

抗土圧構造物と地盤の地震時相互作用の評価に関する研究

研究予算：運営費交付金

研究期間：平 27～平 30

担当チーム：地質・地盤研究グループ土質・振動チーム

研究担当者：佐々木哲也，谷本俊輔

【要旨】

本研究では、抗土圧構造物と地盤の地震時相互作用に対する影響要因を明らかにすること、それを踏まえた地震時土圧等の評価方法を提案することを目的として、水門端堰柱を対象として動的遠心力模型実験および数値解析を行った。その結果、背面土が抗土圧構造物の動的応答特性に与える影響や地震時の土圧発現メカニズムを明らかにするとともに、動的 FEM の適用性を示し、当面の合理的な耐震性評価手法として提案した。

キーワード：抗土圧構造物，相互作用，地震時土圧，動的遠心力模型実験，動的解析

1. はじめに

河川，道路等に関する構造物には，土圧を受ける構造物（抗土圧構造物）が多数存在する。既設構造物の耐震性向上や社会資本ストックの維持管理費の低減などの社会的要請に応えるためには，抗土圧構造物の耐震性評価手法の合理化が重要な課題の一つである。

抗土圧構造物の耐震性評価にあたり，背面土の影響は地震時土圧として考慮される場合が多い。その一方で，水門の端堰柱や橋梁の橋台のように比較的複雑な抗土圧構造物の耐震性評価にあたっては，壁と背面土の地震時相互作用を含めた系全体の振動特性を評価する必要があるものの，その方法は確立されていない。また，実務に用いられている地震時土圧を適用すると，計算上，基礎の安定性や部材断面力の照査において耐震性不足と判定されるケースが多数存在する一方で，液状化等により支持地盤や背後地盤が不安定化するケースを除けば，水門端堰柱や橋台等の抗土圧構造物に関する著しい地震被害事例は報告されていない。このように，地震時土圧には未解明な点が多く，具体的な安全余裕の度合いやその理由が明らかにされていない。

そこで，本研究は，抗土圧構造物と地盤の地震時相互作用に対する影響要因を明らかにするとともに，それを踏まえた地震時土圧等の評価方法を提案することを目的として実施するものである。本研究では，特に複雑な地震時挙動を示すと考えられる水門を対象として模型実験および数値解析を行い，その挙動を明らかにするとともに，耐震性評価手法について検討を行った。

2. 水門端堰柱の応答特性に関する動的遠心力模型実験

2.1. はじめに

河川管理施設の水門は，河川又は水路を横断して設けられる制水施設であって，堤防の機能を有するものである。水門にはゲート全閉時に周辺堤防と一体となって堤防機能を発揮することが求められることから，水門の端部に位置する堰柱（端堰柱）はその背面土（堤防）からの土圧に抗する構造物であり，かつ，堰柱が地上に突出したゲート操作台と門柱を支持する場合が多い。したがって，水門の端堰柱の耐震性を評価する上では，地盤との相互作用の影響を受ける抗土圧構造物と，その上方で自由振動する構造体から構成される系の応答特性をいかに評価するかがポイントとなる。特に，実務上は静的照査法により，前面側への躯体慣性力と地震時土圧を同時に作用させることで部材断面力の評価が行われる¹⁾ことから，堰柱基部や床版端部に大きな断面力が発生するケースが多いが，これらの荷重がどのような大きさ，組合せで作用するかを明らかにすることは，水門の耐震性を合理的に評価する上で重要である。一方，動的照査法や固有振動解析を行う際は，背面土を無視したモデル化が行われる場合が多いため，系全体の応答特性に及ぼす背面土の影響を考慮することで，合理化を図ることができるとも考えられる。

そこで，本研究では，水門端堰柱の地震時挙動を明らかにするための動的遠心力模型実験を行った。

2.2. 実験方法

実験で想定したのは，単径間の引き上げ式ゲートを有する U 形水門の実構造物であり，各部の質量及び剛性の相似性を考慮してこれを縮尺した 1/60 モデルの模型に

対し、60Gの遠心力場で加振実験を行った。以降に示す数値は、全て実物スケールに換算した値である。

模型概要を図-1に示す。模型の形状寸法は同図の中心線(CL)に対して対称であるため、同図には模型の左半分のみを図示している。背面土に抗する壁部材が堰柱、その上方でゲート操作台や巻き上げ機等を支持する柱部材が門柱である。ここでは、多数のケースについて行った実験のうち、堰柱の背後に背面土を設けたCase 12bと、背面土のないCase 12nの2ケースの結果について報告する。

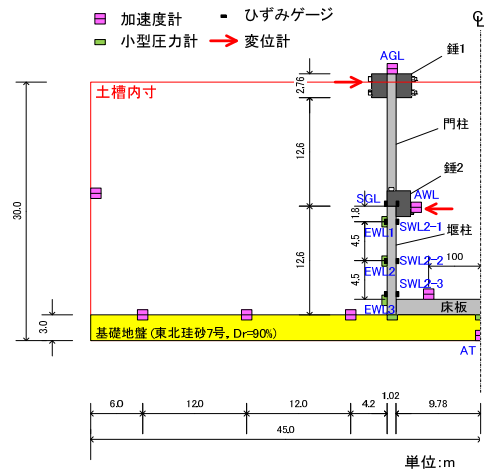
水門模型の主要諸元を表-1に示す。門柱、堰柱および床版はいずれもアルミニウム製とし、曲げ剛性が実物の降伏曲げ剛性と概ね一致するように部材厚を設定した。門柱天端には、上屋、巻き上げ機、ゲート操作台、ゲート(上側1/2)および門柱(上側1/2)の自重不足分に相当する質量を有する錘1を設置した。また、堰柱天端には、ゲート(下側1/2)、管理橋、門柱(下側1/2)の自重不足分、堰柱(上側1/2)の自重不足分に相当する質量を有する錘2を設置した。堰柱基部と剛結合した床版は、層厚3m、相対密度 $D_r=90\%$ の東北珪砂7号による支持層に直接支持させた。堰柱背面土(堤体)は、層厚12.6m、締固め度 $D_c=90\%$ の江戸崎砂により模した。構造物および地盤の各部に加速度計、小型圧力計(土圧計)、ひずみゲージ、変位計を設置した。なお、ひずみゲージは門柱および堰柱曲げひずみを計測するものであり、背面引張側を正としている。

入力地震動には、道路橋示方書に示されている動的解析用標準波形のうちI-I-3(新晚翠橋周辺地盤上、NS成分)を選定し、土槽底面から下方への逸散減衰の影響と実験装置の加振能力を勘案して振幅を90%として入力した。その時刻歴を図-2に示す。

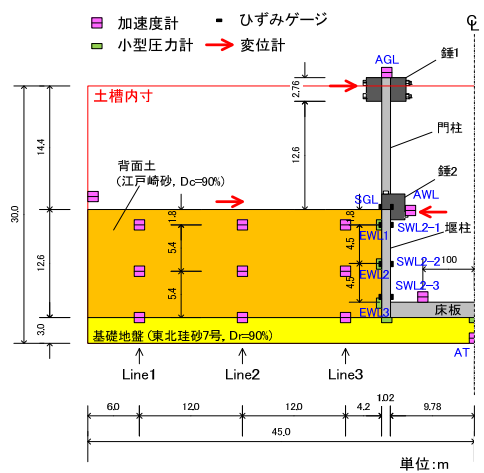
2.3. 実験結果

左右の門柱・堰柱で得られた計測値はよく似た傾向を示していたことから、ここでは左側の門柱・堰柱の応答値のみについて示す。

両ケースにおける門柱天端および堰柱天端の応答加速度の時刻歴を図-3に示す。門柱天端の最大加速度は、背面土のないCase 12nで1132gal、背面土のあるCase 12bで973galであり、前者が大きな値を示した。また、背面土のないCase 12nについては、主要動が概ね収束した130s以降においても自由振動が継続し、減衰しにくい傾向が見られた。さらに、図-4に示す門柱天端と入力動(土槽底面)のフーリエスペクトル比を見ると、両ケースで1次固有振動数(0.6Hz付近)の違いがわずかであること、背面土のあるCase 12bでは背面土のないCase 12nに対し



(a) Case 12n



(b) Case 12b

図-1 模型概要図(左半分のみを図示)

表-1 水門模型の主要諸元

	門柱	堰柱
部材厚 (m)	1.02	1.02
部材奥行き幅 (m)	3.00	14.40
基部～天端の高さ (m)	15.36	10.80
曲げ剛性 ($kN \cdot m^2$)	18.6×10^6	89.1×10^6
1柱あたり自重 (t)	120	404
錘1の質量 (t)	455	
錘2の質量 (t)	569	

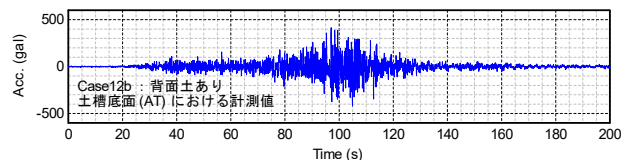


図-2 入力地震動

て2次固有振動数の違いが大きく、かつ、ピークが不明瞭となっていることが確認される。次章に示す解析結果

からも分かるように、1次モードは門柱・堰柱の同位相モード、2次モード(次章では3次モード)門柱と堰柱の逆位相モードである。堰柱に大きな変位が生じるのは2次モードであることから、Case12bにおける2次固有振動数には背面土の剛性および減衰特性が影響を及ぼしたものと考えられる。

次に、門柱・堰柱の曲げひずみを図-5に示す。前述したとおり、曲げひずみは背面引張側を正としている。門柱基部(SGL)、堰柱基部(SWL2-3)の最大曲げひずみは、背面土のないCase12nでそれぞれ1022 $\mu\epsilon$ 、407 $\mu\epsilon$ であったのに対し、背面土のあるCase12bでそれぞれ981 $\mu\epsilon$ 、383 $\mu\epsilon$ とやや小さくなる結果が得られた。この差異に対しても、背面土の剛性・減衰の影響が現れたものと考えられる。なお、上記の曲げひずみ計測値に2.3を乗じた値が実構造物における門柱・堰柱の最外縁軸方向鉄筋位置での曲げひずみに概ね相当するため、鉄筋の降伏ひずみが2000 $\mu\epsilon$ 程度であることを考慮すると、いずれのケースも門柱のみが初降伏点を超えた状態に概ね相当すると解釈される。

最後に、Case12bにおいて堰柱が最大応答を示した95~115s付近の曲げひずみと土圧を図-6に示す。堰柱上部(EWL1)および中間部(EWL2)では、土圧が零付近で下限を示す瞬間があることから、剥離・接触を繰り返していると考えられる。堰柱の曲げひずみの変動との関係を見ると、堰柱が前面側に向かって変形するときは堰柱・背面土間が剥離し、堰柱が背面側に向かって変形するときは背面土が抵抗として寄与しているものと考えられる。このことが、背面土のあるCase12bの方において、背面土のないCase12nより小さな曲げひずみが示したことの要因として考えられる。

2.4. まとめ

本研究では、複雑な応答特性を示す抗土圧構造物の例として、水門端堰柱を対象とした動的遠心力模型実験を行い、その地震時挙動について検討を行った。背面土の有無を変えた実験ケースの比較から、背面土

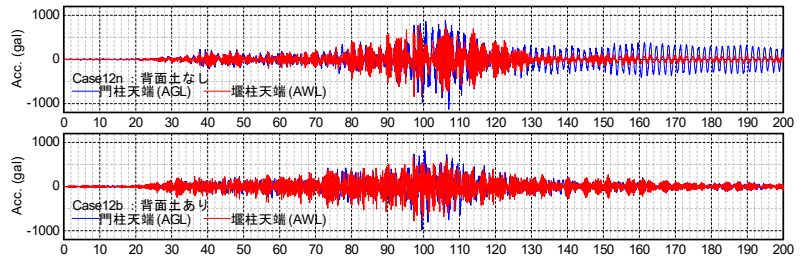


図-3 門柱天端(錘1)および堰柱天端(錘2)の応答加速度

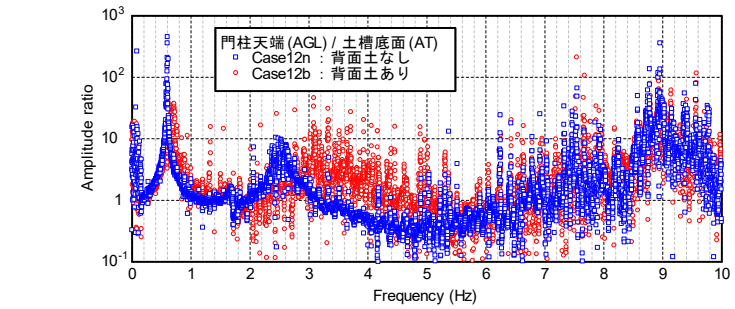


図-4 門柱天端と床版底面位置の地盤のフーリエスペクトル比

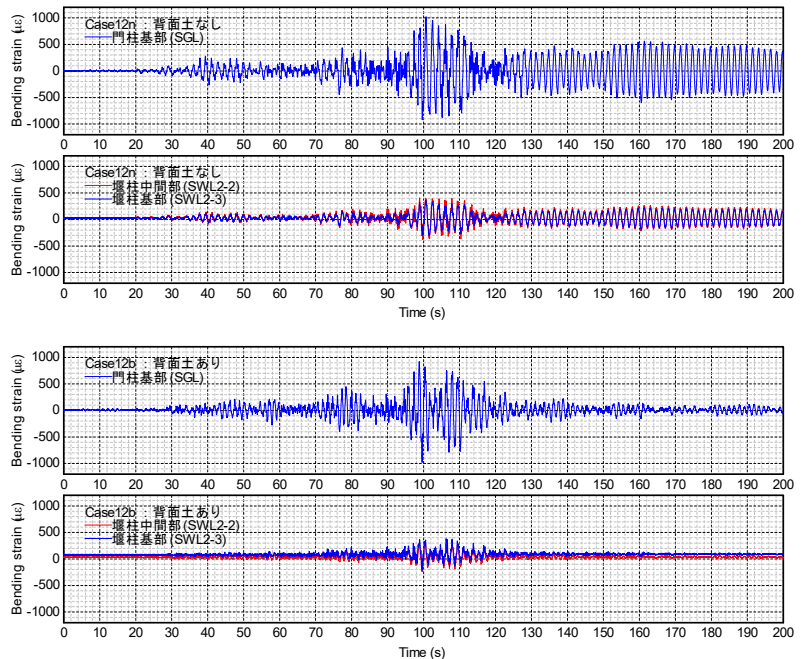


図-5 門柱基部、堰柱中間部および堰柱基部の曲げひずみ

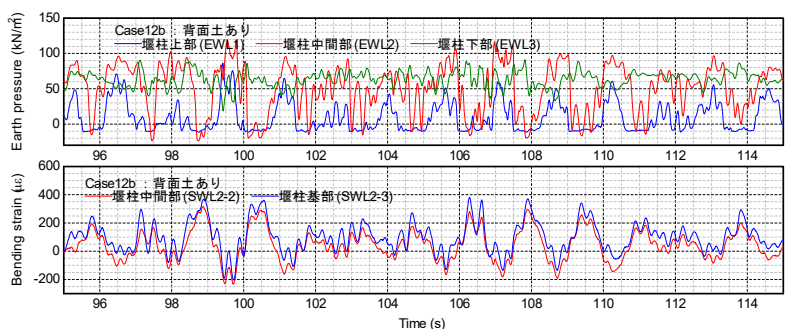


図-6 堰柱の曲げひずみと土圧

が堰柱の応答に対して地盤反力として寄与すること、堰柱の減衰を向上させる効果を有すること等を明らかにした。

本章では、本実験の再現解析とその結果に対する分析を行い、水門端堰柱の応答に及ぼす土圧の影響やその発現メカニズム等について検討する。

3. 抗土圧構造物の動的遠心力模型実験の再現解析

3.1. 解析手法

前章に示した水門端堰柱の動的遠心力模型実験を対象とし、動的FEMによる再現解析を行った。

モデル概要を図-7に示す。背面土および基礎地盤については平面要素(4節点)によりモデル化した。門柱、堰柱および床版については、平面要素とはり要素の組合せ(詳細は後述)によりモデル化した。また、構造部材と地盤の境界面にはジョイント要素を配置した。モデルの底面境界は固定境界とした。側面境界は、実験の再現解析の際には鉛直ローラーとした。なお、土槽側壁の影響を避けるため側面を等変位境界(周期境界)とした計算も行ったが、応答値に差異が現れたのはモデルの側方端部～地盤 Line1(図-1 参照) 程度の範囲に限られ、地盤 Line2～構造物の応答にほとんど差が生じなかったことを付記しておく。

ここでは実験と同様に、構造物を線形弾性とし、地盤については材料非線形性を考慮した。運動方程式の求解にあたり、時間積分にはNewmark- β 法を適用し、 $\beta=0.25$ 、 $\gamma=0.50$ とした。

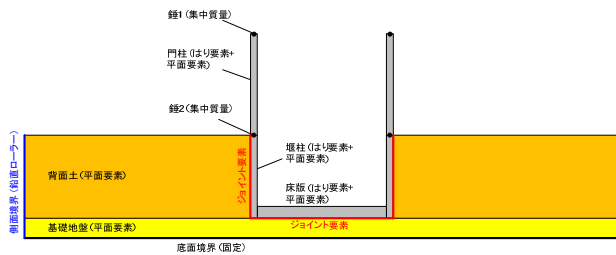


図-7 モデル概要図

3.2.2. 構造物のモデル化

門柱、堰柱および床版の剛性は、実験模型における断面寸法と材質に基づいて設定した。部材形状を再現しつつ部材断面力の出力を容易に行うため、各構造部材を平面要素とはり要素の重ね合わせ²⁾によりモデル化した。すなわち、平面要素に10%、はり要素に90%の割合で剛性を配分することとし、各部材の曲げモーメントははり要素に生じた曲げモーメントに100/90を乗じることで算出した。

各部材の質量(自重)は平面要素のみに与えた。錘1、錘2の質量は、それぞれ門柱天端、堰柱天端の節点に集中質量として与えた。

3.2.3. 土の構成モデルと材料定数

抗土圧構造物の背面土における水平応力・水平ひずみ関係は、繰返し载荷に対して三角形の履歴ループを描くことが知られている³⁾。これを表現するためには、水平方向の繰返し圧縮・伸張変形に伴う拘束圧の増減と、それに応じた土のせん断剛性およびせん断強度の変化を考慮することが必要となる。また、構造物遠方の地盤では、基礎面(土槽底面)からの地震動の入射に対して繰返し単純せん断変形が生じるため、せん断剛性および減衰特性のひずみ依存性($G-\gamma$, $h-\gamma$ 関係)を表現する必要がある。そこで、本解析では拘束圧依存性を考慮した双曲線モデルを多重せん断ばねモデル⁴⁾に適用することで、多方向の繰返しせん断挙動を表現することとした。以下、その定式化と材料定数の設定について述べる。なお、ここに示す応力は全て有効応力である。

剛性、強度の拘束圧依存性を表現するため、応力ベクトル $\{\sigma\}$ を次式で与えた。

$$\{\sigma\} = \sigma_m \left(\{n_0\} + 2 \sum_{i=1}^{n_s} \{n_i\} Q_i / n_s \right) \quad (1)$$

$$\sigma_m = \frac{1}{2} \{n_0\}^T \{\sigma\} \quad (2)$$

σ_m は平均有効応力、 n_s は1/4 応力円あたりの仮想せん断ばねの数であり、 $n_s=6$ とした。また、添え字 $i(1 \sim n_s)$ は仮想せん断ばねの番号であり、 Q_i は仮想せん断応力比、 $\{n_i\}$ は各仮想せん断ばねの方向を表すベクトルである。

その上で、圧縮特性(平均有効応力 σ_m ～体積ひずみ ε_v 関係)を次式で与えた。

$$\varepsilon_v = \frac{\lambda}{1+e_0} \ln \frac{\sigma_m}{\sigma_{m0}} \quad (3)$$

e_0 は初期間隙比(材料定数)、 λ は圧縮指数(材料定数)である。また、仮想せん断ばねの内部摩擦特性(仮想せん断応力比 Q_i ～仮想せん断ひずみ γ_i 関係)は、次の双曲線関数により与えた。

$$\frac{Q_i - Q_{ui}}{a_{si} Q_r} = \frac{\gamma_i - \gamma_u}{1 + \frac{a_{si} \gamma_r}{\gamma_i - \gamma_u}} \quad (4)$$

$$\gamma_r = \frac{Q_r}{\mu_0}, \quad \mu_0 = \frac{G}{\sigma_m} \quad (5)$$

Q_r は破壊応力比(材料定数)、 γ_r は基準せん断ひずみ、 μ_0 は初期せん断係数比(材料定数)、 Q_{ui} 、 γ_{ui} は除荷点におけるそれぞれ仮想せん断応力比、仮想せん断ひずみ、 a_{si} 、

a_{yi} はいずれも履歴ループ形状の調整パラメータである。ただし、状態点が骨格曲線上に位置する場合は $Q_{ui}=0$, $\gamma_{ui}=0$, $a_{ui}=a_{yi}=1$ とした。 a_{ui} , a_{yi} については、履歴曲線が過去の最大応答点を通過し、かつ、履歴減衰定数 h が次式を満たすように与えた。

$$h = h_{\max} \frac{x_i}{1+x_i}, \quad x_i = |\gamma_{ui} - \gamma_{ui}| / 2\gamma_r \quad (6)$$

h_{\max} は最大減衰定数 (材料定数) である。

設定した材料定数を表-2 に示す。繰返しせん断特性に関するパラメータ μ_0 , Q_f , h_{\max} は、各材料の動的変形特性試験結果へのフィッティングから求めた。初期間隙比 e_0 は模型地盤の密度から設定し、圧縮指数 λ はポアソン比 $\nu=1/3$ となるように設定した。

表-2 土の材料定数

	μ_0	Q_f	h_{\max}	λ	e_0
背面土	680	0.69	0.31	0.0010	0.8167
基礎地盤	734	0.80	0.37	0.00087	0.7012

3.2.3. ジョイント要素

構造物と地盤の境界に配したジョイント要素では、摩擦強度 τ_f を次式により与えることで、すべりを表現した。

$$\tau_f = c + \sigma_n \tan \delta \quad (7)$$

c は粘着力, σ_n は法線方向応力, δ は壁面摩擦角であり, $c=0$, $\delta=\phi/3$ (ϕ : 土のせん断抵抗角) とした。また、剥離を表現するため、引張強度を零とした。

3.2.4. 固有振動特性と Rayleigh 減衰

解析対象とする実験では、構造物と地盤が各々異なった固有振動特性を有するものと考えられる。そこで、系全体を構造物系 (門柱、堰柱および床版) と地盤系 (背面土および基礎地盤) の 2 つに分けて各々の固有値解析を行い、その結果に基づいて次式による要素別 Rayleigh 減衰を設定した。

$$[C_e] = \alpha_M [M_e] + \alpha_K [K_e] \quad (8)$$

$[M_e]$, $[C_e]$, $[K_e]$ はそれぞれ各要素の質量、減衰、剛性マトリックスであり、 α_M , α_K はそれぞれ質量比例項、剛性比例項の係数である。すなわち、構造物系については地盤の質量を零としたモデルにより、地盤系については構造物の質量を零としたモデルにより固有値解析を行い、各々の解析結果に基づいて Rayleigh 減衰を設定した。なお、各々の系のモード減衰定数 h_i はひずみエネルギー比例型衰として算出し、その際の要素減衰定数は、各構造部材を 2%、地盤を 3%、ジョイント要素を 0% とした。

構造物系の固有振動特性を表-3、固有振動モードを図-8 に示す。モデル全体が左右対称形であり、門柱・堰柱も対称に配置されているため、偶数次の固有振動モードは奇数次の逆対称モードとなっている。このため、奇数次と偶数次の固有振動数が同程度であり、かつ、偶数次のモードの有効質量比が非常に小さな値となっている。ここでは、1 次および 7 次のモード減衰から α_M , α_K を設定することにより、結果的に水平方向の有効質量比が大きい 1, 3, 7 次のモード減衰を再現することとした。

地盤系については、1 次固有振動数 $f_1=3.607\text{Hz}$ に対するモード減衰定数 $h_1=3\%$ となるように、剛性比例型の Rayleigh 減衰を与えることとした。

3.2. 遠心実験の再現状況

動的 FEM による各部の時刻歴応答 (図-9) から、遠心実験の再現状況を確認する。なお、構造物及び背面土の応答は模型の左右で特徴的な差異が認められなかったため、ここでは構造物及び背面土のうち左半分の応答につ

表-3 構造物系の固有振動特性

次数	固有振動数 (Hz)	固有周期 (s)	減衰定数 (%)	有効質量比	
				水平	鉛直
1	0.720	1.390	2.135	0.298773	1.51E-08
2	0.720	1.389	2.136	0.004341	9.98E-07
3	3.800	0.263	2.446	0.326123	5.26E-08
4	3.826	0.261	2.429	2.14E-05	0.000593
5	10.535	0.095	2.675	0.001443	0.00686
6	10.567	0.095	2.637	1.24E-05	0.779426
7	13.118	0.076	2.730	0.334324	2.01E-09
8	15.626	0.064	2.067	4.06E-11	0.016749
9	16.352	0.061	2.147	0.032571	4.23E-10
10	19.472	0.051	2.796	1.38E-09	0.186929

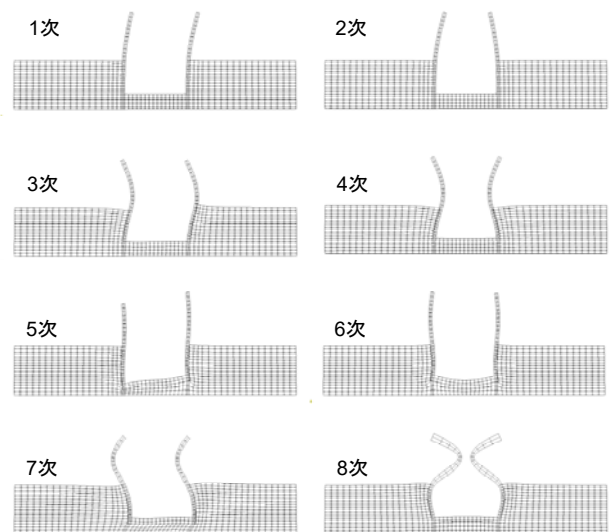


図-8 構造物系の固有振動モード

いて示している。

応答加速度については、背面土天端と門柱天端において短周期応答が小さめに算出されている傾向が見受けられるものの、この点を除けば、構造物、地盤ともに、大きさや波形形状が再現されている。

堰柱に作用する土圧についても、特に堰柱上部と中部においては増減がよく再現されており、特に上部においては一部時刻で背面土との間に剥離が生じる（土圧が零となる）状況が再現されている。堰柱基部の土圧は全時刻にわたり過大に評価されており、初期応力解析の結果が影響したものと考えられるが、これは結果的に堰柱基部の断面力に対して大きな影響を及ぼさないと考えられる。

このように、構造物の応答加速度と土圧が精度よく再現されているため、門柱・堰柱の断面力（各々の基部の曲げモーメント）についても大きさや波形形状が全時刻にわたり良好に再現されている。

なお、堰柱では、曲げモーメントが背面引張側に発生する時刻において土圧が低下する傾向が認められ、これを適切に評価することができれば、耐震性評価をより合理的に行うことができる可能性がある。また、表-1 に示したように、この水門では、門柱および錘1の質量に対して、堰柱および錘2の質量が大きいことが特徴的であるが、堰柱基部の曲げモーメントと堰柱天端の加速度の波形形状が明らかに異なるため、堰柱2および錘2の慣性力は堰柱基部の断面力に大きな影響を及ぼしていないと考えられる。

以降では、解析結果に対してさらなる分析を加えることで、地震時における背面土圧の発現メカニズムや抗土圧構造物の応答特性について考察する。

3.3. 地震時における土圧の発現メカニズム

図-10 は、土圧と堰柱・背面土 (Line2) 間の相対変位の関係を示したものであり、履歴ループ形状が大きく膨らんでいること、土圧と相対変位の関係がわずかに右上がりの相関を持っていることが分かる。これは、背面土圧が堰柱・背面土間の相対変位に応じて発現されている様子と、背面土がエネルギーを大きく吸収していることを示すものである。これらの傾向は、実験結果に基づく2.3節の考察とよく調和している。

そこで、堰柱天端と背面土天端の変位時刻歴を図-11により確認する。90~94sに見られるように、周期 0.5s 程度の成分は振幅、位相ともに両者で概ね一致しており、堰柱と背面土が一体的な挙動を示している。これは、堰柱の変形が卓越する構造物系の3次固有振動数と、地盤系の1次固有振動数が概ね一致しているためである。その一方で、95.5s, 99.0s, 100.5s 付近のように堰柱が背面

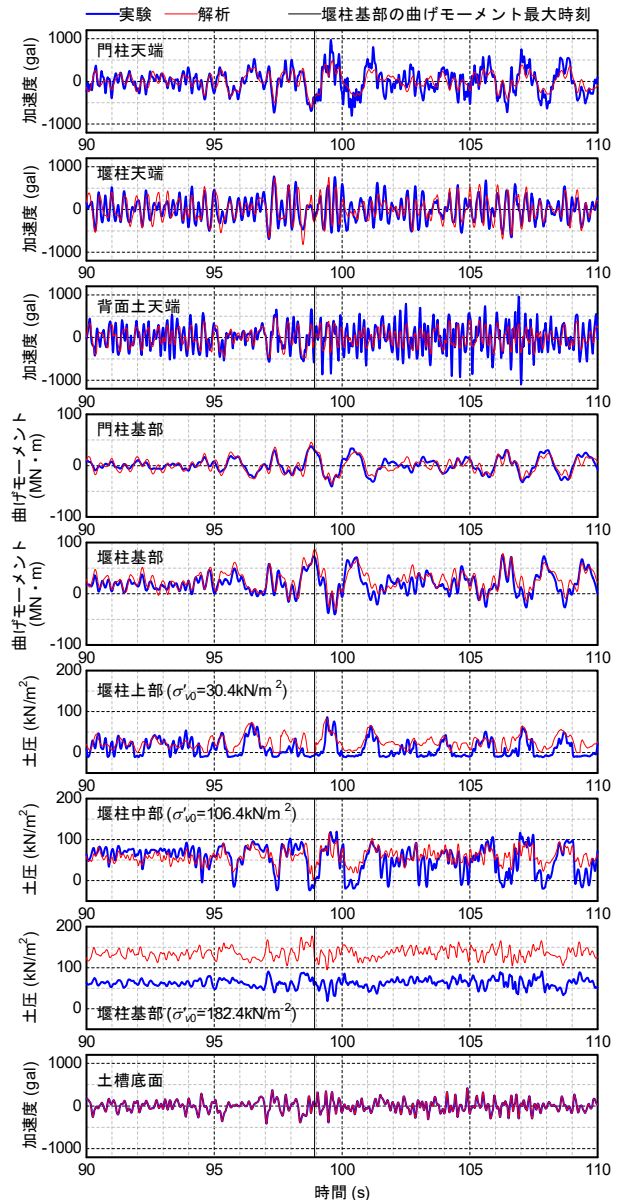


図-9 動的FEMによる各部の時刻歴応答

土の応答変位を大きく上回るタイミングが存在する。加速度と慣性力の作用方向が逆向きとなることに注意すると、これらのタイミングは図-9において門柱の応答加速度が負側のピークを示す時刻と一致していることから、構造物系の1次モードが卓越する時間帯における慣性力に伴うものであると考えられる（なお、加速度と慣性力の作用方向が逆向きとなる点に注意を要する）。

堰柱基部のモーメント最大時刻においても、図-12に示すように、堰柱には背面土の2倍以上の変位が生じている。こうした変位量の差異に起因し、背面土天端から3m程度の範囲で背面土との間に剥離（土圧が零）が生じたり、3.5~8.0m程度の範囲で土圧係数 $K=0.20$ 程度となるなど、土圧は小さな値にとどまったものと考えられ

る。なお、背面土天端から 8.0m 以深では大きな土圧が発生しているが、堰柱基部（背面土天端-10.8m）からのアーム長を考えると、堰柱基部の曲げモーメントへの寄与は小さいと考えられる。

なお、静的照査法において一般的に適用される修正物部・岡部の方法を用いると、堰柱基部のモーメント最大時刻（98.928s）付近における $PGA \approx 400gal$ に対し、地震時主働土圧係数 $K_{EA} = 0.57$ と算出される。したがって、実際に堰柱に作用した土圧は、深さ方向の大部分でその 1/3 程度以下の大きさとなっている。この相違の原因は、次のように考えられる。

物部・岡部、あるいは修正物部・岡部の方法のような土圧理論では、背面土に水平震度（加速度）が一様に作用した状態で、背面土が極限状態（主働破壊）に達した状態を仮定した上で、地震時土圧が算出される。このため、壁体の変位量の大小による土圧の違いは表現されない。これに対し、図-13 に示す動的 FEM の結果からは、モーメント最大時刻において背面土の応答加速度が堰柱背後で局所的に変化するなど、非一様であることが土圧理論と大きく異なる。また、土圧は壁体・背面土間の相対変位に応じて変化し、瞬間的に生じる大きな相対変位により剥離が生じることもある。土圧理論では、こうした動的な相互作用が考慮されていないことが原因となり、過大な値を与えたものと考えられる。

3.4. 門柱・堰柱の慣性力

堰柱基部のモーメント最大時刻（背面引張側）において土圧が極小値を示していたことから、背面土の土圧は堰柱基部の断面力に対する土圧の影響が大きくないことは明らかである。このため、門柱・堰柱の慣性力の影響について考察する。

堰柱部（堰柱および錘 2）は、門柱部（門柱および錘 1）に比べて大きな質量を有しているが、図-9 からは、堰柱基部の曲げモーメントの波形形状が門柱天端の加速度とよく似ており、堰柱天端の加速度とは大きく異なることから、堰柱基部の曲げモーメントに対して門柱および錘 1 の慣性力が支配的な影響を及ぼしていると言える。この原因は、次のように理解することができる。

図-8 から分かるように、堰柱の応答（加速度、変位）は 1 次モードよりも 3 次モードにおいて励起されやすいが、3 次モードでは門柱と堰柱の応答が逆位相となることで両者の慣性力が相殺し、堰柱基部の断面力が発生しにくい。一方、1 次モードでは門柱と堰柱の慣性力が同一方向に作用するため、堰柱基部に大きな断面力が生じやすい。こうした水門に特有な応答特性が影響したものと考えられる。そのほか、堰柱基部に生じる曲げモーメント

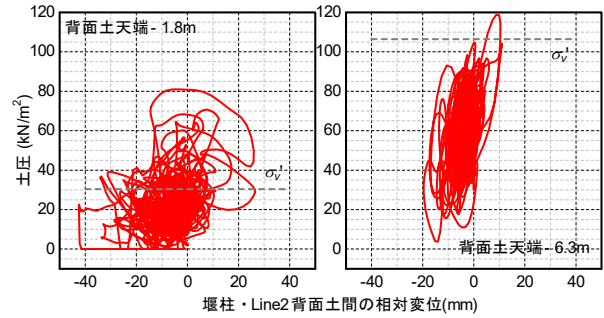


図-10 土圧と堰柱・背面土間の相対変位の関係

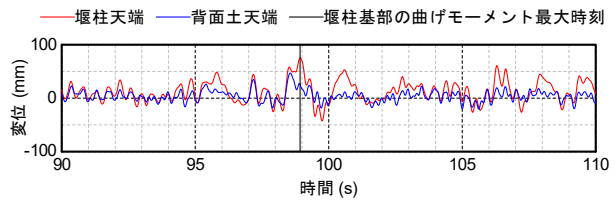


図-11 堰柱天端と背面土天端の変位時刻歴

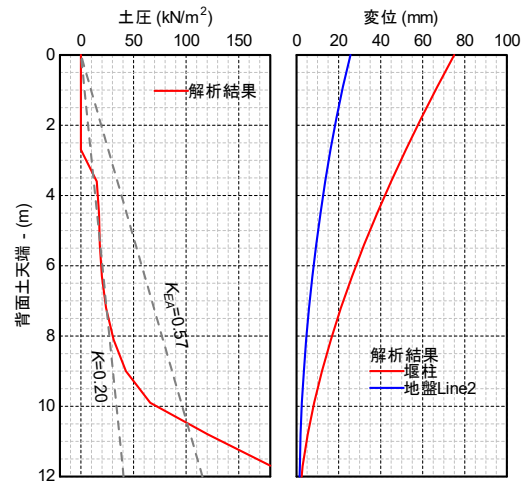


図-12 堰柱の土圧分布および変位分布 (98.928s)

のアーム長の観点からも、堰柱部よりも門柱部の慣性力の影響を受けやすい。これらにより、堰柱基部の曲げモーメントは門柱の慣性力の影響を強く受けたものと解釈される。

4. 複雑な応答特性を有する抗土圧構造物の耐震性評価手法に関する考察

水門端堰柱に対する一連の検討結果に基づき、より合理的な抗土圧構造物の耐震性評価の方向性について、以下に考察する。

- 背面土は、抗土圧構造物の固有周期を短周期化するとともに、大きな減衰を発揮する。一般的に抗土圧構造物の固有周期が短いことを考えると、背面土は

抗土圧構造物の応答加速度を低減させる方向に寄与するものと考えられる。実務上は、背面土の影響を無視して固有値解析～慣性力の設定がなされる場合が多いため、背面土の影響を適切に考慮することができれば、より合理的な耐震性評価を行うことができる可能性がある。

- ・ 抗土圧構造物と背面土が異なる固有振動特性を有し、背面土に対して抗土圧構造物に大きな応答変位が生じやすい場合、構造物の最大応答時に壁体・背面土間の相対変位により土圧が変化することから、土圧理論（修正物部・岡部の方法）に比べて発生する土圧は小さなものとなりやすい。実務上は修正物部・岡部の方法に基づいて地震時土圧が設定される場合が多いため、上記のような特徴的傾向を考慮することで、より合理的な耐震性評価を行うことができる可能性がある。

特に、2点目については大きな安全余裕の原因となっており、合理化を図る上での重要なポイントである。しかし、時々刻々の背面土の平衡状態の変化を表現できる手法は、現在のところ、動的 FEM 等の詳細な解析手法に限られると考えられる。

静的フレーム解析等のより簡易な手法において土圧を簡便かつ合理的に設定するためには、さらなる実験・解析事例を蓄積することで土圧が小さくなりやすい条件を明確化することや、その場合の土圧の算出方法を構築していくことが必要となる。

5. まとめ

本研究は、抗土圧構造物と地盤の地震時相互作用に対する影響要因を明らかにするとともに、それを踏まえた地震時土圧等の評価方法を提案することを目的として実施したものであり、水門端堰柱を対象として動的遠心力模型実験および動的 FEM による解析を行った。一連の検討結果から得られた主な知見は以下のとおりである。

- 1) 大規模地震動に対する抗土圧構造物の地震時挙動について、動的遠心力模型実験および動的 FEM により把握し、背面土が抗土圧構造物の固有振動特性に及ぼす影響を明らかにした。
- 2) 抗土圧構造物と背面土が異なる固有振動特性を有し、背面土に対して抗土圧構造物に大きな応答変位が生じやすい場合、大規模地震動による地震時土圧は現行評価法に比べて非常に小さな値にとどまる傾向を明らかにした。また、動的 FEM による地震時土圧の再現性を検証し、評価法として提案した。

ただし、地盤や構造物の非線形挙動を考慮した動的

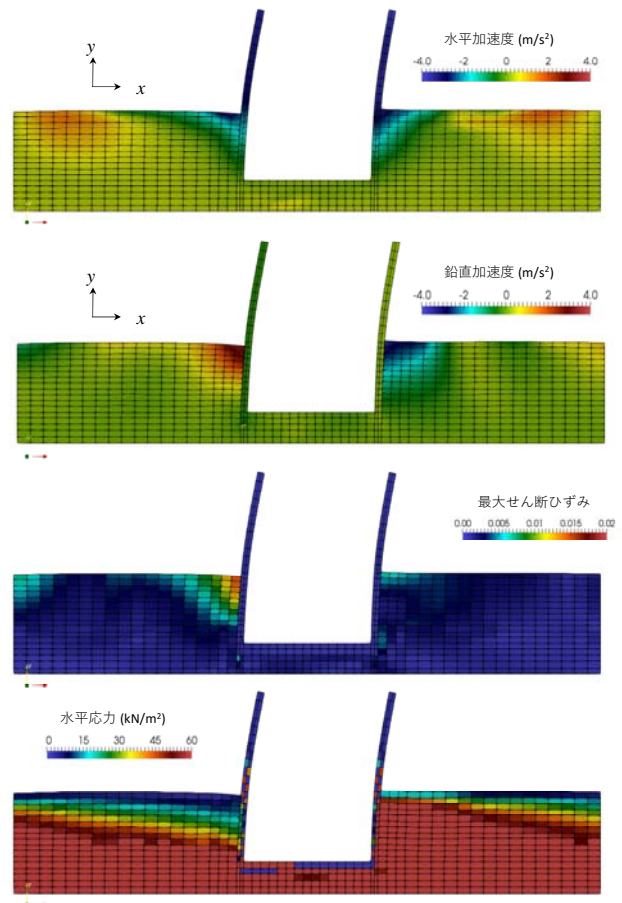


図-13 モーメント最大時刻 (98.928s) における
加速度、最大せん断ひずみ、水平応力の分布

FEM は実務者にとって使いやすい手法とは言いがたい。このため、今後も引き続き実験・解析事例を蓄積し、地震時土圧が小さくなりやすい条件を明確化することや、その場合の土圧の算出方法を構築していくことで、静的フレーム解析等のより実務的な手法に反映していくことが必要であると考えられる。

参考文献

- 1) 国土交通省水管理・国土保全局治水課：河川構造物の耐震性能照査指針・解説 IV水門・樋門及び堰編，2012.2.
- 2) Kimura, M. & Zhang, F.: Seismic evaluations of pile foundations with three different methods based on three-dimensional elasto-plastic finite element analysis, *Soils and Foundations*, Vol.40, No.5, pp.113-132, 2000.10.
- 3) Masuda, T., Tatsuoka, F., Yamada, S. & Sato, T.: Stress-strain behavior of sand in plane strain compression, extension and cyclic loading tests, *Soils and Foundations*, Vol.39, No.5, pp.31-45, 1999.10.
- 4) Towhata, I. & Ishihara, K.: Modelling soil behavior under

principal stress axes rotation, Proc. of 5th Int. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics, Nagoya, Vol.1, pp.523-530, 1985.

- 5) (公社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 2017.11.

A STUDY ON EVALUATION OF SEISMIC INTERACTION BETWEEN RETAINING WALL AND GROUND

Abstract : The purpose of this study is to clarify the influencing factors of seismic interaction between anti-earthquake structures and the ground, and to propose an evaluation method for seismic earth pressure based on that. The dynamic centrifuge model tests and numerical analyses were performed as objects. As a result, the influence of the backfill on the dynamic response characteristics of the anti-earthquake structure and the mechanism of the earth pressure at the time of earthquake are clarified, and the applicability of the dynamic FEM is shown.

Key Words : Retaining wall, soil-structure interaction, Seismic earth pressure, Dynamic centrifuge model test, Dynamic analysis