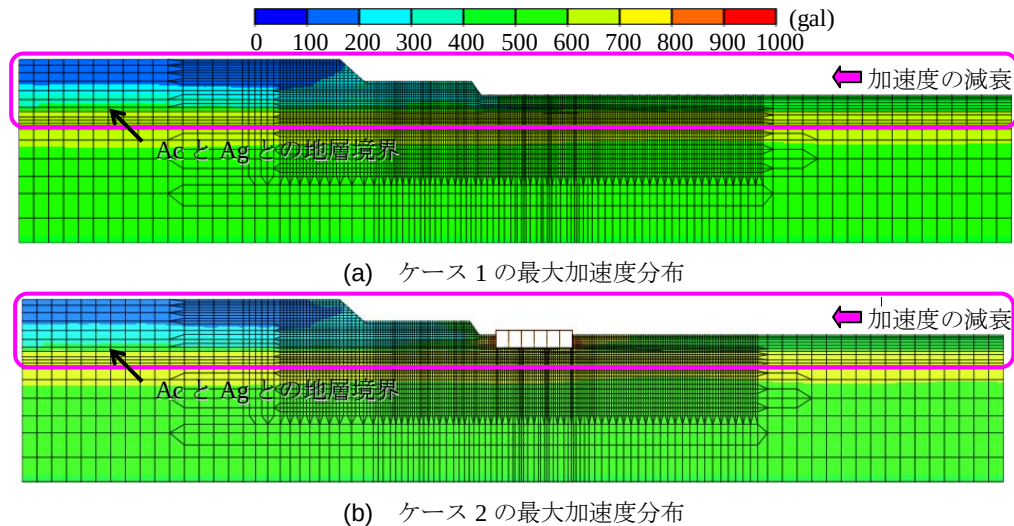


図-5.4 最大加速度分布（全体図）

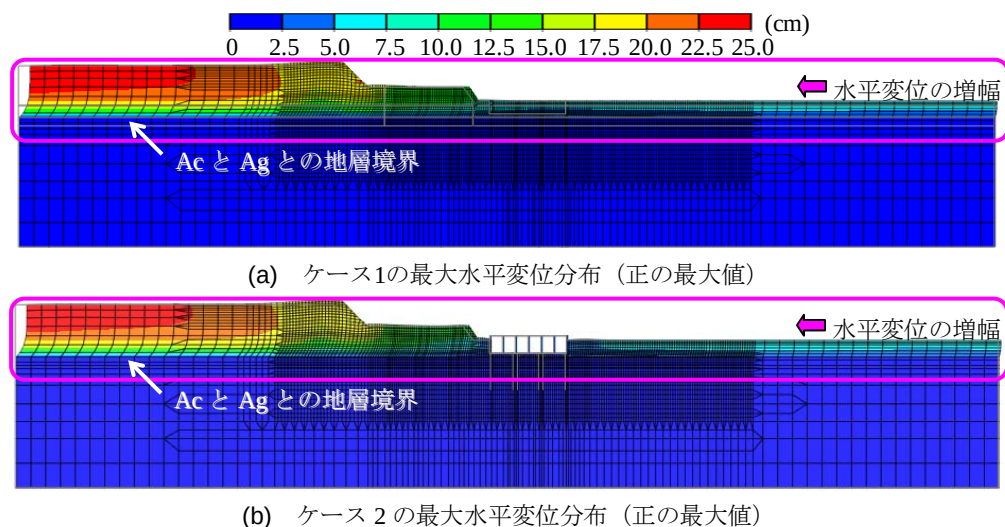


図-5.5 最大水平変位分布（全体図，正の最大値）

第5章 地表面傾斜と新設 RC 池状構造物築造が既設 RC 池状構造物に及ぼす影響評価

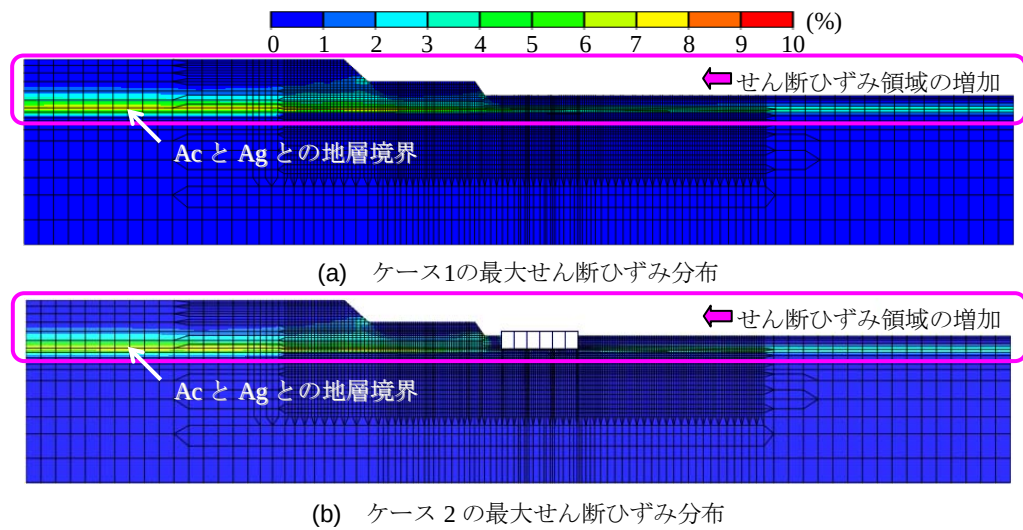


図-5.6 最大せん断ひずみ分布（全体図）

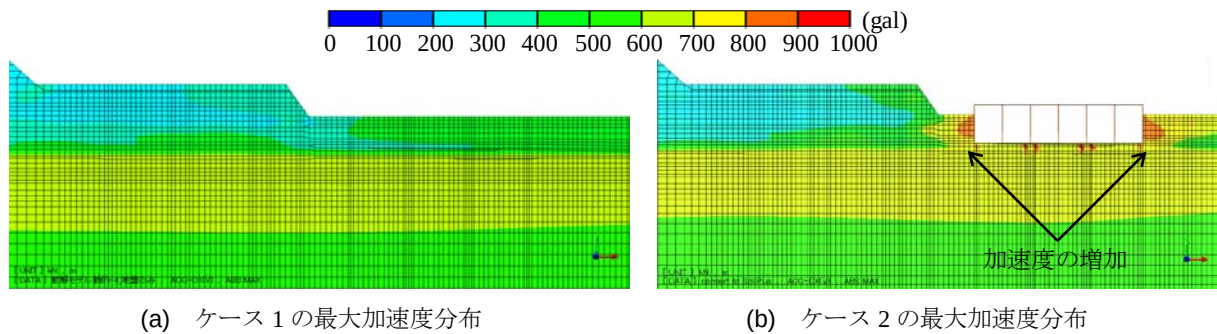


図-5.7 最大加速度分布（拡大図）

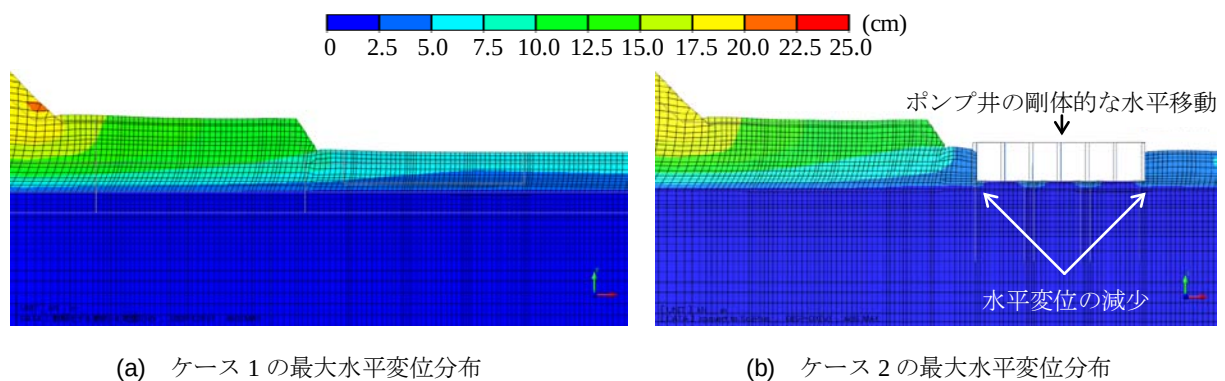


図-5.8 最大水平変位分布（拡大図，正の最大値）

図-5.4～5.6 の応答分布（全体図）について見る．ケース 1, 2 とともに，基盤面の安山岩層（Ka）から沖積砂礫層（Ag）に至るまで加速度が増幅しているが，沖積砂礫層と沖積粘性土層（Ac）との境界付近でせん断ひずみが蓄積して沖積粘性土層の水平変位が増幅し，加速度が減衰しているのが分かる．表-5.1，図-5.2 に示すとおり沖積砂礫に比べると沖積粘性土のインピーダンスが小さく，沖積粘性土は軟弱土の非線形特性を示している．この影響により，沖積粘性土層と沖積砂礫層との境界付

第5章 地表面傾斜と新設 RC 池状構造物築造が既設 RC 池状構造物に及ぼす影響評価

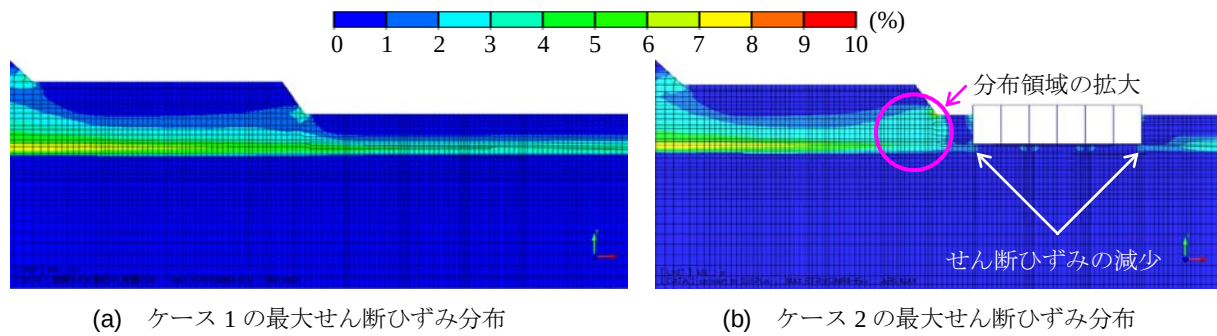


図-5.9 最大せん断ひずみ分布（拡大図）

表-5.3 最大加速度 (gal)

出力点	ケース 1	ケース 2
1	176.3	177.3
2	270.8	253.1
3	299.7	441.3
4	370.8	838.2
5	470.0	833.1
6	472.0	508.6

表-5.4 最大水平変位 (cm)

出力点	ケース 1		ケース 2	
	正	負	正	負
1	17.41	-19.23	17.20	-19.07
2	14.75	-9.39	14.29	-9.07
3	10.06	-5.27	7.94	-4.72
4	6.74	-4.77	1.85	-3.12
5	5.29	-5.20	1.84	-3.13
6	5.61	-5.71	5.85	-5.73

※ 正はモデル右側，負はモデル左側それぞれの最大値である。

近でせん断ひずみが大きくなり，沖積粘性土がせん断強度に達した ($\gamma_{max}=9.6\%$, 図-5.6, 5.10) ため，沖積粘性土の水平変位が増幅して (図-5.5) 加速度が上限に至った (図-5.4) と推察される⁵⁾。地表面傾斜の影響は，沖積粘性土層と沖積砂礫層との境界付近におけるせん断ひずみ領域の増加 (図-5.6)，沖積粘性土層の水平変位の増幅 (図-5.5)，加速度の減衰 (図-5.4) として現れており，解析領域の右側から左側に向ってその影響が次第に大きくなっている。このことは，表-5.3 より，地表面傾斜の影響が少ないと考えられるケース 1 の出力点 6 を基準にしたとき，解析領域左側に向ってケース 1 の出力点 5～1 の加速度が減少し (4.2～62.6%)，水平変位が増加する傾向を示している (正の最大値

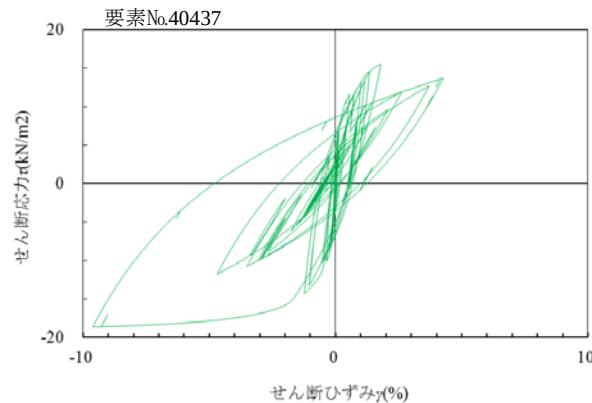


図-5.10 沖積粘性土の応力～ひずみ関係（ケース 1，要素No.40437）

-5.7～210.0%，負の最大値-16.5～236.8%）ことから読み取れる．着目する RC 池状構造物周辺（出力点 2～5）のケース 1 における地表面傾斜の影響は，出力点 6 と比べ相対的に傾斜下段の既設構造物周辺で小さく，傾斜中段の新設構造物周辺で大きくなっている．

5.2.2 地表面傾斜が既設構造物に及ぼす影響

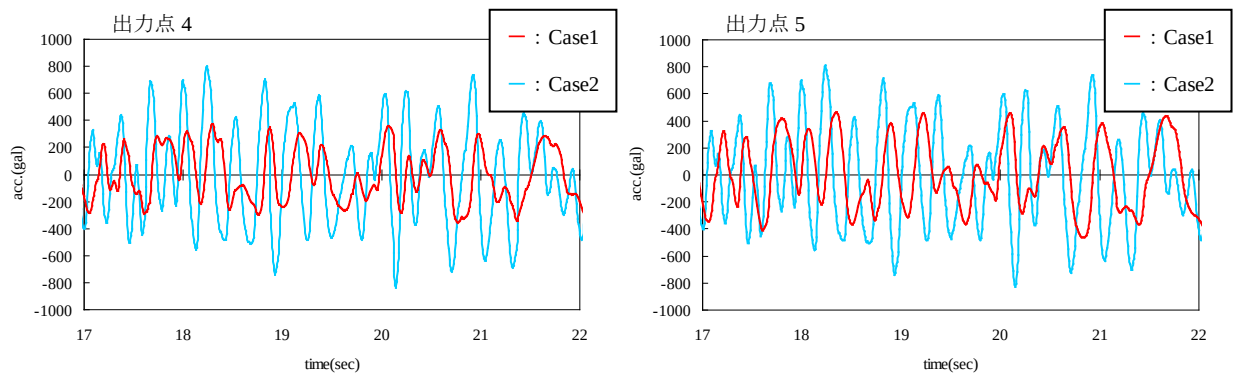
一方，既設構造物を設定した場合，図-5.7(b)に示すとおり既設構造物側方の地盤の加速度が卓越し，図-5.8(b)のように沖積粘性土に比べてせん断剛性の大きい既設構造物が剛体的に水平移動していることが分かる．また，図-5.9(b)のとおり既設構造物側方における沖積粘性土層と沖積砂礫層との境界付近のせん断ひずみが減少し，構造物からやや左に離れた位置ののり面直下でせん断ひずみの分布領域が拡大している．表-5.3，5.4 を見ると，地表面傾斜の影響で解析領域の右側から左側に向い加速度の減少，水平変位の増加を示していたケース 1 の応答値と比較して，ケース 2 で既設構造物を設定したことにより，出力点 3～5 の地表面の加速度は 141.6～467.4gal 増加し，水平変位は正の最大値で 2.12～4.89cm，負の最大値で 0.55～2.07cm 減少しており，特に既設構造物側方（出力点 4・5）では地表面傾斜の影響が見られず，ほぼ同じ応答値を示している．

ケース 1，2 の出力点 4・5 における主要動部（17～22s）の加速度応答，水平変位応答の比較を図-5.11，5.12 に示す．図中，赤線はケース 1，青線はケース 2 を表している．

一般に RC 池状構造物はアスペクト比（構造物幅に対する鉛直高さ）が小さく，水平力に対するせん断剛性が大きい⁶⁾．図-5.11，5.12 によると，ケース 1 に比べケース 2 の応答は，波形の位相が 0 軸を早く横切り，加速度振幅が大きく（変位振幅が小さく），短周期成分が多くなっている．これらのことから，第 4 章と同様に，高剛性の既設構造物の動的応答特性が周辺地盤に剛性の変化をもたらしている．構造物の動的応答特性の影響が大きい領域では，地表面傾斜や軟弱土の非線形化の影響で加速度の減衰，水平変位の増幅，せん断ひずみの増加が生じる地盤上にあっても，構造物周辺では見掛けのせん断剛性が大きくなるため，水平変位，せん断ひずみが抑制され（図-5.8，5.9），周辺地盤の加速度が卓越し（図-5.7），地表面傾斜の影響が少なくなったと推察される．

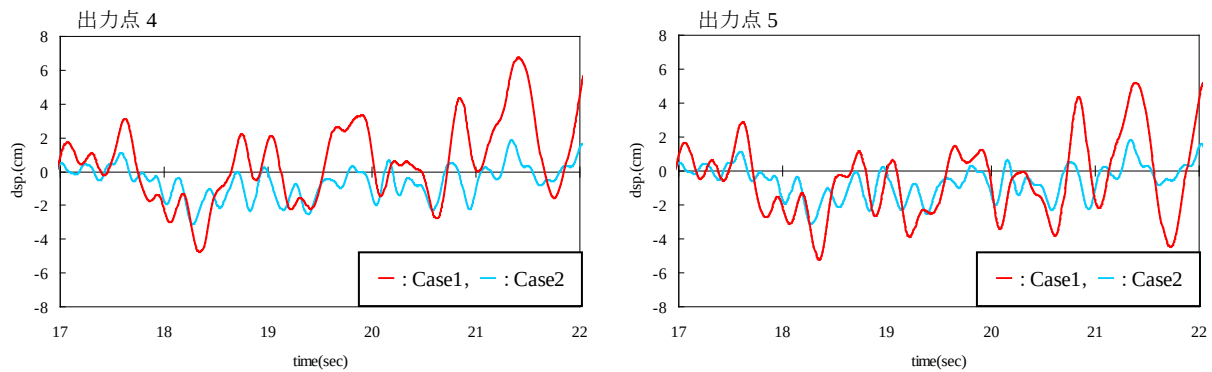
次に，ケース 3（既設構造物と新設構造物を設定したモデル）の最大応答分布の拡大図を図-5.13～5.15 に，各出力点における地表面の加速度，水平変位の比較を表-5.5，5.6 に示す．また，ケース

第5章 地表面傾斜と新設 RC 池状構造物築造が既設 RC 池状構造物に及ぼす影響評価



(a) ケース 1 とケース 2 の加速度応答の比較（出力点 4） (b) ケース 1 とケース 2 の加速度応答の比較（出力点 5）

図-5.11 加速度応答の比較（出力点 4・5）



(a) ケース 1 とケース 2 の水平変位応答の比較（出力点 4） (b) ケース 1 とケース 2 の水平変位応答の比較（出力点 5）

図-5.12 水平変位応答の比較（出力点 4・5）

2, 3 の出力点 4・5 における主要動部（17～22s）の加速度応答，水平変位応答の比較を図-5.16, 5.17 に示す。図中，青線はケース 2，紫線はケース 3 を表している。

図-5.13～5.15 と図-5.7～5.9 のケース 2, 3 の応答分布を比較する。ケース 3 では新設構造物を設定したことにより，ケース 2 に比べ，新設構造物側方の周辺地盤の加速度，新設構造物左側の地盤変形が卓越し（図-5.13, 5.14），新設構造物側方における沖積粘性土層と沖積砂礫層との境界付近のせん断ひずみが減少するとともに，構造物からやや左に離れたのり面直下でせん断ひずみの分布領域が拡大している（図-5.15）。また，新設構造物の地下部底版から地上部頂版までの相対変位（ $\delta_{max}=3.66\text{cm}$ ）が生じている（図-5.14）。表-5.5, 5.6 より，ケース 2 の応答値と比べて，ケース 3 の出力点 2, 3 における地表面の加速度は 805.4gal, 505.3gal 増加し，水平変位は正の最大値で 10.36cm, 5.00cm，負の最大値で 3.99cm, 0.56cm 減少している。一方，既設構造物左右の出力点 4, 5 では，地表面の加速度 -8.7gal, 5.3gal，水平変位の正の最大値 -0.34cm, -0.31cm，負の最大値 -0.11cm, -0.12cm のわずかな増減しか見られず，図-5.16, 5.17 のとおり，ケース 2, 3 の既設構造物左右の地表面の応答にも大きな変化は見られない。

ケース 1, 2 に比べケース 3 の新設構造物側方の加速度が増加し，水平変位が減少したのは，ケース 1, 2 の比較と同様に，構造物と地盤との剛性差に起因するものである。また，新設構造物に相対

第5章 地表面傾斜と新設 RC 池状構造物築造が既設 RC 池状構造物に及ぼす影響評価

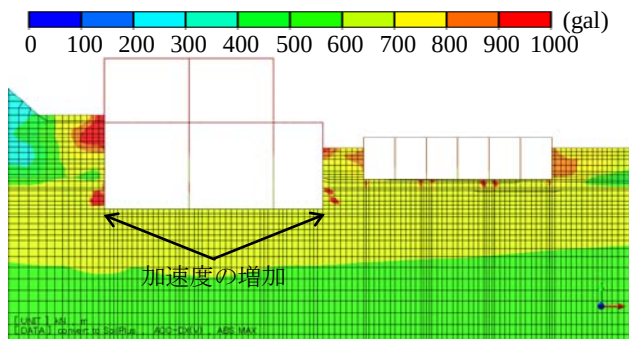


図-5.13 ケース3の最大加速度分布（拡大図）

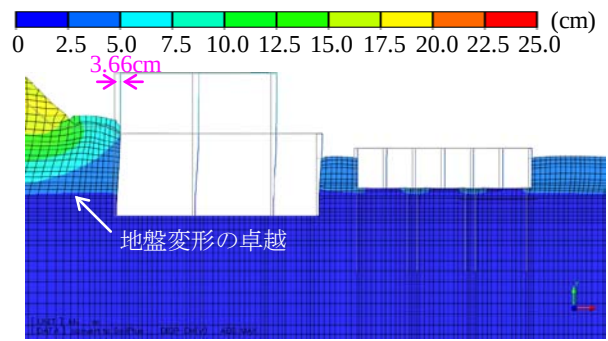


図-5.14 ケース3の最大水平変位分布（拡大図）

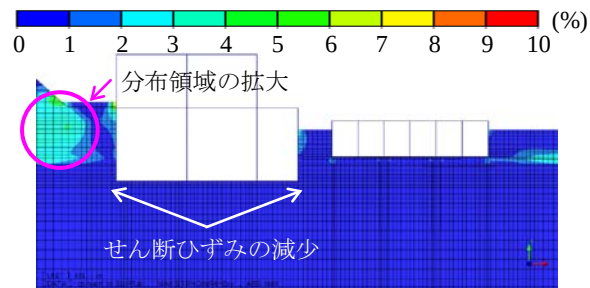


図-5.15 ケース 3 の最大せん断ひずみ分布（拡大図）

表-5.5 最大加速度 (gal)

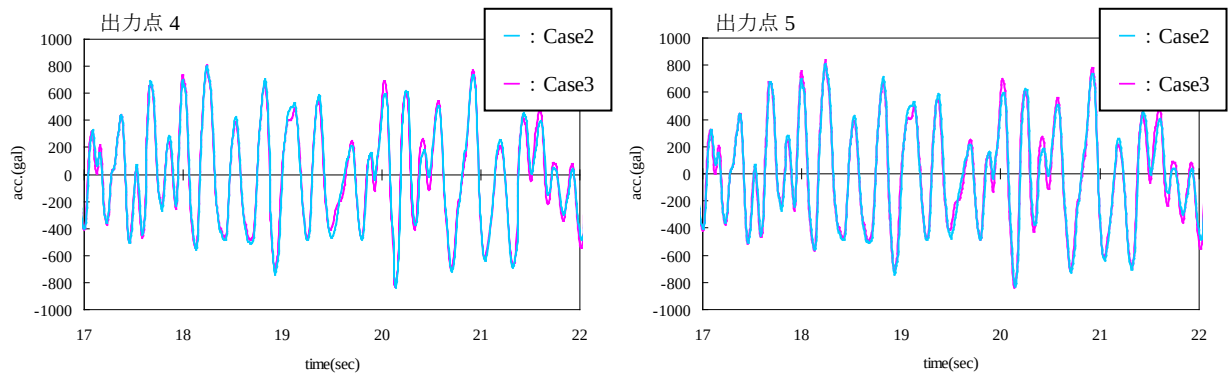
出力点	ケース 2	ケース 3
1	177.3	208.5
2	253.1	1058.5
3	441.3	946.8
4	838.2	829.5
5	833.1	838.4
6	508.6	509.2

表-5.6 最大水平変位 (cm)

出力点	ケース 2		ケース 3	
	正	負	正	負
1	17.20	-19.07	15.86	-17.77
2	14.29	-9.07	3.93	-5.08
3	7.94	-4.72	2.94	-4.16
4	1.85	-3.12	1.51	-3.01
5	1.84	-3.13	1.53	-3.01
6	5.85	-5.73	5.81	-5.75

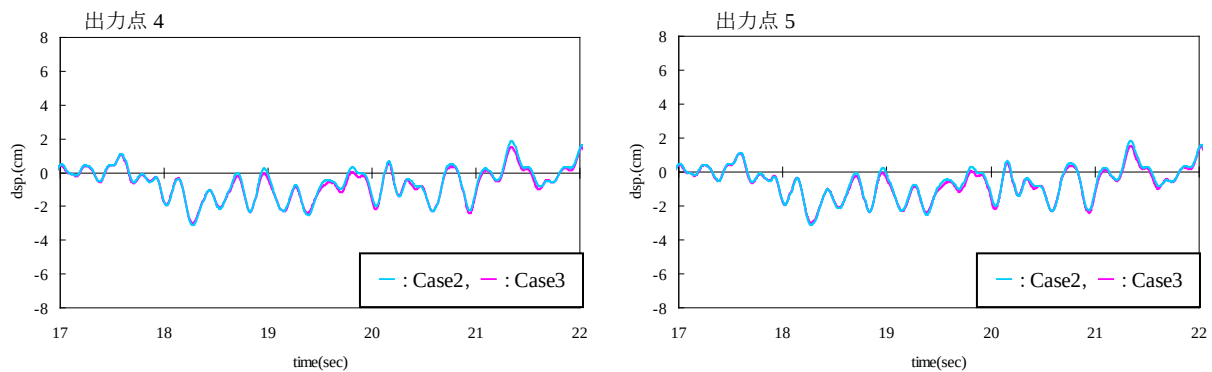
※ 正はモデル右側，負はモデル左側それぞれの最大値である。

第5章 地表面傾斜と新設 RC 池状構造物築造が既設 RC 池状構造物に及ぼす影響評価



(a) ケース 2 とケース 3 の加速度応答の比較（出力点 4） (b) ケース 2 とケース 3 の加速度応答の比較（出力点 5）

図-5.16 加速度応答の比較（出力点 4・5）



(a) ケース 2 とケース 3 の水平変位応答の比較（出力点 4） (b) ケース 2 とケース 3 の水平変位応答の比較（出力点 5）

図-5.17 水平変位応答の比較（出力点 4・5）

変位（せん断変形）が生じているのは、解析領域左側で卓越する地表面傾斜の影響や、構造物左右の地盤の高低差の影響が及んでいると考えられる。しかしながら、既設構造物に着目すると、ケース 3 ではモデル中央の地表面傾斜を取り除き、新たに新設構造物を設定したにも関わらず、ケース 2 の応答と大きな違いは見られない。

以上の結果から、ここで示した問題では、地震時において複数の地表面傾斜が低地側に位置する既設構造物に対して与える影響よりも、高剛性、短周期の RC 池状構造物が非線形化の生じる周辺地盤に及ぼす影響の方が大きいために、構造物周辺で加速度の増加、水平変位の減少が著しくなり、ケース 2、3 で既設構造物と周辺地盤との間の応答が定常状態に至ったと考えられる。

5.3 新設構造物築造が既設構造物に及ぼす影響

この節では、ケース 2、3 の RC 池状構造物間の応答、相対変位を相互比較することにより、地震

第5章 地表面傾斜と新設 RC 池状構造物築造が既設 RC 池状構造物に及ぼす影響評価

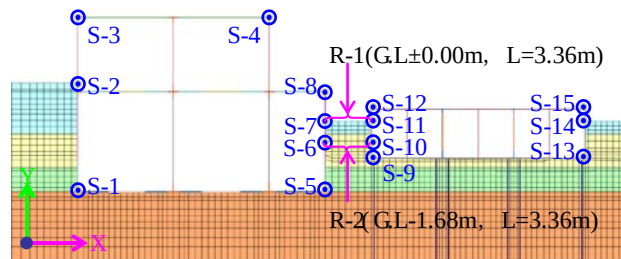


図-5.18 構造物の応答値の出力点

時に地表面傾斜と既設構造物との間に新設構造物が築造される場合の既設構造物に及ぼす影響について検討する。

まず、構造物の応答値、相対変位の代表出力点を図-5.18に示す。また、ケース2, 3の各出力点における加速度、水平変位の比較、既設構造物の断面力の比較を表-5.7～5.9に示す。

表-5.7, 5.8より、ケース2, 3の既設構造物の加速度、水平変位(S-9～15)を比較すると、出力点S-13, 14の加速度を除き、ケース2に比べケース3の応答値が小さくなっているが、その差はかなり小さい。これは、ケース3ではモデル中央の地表面傾斜がなくなったこと、2つのRC池状構造物の動的応答特性がその周辺地盤に影響を及ぼし合っていることが主な原因と考えられる。また、ケース3において出力点S-13, 14の加速度の値が大きくなったのは、新設構造物を設定したことにより、ケース2に比べて相対的に既設構造物左側の側方地盤の質量が減り、右側の側方地盤の質量が増えたため、慣性力の作用の影響で既設構造物左右の加速度の増減がわずかに生じたものと考えられる。一方、新設構造物は、地表面傾斜、構造物左右の地盤の高低差の影響が及んでいると考えられ、また、構造物の形状、地下埋設条件、基礎地盤条件などが既設構造物と異なるため、特に新設構造物上部(S-3, 4)において、既設構造物上部(S-12, 15)との間に加速度552.4～565.2gal、水平変位の正の最大値2.64cm、負の最大値2.34～2.35cmの違いが見られる。

表-5.9は、ケース2, 3において数値に変化の見られた既設構造物側壁の隅角部付近(S-9, 12, 13, 15)の耐震性能照査位置における断面力を抽出したものである。出力点S-13の曲げモーメント、せん断力Sを除き、ケース2に比べてケース3の断面力が同等かもしくは小さくなっており、特にS-9, S-12(左側壁)のせん断力Sの減少(25.1%, 36.6%)が顕著になっている。これは、前述のとおり、モデル中央の地表面傾斜がなくなったこと、2つのRC池状構造物の動的応答特性がその周辺地盤に影響を及ぼし合っていること、既設構造物左右の地盤の質量の相対的な増減で慣性力の作用の影響が生じたことによるものと考えられる。この結果から、新設構造物の影響は既設構造物の右側壁下端における曲げモーメントM、せん断力Sのわずかな増加(4.7%, 6.4%)に留まっており、本検討では、既設構造物の地震対策を講じる上で、新設構造物の築造が地表面傾斜を有する地盤上の既設構造物に対して大きな影響を及ぼさないと判断される。

次に、ケース2, 3のRC池状構造物間の最大相対変位量の比較を表-5.10に示す。ここでは、RC池状構造物間を連絡する水道管路の埋設深さを想定し地表面GL±0.00m(S-7, 11)と沖積粘性土層の中央深度GL-1.68m(S-6, 10)それぞれの深さにおけるS-7とS-11, S-6とS-10との相対変位(R-1, 2)に着目する。ケース2はS-6, S-7と同じ出力点の地盤との相対変位を表している。これより以降、

第5章 地表面傾斜と新設 RC 池状構造物築造が既設 RC 池状構造物に及ぼす影響評価

表-5.7 最大加速度 (gal)

出力点	ケース 2	ケース 3
S-1	-	603.1
S-2	-	1,058.5
S-3	-	1,388.7
S-4	-	1,382.6
S-5	-	613.3
S-6	-	667.5
S-7	-	946.8
S-8	-	1,028.1
S-9	784.6	771.8
S-10	821.5	787.1
S-11	838.2	829.5
S-12	827.1	823.5
S-13	778.9	794.2
S-14	833.1	838.4
S-15	831.7	830.2

表-5.8 最大水平変位 (cm)

出力点	ケース 2		ケース 3	
	正	負	正	負
S-1	-	-	0.74	-2.06
S-2	-	-	3.93	-5.08
S-3	-	-	4.15	-5.35
S-4	-	-	4.15	-5.34
S-5	-	-	0.74	-2.06
S-6	-	-	1.98	-3.27
S-7	-	-	2.94	-4.16
S-8	-	-	3.84	-4.98
S-9	1.76	-3.05	1.46	-2.94
S-10	1.84	-3.11	1.50	-3.00
S-11	1.85	-3.12	1.51	-3.01
S-12	1.82	-3.11	1.51	-3.00
S-13	1.75	-3.06	1.46	-2.95
S-14	1.84	-3.13	1.53	-3.01
S-15	1.82	-3.11	1.51	-3.00

第5章 地表面傾斜と新設 RC 池状構造物築造が既設 RC 池状構造物に及ぼす影響評価

表-5.9 断面力の比較

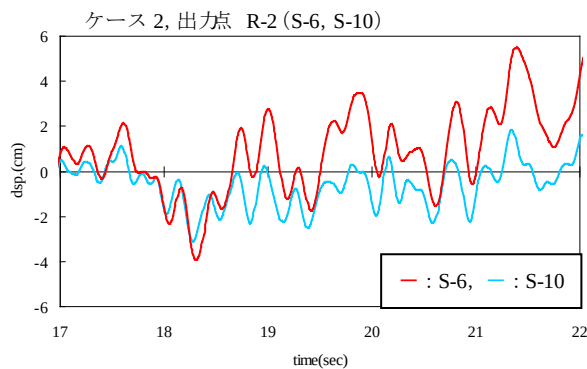
出力点	ケース 2			ケース 3		
	M(kN・m)	N(kN)	S(kN)	M(kN・m)	N(kN)	S(kN)
S-9	131	297	513	126	267	384
S-12	96	117	351	76	113	222
S-13	129	321	423	135	301	450
S-15	85	94	308	85	81	305

※ 側壁隅角部付近の耐震性能照査位置における値である。

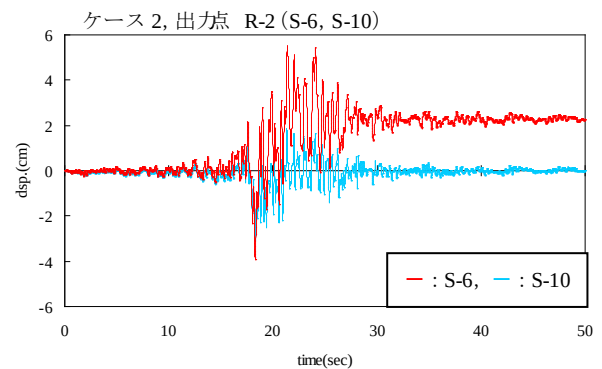
表-5.10 RC 池状構造物間の最大相対変位量 (cm)

出力点	ケース 2		ケース 3	
	最大	最小	最大	最小
R-1(G.L±0.00m)	7.58	2.62	2.24	1.62
R-2(G.L-1.68m)	4.74	1.41	1.37	0.82

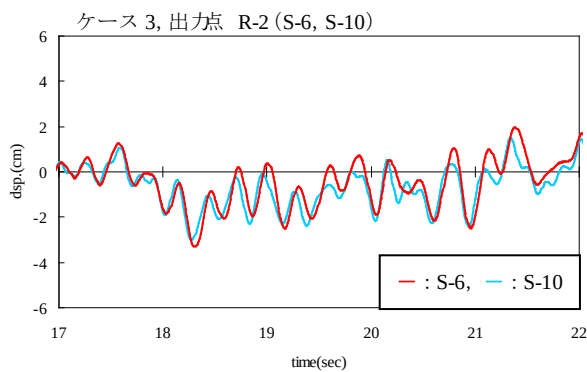
※ 最大は構造物が近づく変形モード，最小は構造物が離れる変形モードである。



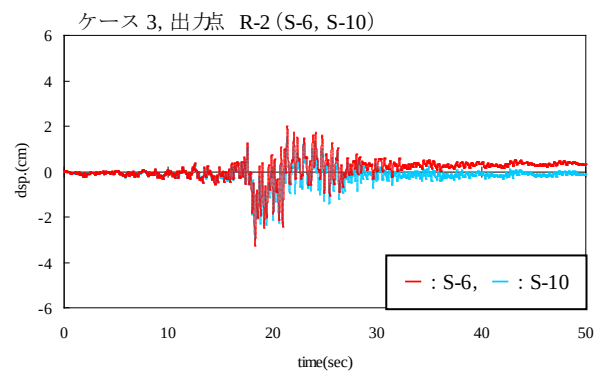
(a) 地盤と構造物間の水平変位応答の比較 (17～22s)



(b) 地盤と構造物間の水平変位応答の比較 (0～50s)



(c) RC 池状構造物間の水平変位応答の比較 (17～22s)



(d) RC 池状構造物間の水平変位応答の比較 (0～50s)

図-5.19 水平変位応答の比較 (出力点 R-2)

第5章 地表面傾斜と新設 RC 池状構造物築造が既設 RC 池状構造物に及ぼす影響評価

新設構造物と既設構造物が近づく場合を“構造物が近づく変形モード”，新設構造物と既設構造物が離れる場合を“構造物が離れる変形モード”と呼ぶ。また，出力点 R-2 における地盤と構造物との間，RC 池状構造物間（S-6，10）の水平変位応答の比較を図-5.19 に示す。図中，赤線は S-6（新設構造物右側），青線は S-10（既設構造物左側）を表している。

表-5.10 より，ケース 2，3 の出力点 R-1，R-2 における地盤と構造物との間，2 つの構造物間の最大相対変位量は，それぞれ構造物が近づく変形モード 7.58cm，4.74cm（ケース 2），2.24cm，1.37cm（ケース 3），構造物が離れる変形モード 2.62cm，1.41cm（ケース 2），1.62cm，0.82cm（ケース 3）であった。何れもケース 2 の地盤と構造物との間よりも，ケース 3 の構造物と構造物との間の相対変位量の方が小さい値を示している。図-5.19 によると，ケース 2 の水平変位応答は，地盤（S-6）と既設構造物（S-10）との間の変位振幅に大きな差が見られ，水平変位挙動に大きな相違が生じている（図-5.19(a)）。これに対し，ケース 3 の水平変位応答は，ケース 2 に比べると新設構造物（S-6）と既設構造物（S-10）との変位振幅の差が小さくなり，構造物間の水平変位挙動が近づいている（図-5.19(c)）。これは，ケース 3 では RC 池状構造物間の離隔（ $L=3.36\text{m}$ ）が小さく，2 つの構造物の動的応答特性がその間に挟まれる地盤に支配的な影響を及ぼしており，地盤と構造物との間に比べ，構造物と構造物との間の相対変位が生じ難かったためと考えられる。また，ケース 2，3 ともに構造物が近づく変形モードの相対変位量が大きくなったのは，地表面傾斜の影響で解析領域左側の地盤の方が水平変位を生じ易く，その右側に位置する構造物が地盤変形を抑止すること，地表面傾斜の影響により地盤，新設構造物に解析領域右側への塑性変位が生じているためである（図-5.19(b)，(d)）。

解析結果から，地盤と構造物との間よりも，構造物と構造物との間の方が水平方向の相対変位量が小さく，同じ長さ（ $L=3.36\text{m}$ ），深度（ $GL\pm 0.00\sim -1.68\text{m}$ ）の構造物に接続する水道管路の伸縮性に対する性能照査においては，新設構造物の築造は既設構造物にとって良い効果をもたらしていると言える^{7), 8)}。

5.4 第5章のまとめ

本章では，2次元動的有限要素解析を用いたケーススタディを通して，地表面傾斜が周辺地盤および既設構造物に及ぼす地震時の影響，さらに地表面傾斜と既設構造物との間に新設構造物が築造される場合の既設構造物に及ぼす影響に関して考察，評価した。本章で検討を行った範囲において得られた結論は次のとおりである。

- ここで示した問題では，地震時において複数の地表面傾斜が低地側に位置する既設構造物に対して与える影響よりも，高剛性，短周期の RC 池状構造物が，軟弱土の非線形化の生じる周辺地盤に及ぼす影響の方が大きいために，構造物周辺で加速度の増加，水平変位の減少が著しくなり，既設構造物と周辺地盤との間の応答が定常状態に至ったと推察される。
- 新設構造物築造の影響は，既設構造物右側壁下端の断面力のわずかな増加に留まっており，本検討では，既設構造物の地震対策を講じる上で，新設構造物の築造が地表面傾斜を有する地盤上の

第5章 地表面傾斜と新設 RC 池状構造物築造が既設 RC 池状構造物に及ぼす影響評価

既設構造物に対して与える影響は少ないと判断される。

- 地盤と構造物の間よりも、構造物と構造物の間の方が水平方向の相対変位量が小さく、同じ長さ、深度の構造物に接続する水道管路の伸縮性に対する性能照査においては、新設構造物の築造は既設構造物にとって良い効果をもたらしている。

第 5 章の参考文献

- 1) 国土交通省鉄道局：鉄道構造物等設計標準・同解説，pp.76-81，1999.
- 2) 財団法人日本建設情報総合センター：ボーリング柱状図作成要領，pp.17，2008.
- 3) 札幌市水道局：南沢第 1 ポンプ場改修工事補足設計土質調査業務，2012.
- 4) 札幌市：地震動及び被害の評価事業，2008.
- 5) 吉田望：地盤の応答解析，鹿島出版会，pp.5-14，2010.
- 6) 社団法人日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説 I 総論，pp.124，2009.
- 7) 猪子敬之介，大嶽公康，成田健太郎，有賀義明，林川俊郎：不整形地盤における RC 池状構造物間の地震時挙動，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.69，No.4（地震工学論文集第 32 巻），I_376-I_384，2013.
- 8) 猪子敬之介，大嶽公康，成田健太郎，林川俊郎，有賀義明：地表面傾斜と新設構造物築造が既設構造物に及ぼす影響評価，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.70，No.4（地震工学論文集第 33 巻），I_9-I_20，2014.

第 6 章 RC 池状構造物間の地震時相対変位に対する水道管路の伸縮性能

6.1 概説

第 1 章, 第 2 章 (2.1), 第 3 章 (3.1) で述べたように, ポンプ場のような水道施設では, 水理的条件や地理的条件等から施工地盤の良否を選択できないことが多く, 山間部の地表面や基盤面の傾斜した不整形地盤上に建設されることがある. また, 機能のバックアップ, 応急給水の充実などの観点から, 敷地内に複数の RC 池状構造物が隣接し相互が水道管路で接続されていることがある. さらに, これら複合的な水道施設の耐震設計に関する既往の研究, 解析事例, 基準・指針等における具体的な設計事例などが少なく, 隣接あるいは接続する構造物相互の地震時の影響を考慮せずに個別に設計されているのが実情であることを説明した. このような状況下における水道施設の懸念材料としては, a) 水平地盤に比べ不整形地盤上に建設された構造物は耐震上不利になること, b) 地震時には構造物と地盤の動的相互作用により複雑な挙動を示し, その挙動によっては水道施設の耐震性に影響を及ぼすこと, c) 個別的な耐震設計では構造物間の相対変位を直接的に求められないため, RC 池状構造物間の水道管路に要求される伸縮性を評価することができないこと, などが挙げられる. このうち, a), b) は前章までの検討で一定の結論を得ることができた. 残る c) に関して, 過去の地震被害事例から, 構造物と埋設管路の接続部において多くの被害が発生しているが¹⁾, 水道管路の伸縮性を定量的に把握することができなければ, その伸縮性能に過不足が生じ, 地震時の接続部分の破損による給水停止, 不合理な地震対策などに陥ることが想定される. 地震後の水道施設の安全性・使用性の確保, 水道施設の合理的な地震対策の推進という 2 つの課題をバランス良く解決するには, 構造物間の地震時相対変位を定量的に把握した上で, 水道管路の要求性能を評価し, 適切な伸縮量を有する継手を選択することが必要と考えられる.

以上の背景から, 本章では構造物間の相対変位や水平変位応答, 埋設管路の伸縮量に着目する. 第 3 章で用いた地盤モデルにより, 第 4 章のような平面ひずみ要素による水道管路のモデル化ではなく, 継手構造の不連続な挙動を考慮し梁要素, 非線形ばね要素でモデル化した管路を RC 池状構造物間に設定した場合の水道管路のモデル化や基盤傾斜の影響を検討する.

6.1.1 解析モデル

本章における RC 池状構造物と水道管路, 地盤の断面を図-6.1 に示す. 同図左, 右に位置する地上・地下 1 階の水槽付建築物と半地下式のポンプ井との間に水道管路 (ダクタイル鋳鉄管 $\phi=400\text{mm}$) を配置した (これより以降, それぞれ建物, ポンプ井, 水道管路と呼ぶ).

地盤各層の物理定数, 土の繰返しせん断特性は表-3.1, 図-3.2 に示すとおりである.

第6章 RC池状構造物間の地震時相対変位に対する水道管路の伸縮性能

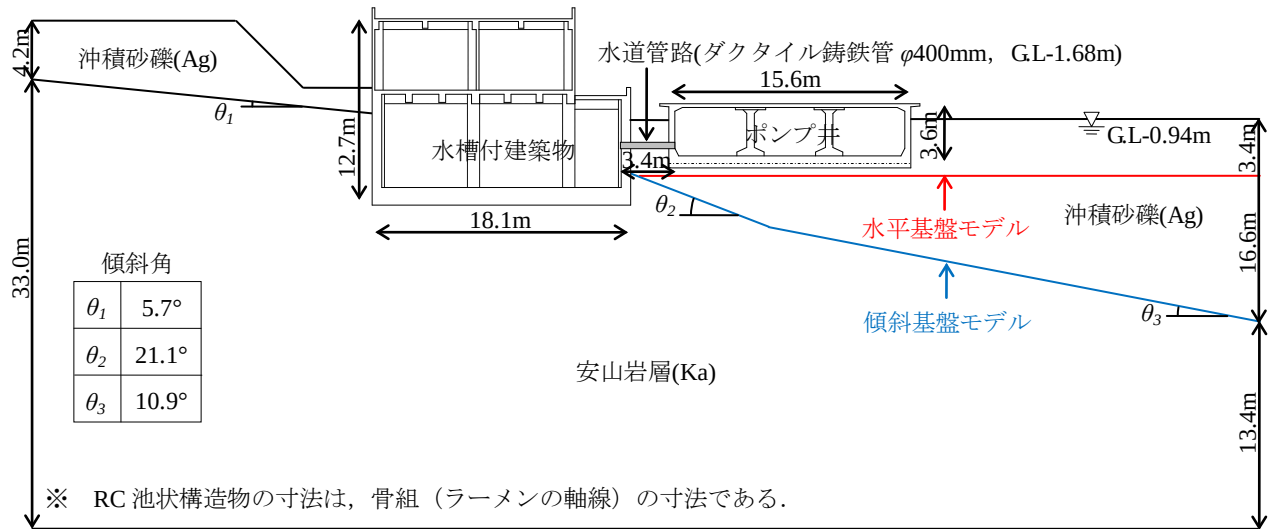


図-6.1 RC池状構造物と水道管路と地盤

表-6.1 水道管路（ダクタイル鋳鉄管）の物理定数

口径 $D_1(\text{mm})$	外径 $D_2(\text{mm})$	管厚 $t(\text{mm})$	単位体積重量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	ポアソン比 N	ヤング率 $E(\text{kN/m}^2)$
400	426	9	70.0	0.28	1.60×10^{11}

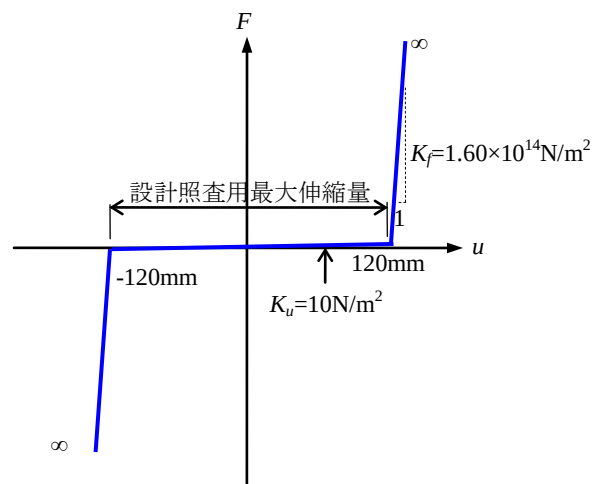


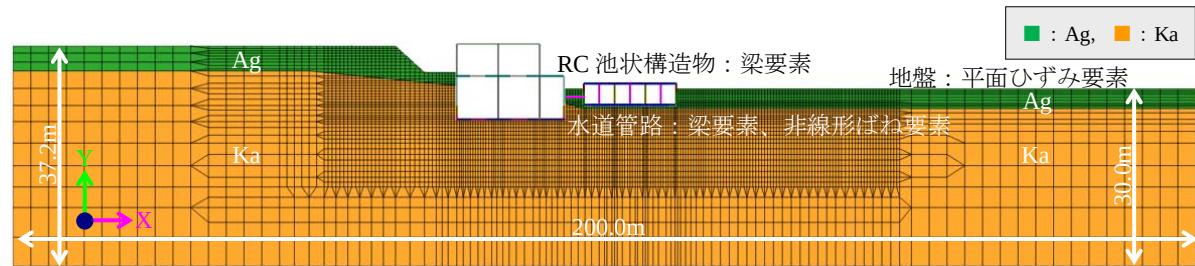
図-6.2 水道管路継手部の非線形ばねモデルのイメージ

水道管路（ダクタイル鋳鉄管）の物理定数を表-6.1に示す。水道管路は耐震管として一般的に用いられる鎖構造継手のうちNS形継手とし、配管の施工条件を考慮して継輪1個（継手2箇所）の使用を想定した。水道管路のモデル化は、線状構造物の継手構造の不連続な挙動を考慮するため、管体に梁要素、継手に非線形ばね要素を用いた。非線形ばねのモデル化は、圧縮・引張の伸縮量をNS形継手の設計照査用最大伸縮量 $\pm 120\text{mm}$ （伸縮量 $\pm 60\text{mm} \times$ 継手2箇所）¹⁾とし、伸縮量を超過した場合に

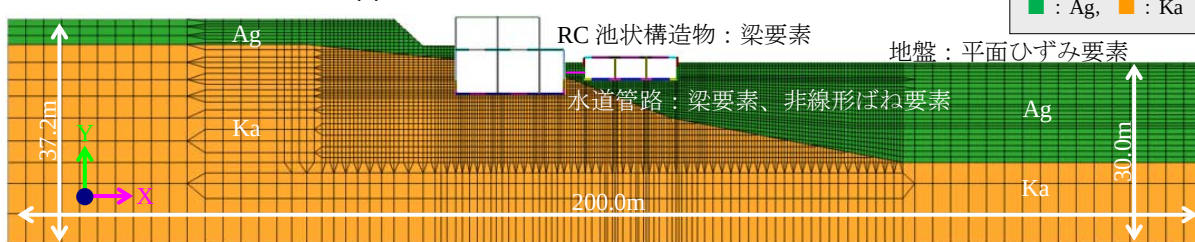
第6章 RC池状構造物間の地震時相対変位に対する水道管路の伸縮性能

表-6.2 解析ケース

解析ケース	水道管路	基盤傾斜	地盤モデル	節点数	要素数
ケース 1	無し	無し	硬質	7,756	7,771
ケース 2	有り	無し	硬質		
ケース 3	無し	有り	硬質		
ケース 4	有り	有り	硬質		



(a) ケース 2 (水道管路有り, 基盤傾斜無し)



(b) ケース 4 (水道管路有り, 基盤傾斜有り)

図-6.3 有限要素モデルの例 (ケース 2, ケース 4)

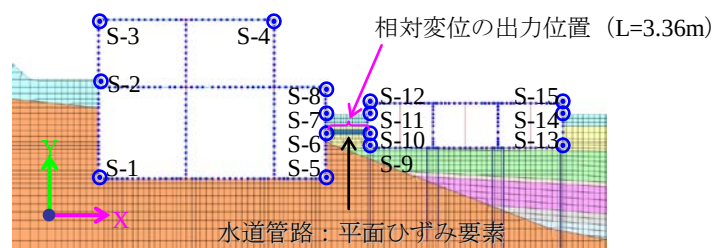


図-6.4 構造物の応答値の出力点

離脱防止力（圧縮力，引張力）が作用するモデルとした²⁾．NS 形継手は 3DkN (D は口径(mm)) の離脱防止力を有しており，それが圧縮力もしくは引張力として躯体に作用するとコンクリートが破壊に達してしまうことから，ここでは簡単化のため，応答値が伸縮性能を超えないことを前提に，離脱防止力が ∞ に作用するものとして扱った．水道管路継手の非線形モデルのイメージを図-6.2 に示す．

なお，RC 池状構造物の形状寸法 (2.1)，地盤と構造物の力学特性のモデル化 (2.3, 2.4)，動的解析手法 (2.5, 2.8)，空間のモデル化 (2.6)，入力地震動 (2.7) は，第 2 章を参照されたい．

6.1.2 解析ケース

解析ケースを表-6.2 に示す．解析ケースは，本章では構造物間の相対変位や水平変位応答，水道管

路の伸縮性に着目し、水道管路のモデル化や基盤傾斜の影響を検討するのが目的であるため、RC池状構造物間の水道管路のないケースとあるケースに加え、ポンプ井直下の基盤傾斜のないケース（図-6.1，水平基盤モデル）とあるケース（図-6.1，傾斜基盤モデル）の計4ケースを対象にした（これより以降、それぞれケース1，ケース2，ケース3，ケース4と呼ぶ）。本解析に用いた有限要素モデル（ケース2，4），構造物の応答値の出力点を図-6.3，6.4に示す。

6.2 水道管路のモデル化の影響

この節では、RC池状構造物間に梁要素，非線形ばね要素でモデル化した水道管路を設定し，水道管路のモデル化の有無による各ケースの構造物間の応答，相対変位や水平変位応答，埋設管路の伸縮量を相互比較し，RC池状構造物の応答の影響について検討する。

まず，ケース1～4の各出力点における最大応答値の比較を表-6.3，6.4に示す。応答値の出力点は図-6.4に示すとおりである。

表-6.3，6.4より，水道管路のないケースを基準にした場合，ケース1（水道管路なし）とケース2（水道管路あり），ケース3（水道管路なし）とケース4（水道管路あり）をそれぞれ比較すると，ケース1とケース2では加速度-12～17gal（-1.8～1.2%），水平変位の正負の最大値-0.1～0mm（-1.2～0%），ケース3とケース4では加速度-4～18gal（-0.6～1.2%），水平変位の正負の最大値-0.1～0mm（-1.2～

表-6.3 最大加速度（gal）

出力点	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4
S-1	570	567	567	570
S-2	798	789	748	749
S-3	1,393	1,410	1,452	1,470
S-4	1,404	1,410	1,483	1,480
S-5	553	552	564	564
S-6	595	597	586	591
S-7	667	655	632	631
S-8	808	798	767	756
S-9	581	584	640	640
S-10	594	593	621	627
S-11	614	610	645	641
S-12	631	631	681	678
S-13	584	586	673	672
S-14	610	609	679	681
S-15	630	632	709	707

第6章 RC 池状構造物間の地震時相対変位に対する水道管路の伸縮性能

表-6.4 最大水平変位 (mm)

出力点	ケース 1		ケース 2		ケース 3		ケース 4	
	正	負	正	負	正	負	正	負
S-1	8.4	-23.2	8.4	-23.2	8.1	-22.4	8.1	-22.4
S-2	9.0	-23.9	9.0	-23.9	8.8	-23.2	8.8	-23.2
S-3	10.0	-25.7	9.9	-25.6	9.9	-25.1	9.8	-25.1
S-4	10.0	-25.7	9.9	-25.6	9.9	-25.1	9.8	-25.0
S-5	8.2	-23.0	8.2	-23.0	7.9	-22.2	7.9	-22.2
S-6	8.3	-23.1	8.2	-23.1	8.1	-22.4	8.1	-22.4
S-7	8.5	-23.3	8.5	-23.3	8.4	-22.7	8.4	-22.6
S-8	8.9	-23.8	8.9	-23.8	8.7	-23.1	8.7	-23.1
S-9	8.1	-22.9	8.1	-22.9	8.3	-22.6	8.3	-22.6
S-10	8.2	-23.0	8.1	-23.0	8.3	-22.6	8.3	-22.5
S-11	8.2	-23.0	8.1	-23.0	8.5	-22.7	8.4	-22.7
S-12	8.1	-23.0	8.1	-22.9	8.6	-22.8	8.6	-22.8
S-13	8.0	-22.9	8.0	-22.9	8.5	-22.8	8.5	-22.8
S-14	8.1	-22.9	8.1	-22.9	9.1	-23.4	9.1	-23.4
S-15	8.1	-22.9	8.1	-22.9	8.7	-22.9	8.7	-22.9

表-6.5 管路中心位置における最大相対変位量 (mm)

ケース 1		ケース 2		ケース 3		ケース 4	
最大	最小	最大	最小	最大	最小	最大	最小
0.1	0.1	0.1	0.2	0.5	0.4	0.5	0.4

※ 最大は管路の圧縮側（構造物が近づく変形モード）、最小は管路の引張側（構造物が離れる変形モード）である。

0%) と、水道管路をモデル化しても応答値の差はほぼ見られない。水道管路のないケース（ケース 1, 3）とあるケース（ケース 2, 4）で応答値の差がわずかに見られるのは、水道管路モデル（梁要素）の単位体積重量 γ 、ポアソン比 ν 、ヤング係数 E に起因するものと考えられる

次に、各ケースの RC 池状構造物間の最大相対変位量の比較を表-6.5 に示す。相対変位量は、管路中心位置における建物の水平変位からポンプ井の水平変位（出力点 S-6 から S-10）を差し引いたものである。また、地震動の主要動部（17～22s）における RC 池状構造物間の水平変位応答の比較（出力点 S-6 と S-10）を図-6.5 に、ケース 2, 4 の非線形ばねの応答（伸縮量）の比較を図-6.6 に示す。図中、緑線は建物（S-6）、紫線はポンプ井（S-10）の水平変位応答を表している。

表-6.5 より、RC 池状構造物間（ $L=3.36\text{m}$ ）の最大相対変位量は、ケース 1, 2 で管路の圧縮側（構造物が近づく変形モード）0.1mm, 0.1mm, 引張側（構造物が離れる変形モード）0.1mm, 0.2mm, ケース 3, 4 で管路の圧縮側 0.5mm, 0.5mm, 引張側 0.4mm, 0.4mm と水道管路を梁要素、非線形ば

第6章 RC池状構造物間の地震時相対変位に対する水道管路の伸縮性能

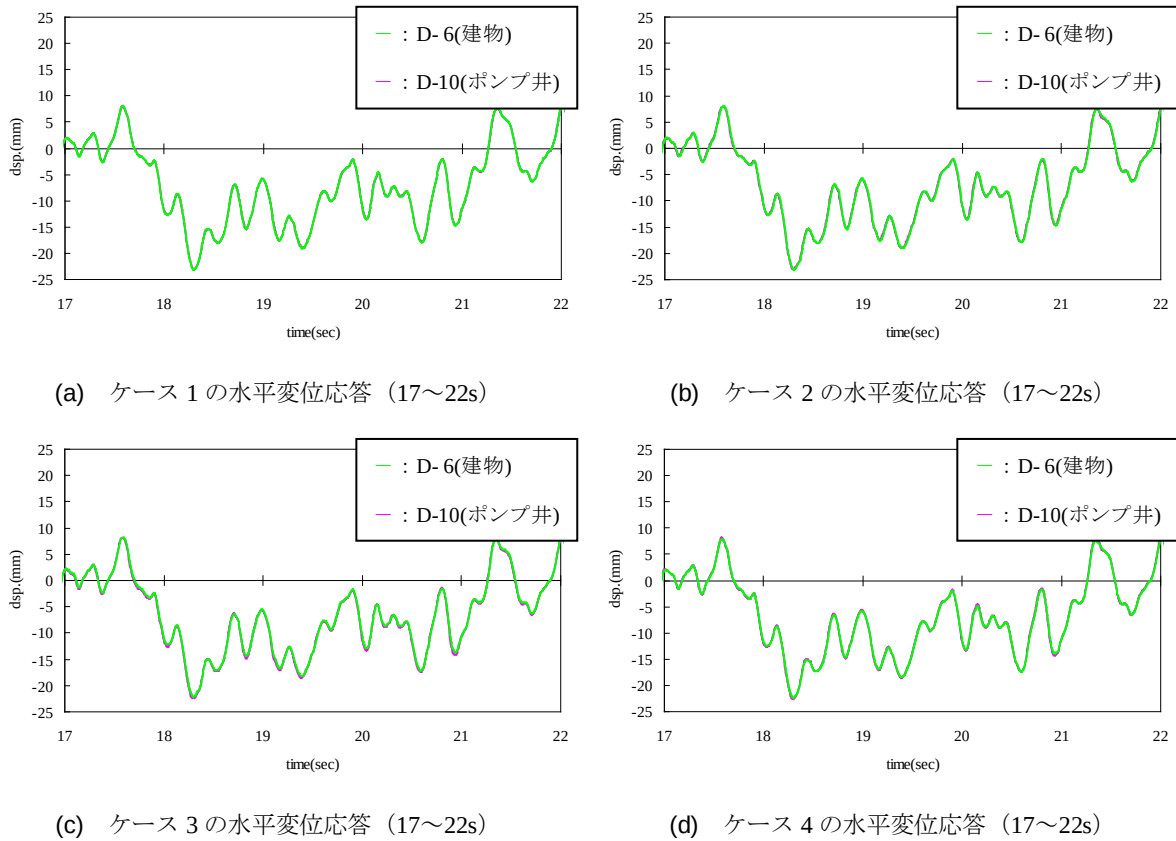


図-6.5 水平変位応答の比較 (出力点 S-6 と S-10)

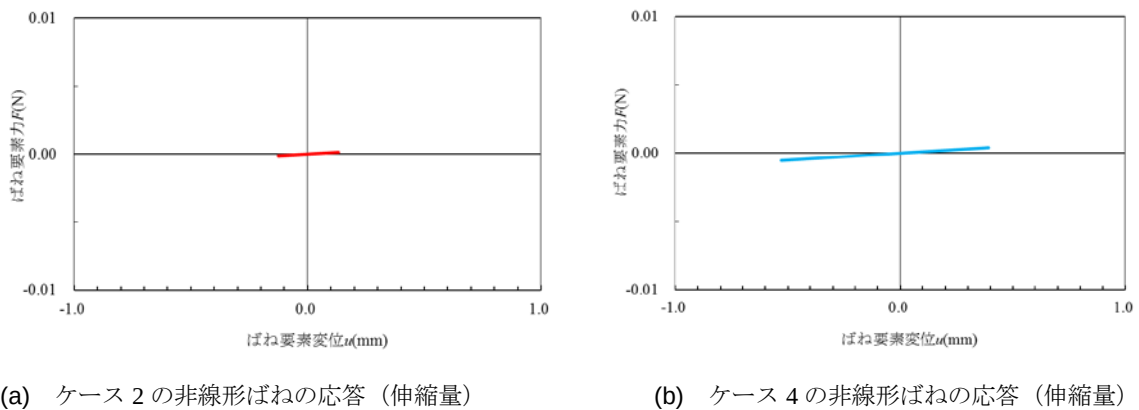


図-6.6 非線形ばねの応答の比較

ねでモデル化 (ケース 2, 4) しても, モデル化していないケース (ケース 1, 3) との相対変位量の値に差は見られない. また, 図-6.5, 6.6 とおり, ケース 1 とケース 2, ケース 3 とケース 4 の水平変位応答に違いは見られず, 非線形ばねの伸縮量も設計照査用最大伸縮量内 ($\pm 120\text{mm}$) に十分に収まっている. これらの結果から, RC 池状構造物間の離隔が $L=3.36\text{m}$ と少なく, RC 池状構造物間の相対変位が水道管路の設計用最大伸縮量を超えない範囲においては, 水道管路のモデル化が RC 池状構造物の応答に及ぼす影響は少ないことが分かった. なお, 第 4 章では, 水道管路を平面ひずみ要素

でモデル化し、管路位置の要素について単位体積重量 γ 、ポアソン比 ν を変えたのみの解析を行っており、本章よりも応答変位量の大きい表層軟質地盤を扱っているが、水道管路の有無（ケース 3 とケース 4）による応答値の増減は加速度-14.4～13.1gal（-1.0～0.9%）、水平変位の正負の最大値-0.7～0.2mm（-1.1～3.1%）と小さい。RC 池状構造物間の離隔が少なく、相対変位量が設計照査用最大伸縮量を超えない範囲においては、水道管路のモデル化が解析結果に与える影響は少ないと考えられる。

6.3 基盤傾斜の影響

この節では、基盤傾斜の有無による各ケースの RC 池状構造物間の応答、相対変位や水平変位応答を相互比較し、その影響について検討する。

ケース 1, 3 の最大水平変位分布、せん断ひずみ分布の拡大図を図-6.7, 6.8 に示す、また、地震動の主要動部（17～22s）におけるケース 2 とケース 4 の水平変位応答の比較（出力点 S-14）を図-6.9 に示す。図中、青線はケース 2、赤線はケース 4 である。

基盤傾斜のないケース（ケース 1）とあるケース（ケース 3）とでは、ケース 3 のポンプ井右側（S-13～15）の加速度（最大 89gal, 14.8%）、水平変位（最大 1.0mm, 12.3%）の増加が見られる。このことを図-6.7, 6.8 で見ると、表層の沖積砂礫層（Ag）のせん断波速度 V_s が大きく、3.2 で述べたように表層地盤全体が線形弾性的、粘弾性的な挙動を示しているために、各ケースの水平変位分布に大きなコントラストはないが、ケース 3 の方が水平方向に構造物が変位している。また、ケース 1 に比べ

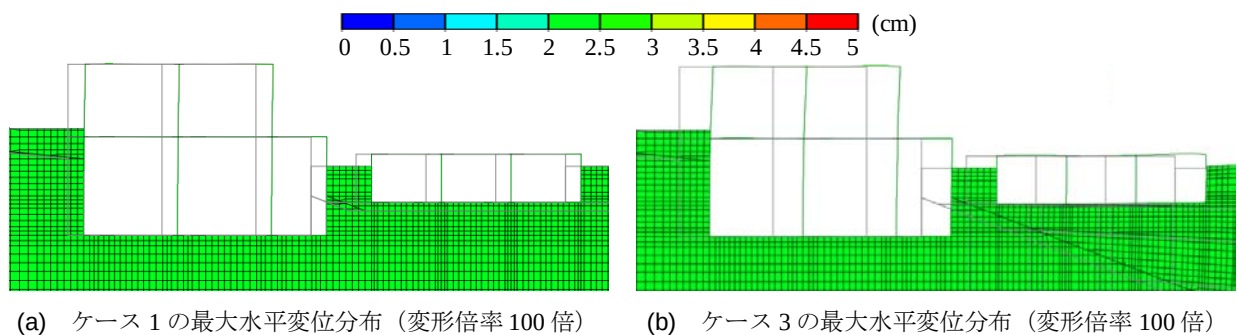


図-6.7 最大水平変位分布（拡大図，正の最大値）

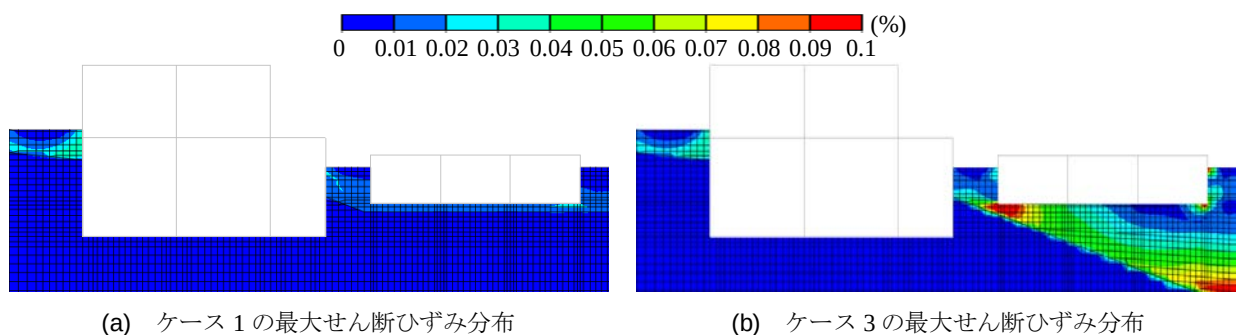


図-6.8 最大せん断ひずみ分布（拡大図）

第6章 RC池状構造物間の地震時相対変位に対する水道管路の伸縮性能

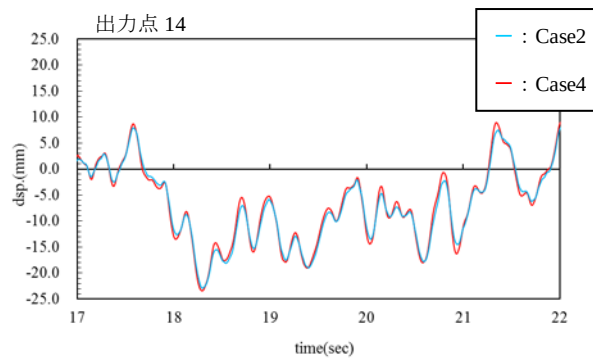


図-6.9 ケース2とケース4の水平変位応答の比較（出力点 S-14）

ケース3の沖積砂礫層と安山岩層（Ka）との境界付近，傾斜部でせん断ひずみが大きくなっている。さらに，図-6.9は水平変位の最大値の差の大きいS-14におけるケース2とケース4の水平変位応答の比較であり，ケース4の変位振幅が正負ともに大きいことから，基盤傾斜の影響によりポンプ井が水平方向左右に変位し易くなったと考えるのが妥当であろう。

表-6.5に示すとおり，上記比較と同様に相対変位量についても基盤傾斜の影響が表れており，ケース1，2に比べケース3，4の相対変位の値は2～5倍程度大きくなっている。図-6.5より，ケース1とケース2では建物とポンプ井の水平変位応答が一致しているのに対し，ケース3とケース4では建物とポンプ井との間にわずかな変位振幅の差が見られ，建物（S-6）よりも傾斜基盤上に位置するポンプ井（S-10）の方が変位しているのが分かる。

しかしながら，基盤傾斜の影響は認められるものの，何れのケースにおいても，圧縮側・引張側ともに解析結果の相対変位量が極めて小さく（0.1～0.5mm），設計照査用最大伸縮量 $\pm 120\text{mm}$ を大きく下回っており（図-6.6），解析による応答値が照査用限界値を超えていない。この結果から，RC池状構造物間の水道管路に高い伸縮性を持つ高価な伸縮可とう管¹⁾を用いずに，耐震管として一般的に使用される鎖構造継手（NS形，S形，SII形等）を用いても，水平方向の地震時相対変位に対しては十分に変位吸収可能な範囲と判断される。このように解析結果に応じてRC池状構造物間の水道管路の継手方式を適切に選択すれば，過不足のない合理的な地震対策が実施できると考えられる³⁾。

6.4 第6章のまとめ

本章では，2次元動的有限要素解析を用いたケーススタディにより，RC池状構造物間の地震時相対変位に対する水道管路の伸縮性について考察，評価した。本章で検討を行った範囲において得られた結論は次のとおりである。

- ここで示した問題では，継手構造の不連続な挙動を考慮し梁要素（管体），非線形ばね要素（継手）でモデル化した水道管路をRC池状構造物間に設定しても，RC池状構造物間の離隔が少なく，圧縮側・引張側ともに構造物間の相対変位量が小さいために，水道管路のないケースとの間に応答の差は見られず，RC池状構造物の応答に与える影響は少ない。このことから，有限要素

第6章 RC 池状構造物間の地震時相対変位に対する水道管路の伸縮性能

モデルに水道管路をモデル化しなくても、構造物間の相対変位量により、水道管路の伸縮性を照査できると考えられる。

- 基盤傾斜の影響により、地層境界付近、傾斜部のせん断ひずみが大きくなり、RC 池状構造物が基盤傾斜方向に変位し易くなるため、基盤傾斜のないケースに比べて基盤傾斜のあるケースの方が相対変位量の値は2～5 倍程度大きくなる。
- しかしながら、何れのケースにおいても圧縮側・引張側ともに RC 池状構造物間の相対変位量が小さく、設計照査用最大伸縮量を大きく下回っており、解析による応答値が照査用限界値を超えていない。
- 山間部のような表層硬質地盤においては、RC 池状構造物間の水道管路に高い伸縮性を持つ高価な伸縮可とう管を用いずに、耐震管として一般的に使用される鎖構造継手を用いても、水平方向の地震時相対変位に対して十分に変位吸収性能を有していると判断される。解析結果に応じて RC 池状構造物間の水道管路の継手方式を適切に選択すれば、過不足のない合理的な地震対策が実施できると考えられる。

第 6 章の参考文献

- 1) 社団法人日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説Ⅰ総論，pp.115，2009.
- 2) 社団法人日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説Ⅱ各論，pp.33-38，pp.5-6，2009.
- 3) 畑中哲夫，太田正博，山本吉彦，喜多川真好：剛継手により一体化された管路の地震時挙動解析，クリモト技報No.49，pp.2-8，2003.
- 4) 猪子敬之介，林川俊郎：RC 池状構造物間の地震時相対変位に対する水道管路の伸縮性に関する地震応答解析，平成 25 年度土木学会北海道支部論文報告集第 70 号，A-61，2014.

第 7 章 結論

本論文は、水道施設の動的相互作用を考慮した一体的な耐震計算法の有用情報の提供を目的として、地震被害の多い地形・地質的な要因のうち地表面や基盤面が傾斜した不整形地盤および軟弱地盤、RC 池状構造物と埋設管路の接続部に着目し、非線形解析法による 2 次元動的有限要素法を用いて RC 池状構造物の建設過程に応じたケーススタディを行い、強震動下の不整形地盤における RC 池状構造物間の地震時非線形挙動に関する研究をとりまとめたものである。

本論文で検討を行った範囲において得られた結論は以下のとおりである。

- 1) 非線形特性を考慮した表層硬質地盤における硬質傾斜基盤上の RC 池状構造物と周辺地盤との間の地震時挙動に関する基礎的検討（第 3 章）
 - RC 池状構造物直下の基盤傾斜の影響により、水平基盤に比べて表層硬質地盤の剛性低下と履歴減衰、構造物の剛性低下が生じるために、傾斜基盤直上に位置する構造物と周辺地盤との間の剛性差による動的相互作用の影響が強く表れ、地表面の応答値（加速度、変位）の変化や減少傾向を示す。
 - それでもなお、水平基盤モデルに比べ傾斜基盤モデルにおける RC 池状構造物の加速度応答、基盤傾斜方向への水平変位の増加傾向が見られるとともに、地上部を有する建物地下部よりも基盤傾斜の有無によるポンプ井の応答値の変化が顕著であり、基盤傾斜の影響が大きいことを示している。
 - 表層の沖積砂礫層は $V_s=355\text{m/s}$ であり、工学的基盤面として扱われる地盤であるが、そのような表層硬質地盤においても、その不整形性が著しければ、RC 池状構造物の応答、鉛直方向の相対変位量が増加し、それに伴い構造物の断面力が増大する傾向にあり、RC 池状構造物の耐震性に影響を及ぼす。側壁のひび割れの程度によっては水槽から水が漏水し冠水等の二次災害につながる恐れもある。
 - 本検討では、建物の動的応答特性がポンプ井、周辺地盤に影響を及ぼす傾向が見られた。ただし、建物の動的応答特性がポンプ井の応答、断面力に与える影響は小さく、その影響よりも基盤傾斜の影響の方が大きい結果となった。
- 2) 軟弱土の非線形特性を示す表層軟質地盤における RC 池状構造物と周辺地盤との間の地震時挙動（第 4 章）
 - 一般に基盤面が傾斜し、軟弱土の非線形化が生じる場合、地盤の不整形性と、土のせん断剛性の低下、履歴減衰の影響により、表層地盤の水平変位やせん断ひずみの応答値は増幅する。しかしながら、そのような不整形地盤上にあっても、RC 池状構造物と周辺地盤との間に顕著な剛性差がある場合には、高剛性の RC 池状構造物の動的応答特性が周辺地盤に支配的な影響を及ぼし、表層地盤が硬質の場合に比べ、周辺地盤の水平変位の減少、構造物周辺の加速度の増加が顕著になる。
 - 上記のような動的現象は、耐震設計において震度法、応答変位法等の静的解析法を用いる場合に、

第7章 結論

地盤と構造物の動的相互作用による局所的な非線形性を考慮できないため、著しく合理性に欠けた耐震構造となったり（水平変位の過大評価）、RC 池状構造物の耐震性を過大に評価したり（加速度の過小評価）することを示唆している。

- 本検討では、硬質傾斜基盤上のポンプ井のみに着目した場合、構造物と地盤との剛性差の影響により、表層軟質地盤よりも、表層硬質地盤の方が断面力が大きくなる傾向にあり、その構造の耐震性が相対的に低下する。
 - 構造物の形状、地下埋設条件、基礎地盤条件などが異なる RC 池状構造物を設定した場合においても、両者の地震時挙動が複雑ではなく、その動的応答特性がその間に挟まれる地盤に影響を及ぼし合っているため、2つの RC 池状構造物間の水平方向の変位挙動特性に及ぼす影響は少ない。
 - 本章で扱った不整形地盤のケーススタディにおいては、2つの RC 池状構造物間の相対変位に比べて、同一の位置、長さにおける RC 池状構造物と地盤との間の相対変位の方が大きくなる傾向を示した。過去の地震による RC 池状構造物と水道管路との接続部の被害は、構造物と地盤との剛性差によって生じる相対変位が少なからず影響していると推察される。
- 3) 地表面傾斜が RC 池状構造物と周辺地盤に及ぼす影響、地表面傾斜と既設構造物との間に新設構造物が築造される場合の既設構造物に及ぼす影響の評価（第5章）
- ここで示した問題では、地震時において複数の地表面傾斜が低地側に位置する既設構造物に対して与える影響よりも、高剛性、短周期の RC 池状構造物が、軟弱土の非線形化の生じる周辺地盤に及ぼす影響の方が大きいために、構造物周辺で加速度の増加、水平変位の減少が著しくなり、既設構造物と周辺地盤との間の応答が定常状態に至ったと推察される。
 - 新設構造物築造の影響は、既設構造物右側壁下端の断面力のわずかな増加に留まっており、本検討では、既設構造物の地震対策を講じる上で、新設構造物の築造が地表面傾斜を有する地盤上の既設構造物に対して与える影響は少ないと判断される。
 - 地盤と構造物の間よりも、構造物と構造物の間の方が水平方向の相対変位量が小さく、同じ長さ、深度の構造物に接続する水道管路の伸縮性に対する性能照査においては、新設構造物の築造は既設構造物にとって良い効果をもたらしている。
- 4) 継手構造の不連続な挙動を考慮し梁要素、非線形ばね要素でモデル化した管路を RC 池状構造物間に設定した場合の水道管路のモデル化、基盤傾斜の影響（第6章）
- ここで示した問題では、継手構造の不連続な挙動を考慮し梁要素（管体）、非線形ばね要素（継手）でモデル化した水道管路を RC 池状構造物間に設定しても、RC 池状構造物間の離隔が少なく、圧縮側・引張側ともに構造物間の相対変位量が小さいために、水道管路のないケースとの間に応答の差は見られず、RC 池状構造物の応答に与える影響は少ない。このことから、有限要素モデルに水道管路をモデル化しなくても、構造物間の相対変位量により、水道管路の伸縮性を照査できると考えられる。
 - 基盤傾斜の影響により、地層境界付近、傾斜部のせん断ひずみが大きくなり、RC 池状構造物が基盤傾斜方向に変位し易くなるため、基盤傾斜のないケースに比べて基盤傾斜のあるケースの方が相対変位量の値は2～5倍程度大きくなる。
 - しかしながら、何れのケースにおいても圧縮側・引張側ともに RC 池状構造物間の相対変位量が

第7章 結論

小さく、設計照査用最大伸縮量を大きく下回っており、解析による応答値が照査用限界値を超えていない。

- 山間部のような表層硬質地盤においては、RC 池状構造物間の水道管路に高い伸縮性を持つ高価な伸縮可とう管を用いずに、耐震管として一般的に使用される鎖構造継手を用いても、水平方向の地震時相対変位に対して十分に変位吸収性能を有していると判断される。解析結果に応じて RC 池状構造物間の水道管路の継手方式を適切に選択すれば、過不足のない合理的な地震対策が実施できると考えられる。

本研究の成果から、「不整形地盤における RC 池状構造物間の地震時非線形挙動」に関する一定の結論を得ることができた。しかしながら、この結果は、対象地盤の特性と構造物の位置関係によるところが大きいと判断される。また、強地震動下における水道施設の地震時挙動は空間 3 次元、時間 1 次元の問題であり、水道施設の耐震設計実務における技術的課題は多く、未だ工学的・技術的に未熟な研究領域であると言える。

今後の課題として、入力地震動、構造物と地盤の幾何学的条件や材料特性、モデル化などを変えた解析を多数行い、「不整形地盤における RC 池状構造物間の地震時非線形挙動」に関する検討をさらに進める。また、動的解析法と従来の震度法又は応答変位法等の静的解析法を相互比較し、複雑な条件に対する水道施設の耐震設計の高度化に関して検討していく予定である。今後、空間 3 次元、時間 1 次元の問題に対する研究も必要であり、それらの研究の実施を期待したい。

なお、本研究において、高剛性の RC 池状構造物と地盤との剛性差が大きいほど、周辺地盤の見掛けのせん断剛性が大きくなることを示した。この動的現象を液状化問題に持ち込むと、高剛性の RC 池状構造物周辺の液状化地盤では人為的に見掛けのせん断剛性が大きくなるため、強震動の地震作用により、自然地盤に比べ破局的な挙動を示したり、早くに液状化に達したりすることなども想定される。今後は過去の水道施設の地震被害事例を念頭に置き、このような問題も視野に入れ、水道施設の動的相互作用を考慮した一体的な耐震計算法の手法・手順の確立、実用化を図り、水道施設の地震時・地震後の機能維持、如いては地震被害による国民生活や社会・経済活動のリスクを軽減できるよう研究を続けていく所存である。

謝辞

1996 年に北海道立帯広工業高等学校を卒業し、故郷の新得町を後にして土木職として札幌市に籍を置いた。その後、幾つかの職場を経て、土木技術に対する意欲を持ち始めたのは遅く、2002 年日韓共催ワールドカップのときである。動機は決して褒められたものではないものの、それから通勤時間、昼休みは勿論のこと、寝る間も惜しんで土木技術の勉強に明け暮れた。その間、技術士第一次試験 3 回、第二次試験 2 回の不合格を経験する。この経験が土木技術者としての基礎を築いたように思っている。幸いにも技術士を 2 つ取得することができたが、その頃から、資格試験による技術力向上に限界を感じ、技術力をより一層高めるため、大学入学を志すようになった。

時を同じくして、2007 年に札幌駅前通地下歩行空間の免震ジョイントの開発を通じ、恩師 北海道大学大学院工学研究科 林川俊郎教授と出会う。林川教授は博士後期課程に入学する以前より懇切丁寧に研究指導をして頂いていた。2011 年、林川教授から博士後期課程入学のお誘いを受ける。学歴のこともあり一度断りを入れたが、そのことも含めて入学を薦めてくれた。このときの驚きと喜びは今でも覚えている。それから終始本研究のご指導・ご支援を頂き、本論文をまとめ上げることが叶った。足掛け 8 年の長きに渡りご指導、貴重なご意見を賜り、何より、筆者の学歴を気にせず、学位取得への道を切り拓いて下さった林川教授には言葉では言い表せない感謝の気持ちがある。本論文を借りて心より感謝申し上げます。また、本論文をまとめるのにあたり、地盤環境解析学研究室の石川達也教授、構造システム研究室の蟹江俊仁教授、同じ構造デザイン研究室の松本高志准教授、何興文助教授より貴重なご意見を賜った。厚く感謝を申し上げる次第である。

2005 年から当時株式会社日水コン 竹内幹雄氏より、地下構造物の数値解析、地震対策技術等に関するご指南を賜り、技術者としての心得を学ぶ。2006 年「地下構造物の合理的な地震対策研究小委員会」（土木学会地震工学委員会）へのお誘いを皮切りに、2007 年「石狩湾新港人工液状化実験」、2009 年「免震ジョイント振動台実験」など、数々の貴重な機会、研究者や実務者との出会いを与えて下さった。竹内氏が居られなければ、この学位取得の舞台には上がれなかったと考えている。また、「地下構造物の合理的な地震対策研究小委員会」での議論、「地下構造物の耐震性能照査と地震対策ガイドライン（案）」の執筆、「石狩湾新港人工液状化実験」の共同研究の場を通じて、弘前大学大学院理工学研究科 有賀義明教授との貴重な出会いがあった。現在も有賀教授には数値解析技術、その結果を読み取る工学的判断に関する応用技術をご指導頂いている。ここに記して感謝の意を表す。

政令指定都市とは言え一地方自治体では異例の「地下構造物の合理的な地震対策研究小委員会」への参加、「石狩湾新港人工液状化実験」、「免震ジョイント振動台実験」の実施を許して頂いた山重啓司部長、清水英征部長、多くの上司、同僚達、また、筆者の博士後期課程への入学、本論文に関する研究を快諾して下さった水道局給水部の酒井伸郎部長、添田伸一部長、村上文章課長、在学中の 2 年 6 ヶ月に渡り通学、論文執筆に理解を示して頂いた廣澤雅己課長、係の同僚に深く感謝する。これ

謝辞

らの方々の協力と理解があり、本研究をまとめ上げることが成し遂げられたと考えている。

最後に、大学入学を全面的に後押ししてくれた妻直子、誕生日ケーキのローソクの火を消す前に「父ちゃんが博士になれますように。」と言ってくれた息子虎の支えがあったからこそ、決して順風満帆ではなかった2年6ヶ月の在学期間中も心折れずに本論文をまとめることができたように思える。技術士試験から始まり本論文をまとめるまでの長い間、家族としてともに歩み、常にそばに居て励ましてくれた妻直子、息子虎に感謝の気持ち「ありがとう」をここに記す。

Civil Engineer を志した 2002 年から歳月は流れ、奇しくも今年 2014 年はブラジルでワールドカップが開催されている。ここを新たなスタートラインとし、多くの方々に賜った恩恵を、一人の技術者・研究者として社会に還元できるように自己研鑽に励み、更なる成長を遂げていく所存である。