九州大学学術情報リポジトリ
Kyushu University Institutional Repository

固化処理工法を用いたケーソン式岸壁の動的変形抑制に関する振動台実験

笠間，清伸
九州大学大学院工学研究院建設デザイン部門

善，功企
九州大学大学院工学研究院建設デザイン部門

陳，光斉
九州大学大学院工学研究院建設デザイン部門

https://hdl.handle.net/2324/21965

出版情報：海洋開発論文集. 24, pp.225-230, 2008-07. 公益社団法人土木学会
バージョン：
権利関係：

KYUSHU UNIVERSITY

固化処理工法を用いたケーソン式岸壁の動的変形抑制に関する振動台実験

SHAKING TABLE TEST ON SEISMIC BEHAVIOR OF CAISSON TYPE QUAY-WALL IN APPLICATION OF CEMENT-MIXING METHOD

笠間清伸[1]・善功企[2]・陳光斉[3]
Kiyonobu KASAMA, Kouki ZEN and Guangqi CHEN

[1]正会員　博(工)　九州大学助教　大学院工学研究院建設デザイン部門（〒819-0395 福岡市西区元岡744）
[2]フェロー 博(工) 九州大学教授 大学院工学研究院建設デザイン部門（〒819-0395 福岡市西区元岡744）
[3]正会員　理博　九州大学准教授 大学院工学研究院建設デザイン部門（〒819-0395 福岡市西区元岡744）

In order to investigate the effect of cement-mixing for reducing the seismic damage of caisson type quay-wall, a series of shaking table tests in 1g gravitational field were performed in terms of the shear strength and the improvement range of cement-mixing. The main conclusions obtained form this study are as follows; 1) Cement-mixing behind caisson type quay-wall is effective for reducing the seismic damage of caisson type quay-wall. 2) For cement-mixed ground with a large shear strength, the seismic behavior of quay-wall sympathizes with cement-mixed ground as if cement-mixed ground and quay-wall are a combined structure. Consequently, the seismic earth pressure from liquefied ground is absorbed by cement-treated ground reducing the seismic earth pressure to quay-wall. 3) A formula to evaluate the sliding safety of caisson type quay-wall with cement-mixing was proposed considering the cohesive component of shear strength in cement-mixed ground. Based on the proposed formula, improvement range of cement-mixing can be reduced from a conventional range in current design code for cement-mixing.

Key Words : *Cement mixing, chemical grouting, liquefaction, shaking table test, earth pressure*

1．はじめに

地震時において港湾，空港，道路等の土木施設や建築施設等に多大なる被害を与えてきた原因の一つに地盤の液状化現象がある．現在，様々な液状化対策工法が考案，実用化されており，そのうちの一つに固化材や薬液を用いて地盤を固化する固化処理工法がある．例えば，事前混合処理工法のように砂質土に固化材を混合して造成された固化処理地盤は，新規埋立地盤の液状化対策として活用されている．また，耐久性の高い溶液型薬液を用いて既設構造物の直下地盤を固化する浸透固化処理工法などが開発されている．これら固化処理土のせん断強度に影響する指標として，固化材・薬液の種類や量[1),2)]，対象土の物理化学特性[3)]，拘束圧[4)]，養生条件[5)]，混合の程度[6)]や浸透特性[7)]が調査され，要素レベルでの強度特性はほぼ明らかになりつつある．また，薬液の浸透特性に起因した原位置強度のばらつきを評価するための大型土槽実験[8)]や，多層固化処理による減震効果および沈下低減効果に着目した振動台実験[9)]，ならびに固化処理で液状化対策された港湾施設の改良効果を検証するための遠心模型実験[10)]および現場実証試験[11)]などが実施されている．

しかしながら，ケーソン式岸壁背後地盤を固化処理した際の地震時の挙動に関しては，未解明な点も多く，2003 年の十勝沖地震では，液状化対策として固化処理した背後地盤に液状化現象が生じていないにもかかわらず，ケーソン式岸壁の水平変位および背後地盤の沈下現象が観察された．この被害の原因として，1)液状化対策として固化処理を用いる際の最適な改良強度とその有効改良範囲，2)岸壁，固化処理地盤および未処理地盤の振動特性の違い，3)固化処理と裏込め石の併用の影響，ならびにこれらの相互作用が考えられる．

特に，固化処理を用いて岸壁背後地盤を液状化対策する際の改良範囲は，静的な設計法である震度法に基づいて固化処理地盤の粘着力を考慮せず内部摩擦角のみを用いてケーソン岸壁の主働崩壊角の影響範囲として決定されている．しかしながら，固化処理土は固化材の添加量により，強度および剛性が変化する材料であるため，これら強度および剛性の変化を考慮し固化材の添加量に応じて最適な改良範囲を検討する必要がある．

本論文では，固化処理地盤の強度と改良範囲に着目し，重力場における振動台実験を通して，地震時におけるケーソンの水平変位量，ケーソンおよび固

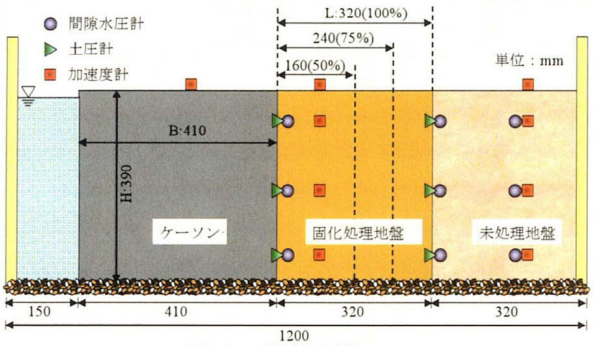


図-1　模型土槽

化処理地盤に作用する地震時水平土圧，背後地盤の沈下量を比較した．また，それらの結果をもとに固化処理したケーソン式岸壁における滑動安全率算定式を提案し，最適な強度および改良範囲を検討した．

2．実験概要

実験ケースを**表-1** に，模型土槽を，**図-1** に示す．模型ケーソンは，2003 年十勝沖地震で被災した K 港西港地区第 4 埠頭をモデルに設置圧分布の縮尺を 1/40 とし，これを奥行き方向に 3 個設置し，中央のケーソン(高さ H ×幅 B ＝390mm×410mm)で各種の計測を行った．背後地盤には 5 号硅砂(最大乾燥密度 1.565g/cm^3，最小乾燥密度 1.250g/cm^3，透水係数 8.53×10^{-2}cm/s，D_{50}=0.63mm)を使用し，脱気水を満たした土槽に水中落下法により相対密度 60%に調整した．固化処理地盤の強度を変化させるために用いた固化材は，初期 pH を 3 に調整した恒久性の水ガラス(pH は時間とともに中性化する)であり，固化材の濃度は 4%，6%および 8%である．濃度 6%および 8%の固化処理土の一軸圧縮強度 q_u は，それぞれ 32kN/m^2 と 48kN/m^2 であり，濃度 4%の固化処理土では供試体が自立せず一軸圧縮試験が実施できなかったが濃度 6%と 8%の q_u から内挿すると 18 kN/m^2 となった．濃度 4%，6%および 8%の強度は，実際の強度に換算するとそれぞれ 720kN/m^2，1280kN/m^2 および 1920kN/m^2 となり，実際の固化処理地盤の強度としては高い範囲に相当する．また，ケーソン式岸壁の滑動変位に着目するため捨石マウンドのかわりに層圧 50mm の礫層を設けた．土槽の両端には，クッションを設置し，波動の鉛直壁からの反射を低減した．なお，本実験では，間隙水圧の消散現象の相似則を合わせるために水の粘性を調整するなどの配慮はしていない．

固化処理の改良範囲 L は，震度法を用いてケーソン岸壁の主働崩壊角の影響範囲を決定する方法を用い，地盤の内部摩擦角 ϕ_d =30°，水平震度 α_0 =0.15 のときに滑動安全率が 1.0 となる主働崩壊面の最大水平到達距離を改良範囲 100%とした．なお，改良範囲を算出するのに必要なケーソン底面および固化処理地盤底面の摩擦係数は，それぞれのせん断試験

表-1　実験条件

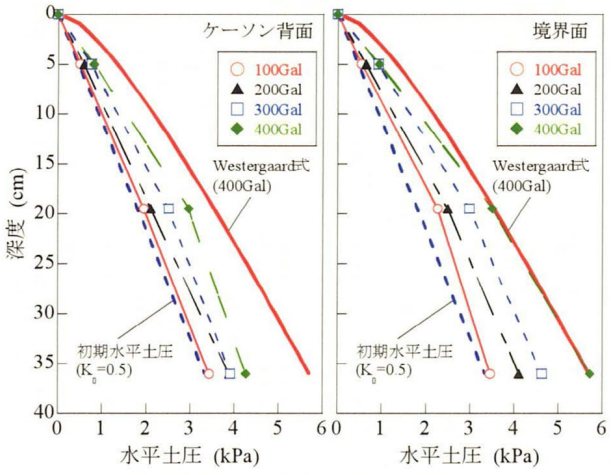
薬液濃度	一軸圧縮強度	改良範囲 L/H	改良範囲 %
—	—	—	0
4%	18kN/m^2 (6%と8%から内挿)	0.410	50
		0.615	75
		0.821	100
6%	32kN/m^2	0.410	50
		0.615	75
		0.821	100
8%	48kN/m^2	0.410	50
		0.615	75
		0.821	100

から 0.53，0.60 とした．この 100%の改良範囲は，ケーソンの高さ H を基準で正規化すると L/H=0.821 となる．この 100%の改良範囲を基準に，50%(L/H=0.410)と 75%(L/H=0.615)の改良範囲の実験も行った．水圧計，加速度計および土圧計を**図-1** のように設置し，ケーソンの水平変位および背後地盤の沈下量を測定した．なお，固化処理地盤内では間隙水圧の上昇がないことを確認しているため，固化処理部には水圧計を設置していない．加振は 3Hz の正弦波を 10 波ずつ 100Gal～400Gal まで 100Gal 単位で増加させるステップ載荷で行った．

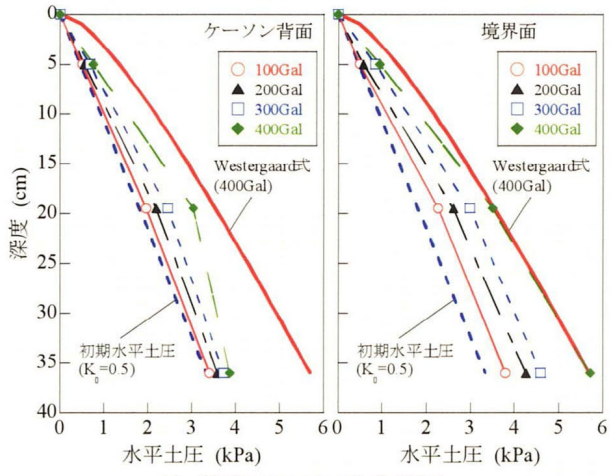
3．地震時最大水平土圧

ケーソン背面に作用する地震時水平土圧に与える固化処理地盤の強度および改良範囲の影響を評価するために，ケーソン背面および固化処理地盤と未処理地盤の境界部で計測された各入力加速度における水平土圧の最大値を**図-2** に示す．**図-2** の改良範囲は，100%(L/H=0.821)である．今回使用した土圧計では，振動を加える前の静止土圧を計測することが困難であったため，静止土圧係数 K_0 を 0.5 と仮定して計算した静止土圧に，加振中の土圧計の増分を加えて地震時水平土圧とした．図中には，Westergaard が誘導した動水圧に関する数式解[12]を用いて計算した，400Gal 加震時における液状化地盤の最大動土圧も同様に示している．さらに，比較として，未処理の条件における，ケーソン背面およびケーソン背面から 32cm における最大水平土圧も示している．なお，薬液濃度 4%の固化処理地盤を対象とした実験では，ケーソンの水平変位量が大きく，土圧計の回転や断線などの理由により，うまく加振時の水平土圧を計測できなかった．

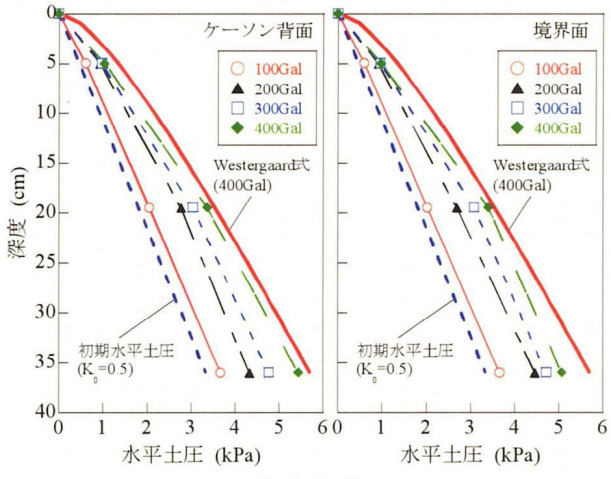
固化処理地盤と未処理地盤の境界面で発生する最大水平土圧に着目すると，入力加速度の増加とともに増加し，固化処理地盤の強度の違いにかかわらず，ほぼ同程度の最大水平土圧を示した．特に，入力地震加速度が 400Gal では，未処理地盤(液状化地盤)での最大水平土圧は，Westergaard 式により動土圧として計算した水平土圧にほぼ等しい．また，未処



a) 濃度6%(100%改良範囲)



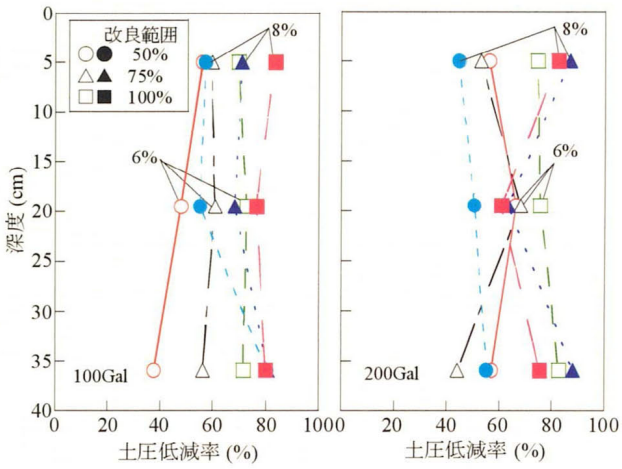
b) 濃度8%(100%改良範囲)



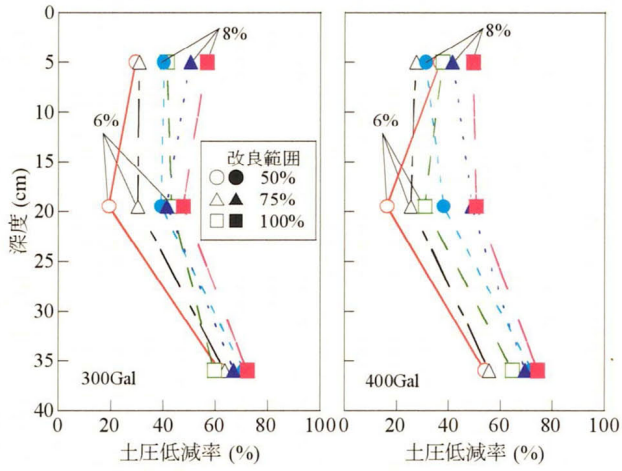
c) 未処理

図-2　地震時最大水平土圧

理の条件で発生する最大水平土圧の値も，ほとんど等しくなったことから，未処理地盤のすべての箇所でほぼ同程度の最大水平土圧が発生し，その最大水平土圧は Westergaard 式で評価できるといえる．一方，固化処理した条件でのケーソン背面に作用する最大水平土圧は，固化処理地盤と未処理地盤の境界部での最大水平土圧に比べて減少した．ケーソン背面と境界面での最大水平土圧の差は，固化処理地盤の強度が増加するほど顕著である．



a) 100Gal加振時　　b) 200Gal加振時

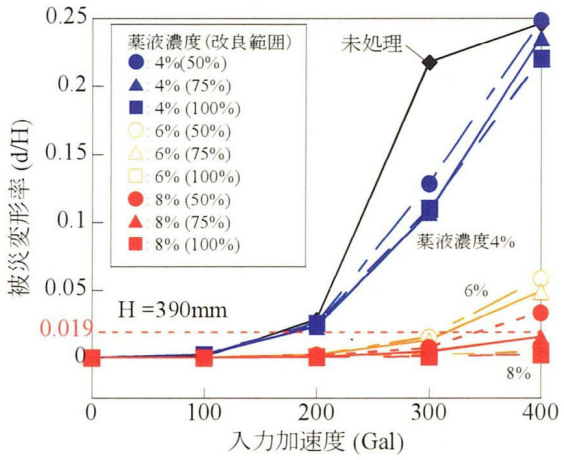


c) 300Gal加振時　　d) 400Gal加振時

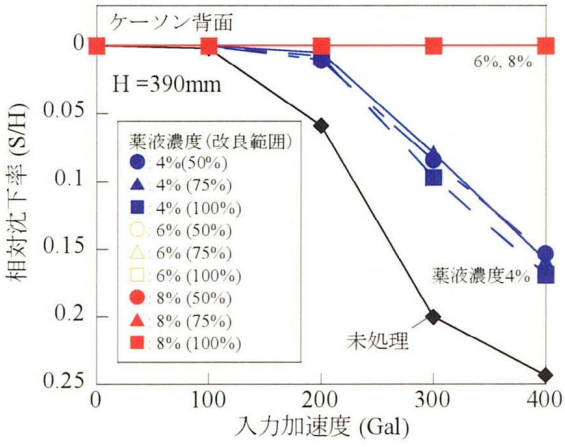
図-3　地震時最大水平土圧

以上のことは，液状化に起因して発生する未処理地盤の地震時水平土圧を固化処理地盤が吸収し，ケーソンに直接作用する水平土圧を低減していると考えられる．このような固化処理による土圧低減効果は，比較的低強度の固化処理地盤においても報告されている[13]．

土圧低減効果にあたえる固化処理地盤の強度と改良範囲の影響を評価するために，各深度における土圧低減率（＝1.0－固化処理条件での水平土圧の増加量/未処理地盤での水平土圧の増加量×100%）を計算した．ここで，土圧低減率が 100%のときに，ケーソンに作用する土圧がゼロになることを意味する．**図-3** に各入力加速度における土圧低減率と深度の関係を示す．入力加速度が 100Gal と 200Gal のときの土圧低減率は，ばらつきは大きいがほぼ 40%以上の値を示し，固化処理地盤の強度および改良範囲が増加するほど土圧低減率は増加した．入力加速度が 300Gal 以上では，深度 20cm 付近までの土圧低減率が減少するが，底部付近での土圧低減効果が高い状態のままであった．固化処理地盤の強度・改良範囲に着目すると，改良強度が増加するほど，また改良範囲が増加するほど，土圧低減率は増加した．

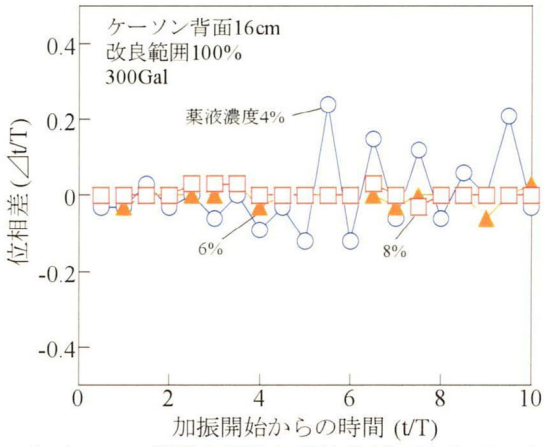


a) 被災変形率

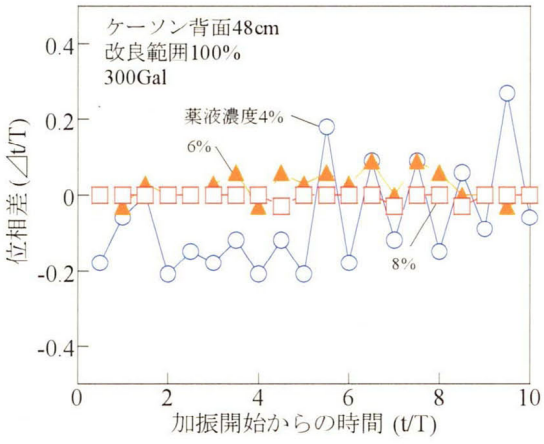


b) 相対沈下率

図-4 固化処理地盤の強度と改良範囲の影響



a) ケーソン岸壁と固化処理地盤(背面から 16cm)



b) ケーソン岸壁と未処理地盤(背面から 48cm)

図-5 ケーソン，固化処理および未処理地盤の位相差

5．ケーソンおよび背後地盤の変位挙動

固化処理地盤の強度および改良範囲がケーソンの地震時挙動に与える影響を評価するために，被災変形率と相対沈下率をそれぞれ**図-4a)** と b) に示す．ここで被災変形率は，ケーソンの水平変位量をケーソンの高さ H=390mm で除したもの，相対沈下率は，ケーソン背面での地盤の沈下量をケーソンの高さ H=390mm で除したものである．固化処理地盤の強度が増加するほど，ケーソンの被災変形率および相対沈下率は大幅に減少した．特に，薬液濃度 8%(q_u =48kN/m^2) の条件では，400Gal 加振後においてもほとんど変形を生じていない．また，改良範囲が増加してもケーソンの変形は軽減されるがその差はわずかであり，改良強度を増加させるほうがより顕著にケーソンの地震時変形を抑制する効果がある．しかしながら，薬液濃度4%の場合では，ケーソンの水平変位は，未処理の場合に比べ被災変形率および相対沈下率は減少したものの大きい変形が観測された．この時，薬液濃度4%の固化処理地盤は，加振によって固化処理地盤の底面とその下の礫層との境界部が繰返しせん断を受けることで柔らかくなり，固化処理地盤の深部から崩壊するといった破壊形態を示した．

ケーソンの水平変位量に与えるケーソンと固化処理地盤の振動特性の違いの影響を調べるために，300Gal 加振時におけるケーソン，固化処理地盤および未処理地盤の加速度の位相差を**図-5** に示す．本来，動的応答特性は，加振時の周波数に依存することが予想されるが，本実験で行った周波数(3Hz)に着目して位相特性を考察した．薬液濃度 6%と 8%における位相差は，わずかであり，ケーソンと固化処理地盤が一体化して挙動していると考えられる．一方で，薬液濃度 4%の場合では，大きな位相差を示した．先に述べた薬液濃度 4%の場合に，未処理地盤に匹敵するような大きな被災変形率および相対沈下率が得られたことから判断すると，ケーソンと固化処理地盤の振動特性の違いがケーソンの動的変形量に密接な関連があることを示唆している．液状化・非液状化地盤の振動特性の違いによって，岸壁に作用する地震時水平土圧が増加し，地震時の岸壁が不安定化することは，三浦ら [14]，小濱ら [15] によっても報告されている．

6．地震時安定性の評価

固化処理したケーソン岸壁の動的安全性を評価するために，滑動安全率 F_s を用いて考察する．**図-6** は，滑動安全率に関係するケーソン岸壁および固化処理地盤に作用する外力と抵抗力であり，滑動安全率 F_s は，次式により計算される．

$$F_S = \frac{R_1 + R_2 + P_{w1}}{H_1 + H_2 + P_h + P_{w2}} \tag{1}$$

ケーソンに作用する外力として，ケーソンと固化処理地盤に作用する慣性力をそれぞれ H_1 と H_2，液状化地盤から固化処理地盤に作用する静水圧と動的圧力の合力 P_h，ケーソン前面の動水圧 P_{w2} である．これら外力は，水平震度 k，ケーソンの重量 W_1，固化処理地盤の重量 W_2，ケーソン前面の水位 h_1 とケーソンの高さ h_2 を用いて次式で表される．

$$H_1 = k \cdot W_1 \tag{2.1}$$

$$H_2 = k \cdot W_2 \tag{2.2}$$

$$P_h = \frac{1}{2}\gamma_{sat} \cdot h_2^2 + \frac{7}{12}k \cdot \gamma_{sat} \cdot h_2^2 \tag{2.3}$$

$$P_{w2} = \frac{7}{12}k \cdot \gamma_w \cdot h_1^2 \tag{2.4}$$

式(2.3)の右辺第 2 項で示す液状化地盤からの動的圧力は，液状化した未処理地盤が流体のように振舞うと仮定し，液状化地盤の飽和単位体積重量 γ_{sat} と Westgaard の式をもとに計算した．

式中の抵抗力として，ケーソン底面での摩擦抵抗力 R_1，固化処理地盤底面での摩擦抵抗力 R_2 およびケーソン前面に作用する静水圧 P_{w1} である．これら抵抗力は，ケーソンの水中重量 W_1' を固化処理地盤の水中重量 W_2' を用いて次式で表される．

$$R_1 = f_1 \cdot W_1' \tag{3.1}$$

$$R_2 = \tan\phi_d \cdot W_2' + \kappa \cdot c_d \cdot L \tag{3.2}$$

$$P_{w1} = \frac{1}{2}\gamma_w \cdot h_1^2 \tag{3.3}$$

摩擦抵抗力 R_2 を示す式(3.2)では，固化処理地盤の底面で滑動するモードを考え，固化処理地盤とその下面の砕石との境界面では排水条件であると仮定し，排水せん断時の固化処理地盤の内部摩擦角 ϕ_d および粘着力 c_d，改良範囲 L を用いた．式(3.2)の第 2 項は粘着成分による抵抗力であり，定数 κ は固化処理地盤とその下面の砕石との相互作用を考慮して，固化処理地盤の粘着力を低減するための定数である．滑動安全率の計算に用いたパラメータを**表-2** に示す．ケーソン底面での摩擦係数 f_1 は，ケーソンと砕石のせん断試験により求めた．固化処理地盤の粘着力 c_d は，一軸圧縮強度 q_u から以下の式を用いて計算した．

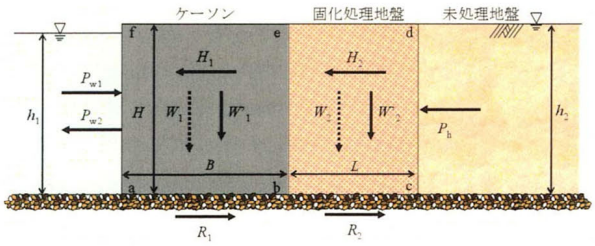


図-6 ケーソン岸壁の滑動安全性に関する外力と抵抗力

表-2 滑動安全率算定のための定数

模型ケーソンの単位体積重量		25.0	kN/m^3
地盤の飽和単位体積重量γ_{sat}		18.0	kN/m^3
海水の単位体積重量γ_w		10.0	kN/m^3
ケーソン底面の摩擦係数f_1		0.55	
固化処理地盤の内部摩擦角ϕ_d		35.3	deg
粘着力c_d	薬液濃度4%	4.7	kN/m^2
	薬液濃度6%	8.3	kN/m^2
	薬液濃度8%	12.4	kN/m^2
粘着力低減係数κ		0.20	

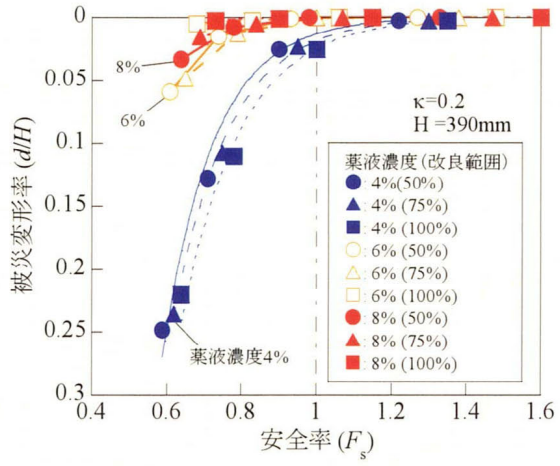


図-7 ケーソン岸壁の滑動安全率と被災変形率の関係

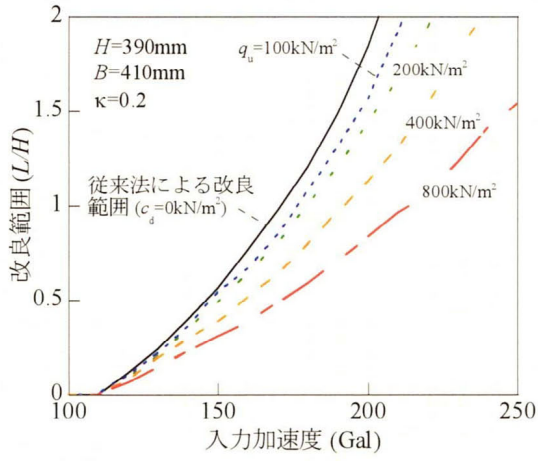


図-8 提案した滑動安全率算定式による必要改良範囲

$$c_d = \frac{q_u}{2 \cdot \tan(45^\circ + \phi_d/2)} \tag{4}$$

実験で用いた 5 号硅砂の相対密度 60%における内部摩擦角 ϕ_d=35.3°を用いて計算すると，薬液濃度 4%，6%および 8%のとき，粘着力 c_d は，それぞれ 4.7 kN/m^2，8.3 kN/m^{2}および 12.4kN/m^{2}となった．

ここで，粘着力低減係数 κ=0.2 と仮定し計算した滑動安全率 F_s と変形被災率の関係を示したのが**図-7** である．**図-7** より，滑動安全率 F_s が 1.0 を下回ると急激に被災変形率が増加した．ただし，増加の程度は，薬液濃度が小さいほど顕著であった．薬液濃度 4%では滑動安全率が 1.0 付近でも被災変形率が増加していることから，粘着力低減係数の決定には更なる実験が必要であるが，式(1)～(4)を用いることで，固化処理地盤の強度および改良範囲を考慮して，滑動安全率を評価できるものと考えられる．

式(1)～(4)を用いてケーソン岸壁の滑動安全性に必要な固化処理地盤の強度および改良範囲について検討する．**図-8** には，ケーソン滑動安全率が 1.0 となる固化処理地盤の改良強度とケーソン岸壁の高さ H と改良範囲 L の比の関係を示している．想定したケーソン岸壁の形状や材料定数は，実験で使用した値を用いた．なお，図中の一軸圧縮強度 q_u は，実際の強度に換算した値であり，液状化対策を目的とした固化処理地盤の原位置強度の平均値 100kN/m^{2}から 800 kN/m^{2}の範囲[16]を示した．従来の設計法による固化処理地盤の粘着力を考慮せず内部摩擦角のみを用いて決定される改良範囲も示している．ケーソン岸壁の滑動に対する安全性が満足されるための固化処理地盤の改良範囲は，従来の設計法により決まる改良範囲よりも小さくなり，改良強度が増加するとともに必要となる改良範囲は減少した．例えば，q_u が 400 kN/m^{2}と 800kN/m^{2}程度の固化処理地盤では，改良範囲をそれぞれ 70%と 50%に低減できると予想される．以上のことは，ケーソンの滑動安全率算定の際に，式(3.2)や式(4)にように固化処理地盤の粘着力成分を考慮することで，固化処理地盤の改良範囲を低減できることを示唆する．

7．まとめ

本論文では，背後地盤を固化処理したケーソン岸壁の変形抑制効果に着目した振動台実験を行い，固化処理地盤の強度，改良範囲の影響を明らかにした．また，ケーソン岸壁と固化処理地盤が一体として挙動する際の滑動安全率算定式を提案し，提案式の有効性を検討した．以下に得られた結論を示す．

(1) 地震時におけるケーソン岸壁の変形抑制には，背後地盤を固化処理することは非常に有効である．

(2) 固化処理地盤の改良強度が大きな場合，加振時においてケーソン岸壁と固化処理地盤の水平振動の位相差が小さくなり，ケーソン岸壁と固化処理地盤が一体化して挙動する．このことにより，背後地盤からケーソン岸壁に作用する地震時土圧は，固化処理地盤に吸収され，ケーソン岸壁の地震時水平変位は減少する．

(3) 固化処理地盤の強度の粘着力成分を考慮し，背後地盤を固化処理したケーソン岸壁の滑動安全率の算定式を提案し，改良範囲を低減できる可能性を示した．

参考文献

1) 善功企，山崎浩之，佐藤泰：事前混合処理工法による処理土の強度・変形特性，港湾技術研究所報告，第 29 巻，第 2 号，pp.85-118，1990.
2) Tsukamoto, Y., Ishihara, K., Umeda, K. and Enomoto, T.: Syclic resistance of clean sand improved by silicate-based permeation grouting, *Soils and foundations*, Vol.46, No.2, pp.233-245, 2006.
3) Kamon, M. & Katsumi, T.: Engineering properties of Soil stabilized by ferrum lime and used for the application of road base, *Soils and Foundations*, Vol.39, No.1, pp.31-41, 1999.
4) Kasama, K., Zen, K. and Iwataki, K.: Undrained shear strength of cement-treated soils, *Soils and Foundations*, Vol.46, No.2, pp.221-232, 2006.
5) Consoli, N. C., Rotta, G. V. and Prietto, P. D. M.: Influence of curing under stress on the triaxial response of cemented soils, *Geotechnique* 50(1), 99-105, 2000.
6) Omine, K., Ochiai, H. & Yoshida, N.: Estimation of in-situ strength of cement-treated soils based on a two-phase mixture model, *Soils and Foundations*, Vol.38, No.4, pp.17-29, 1998.
7) 林健太郎，善功企，山崎浩之，林規夫：溶液型薬液注入工法の浸透および強度特性に関する大型土槽実験，土木学会論文集 No.694/Ⅲ-57, pp.221-228, 2001.
8) 山崎浩之，善功企，河村健輔：溶液型薬液注入工法の液状化対策への適用，港湾空港技術研究所報告，第 41 巻，第 2 号，pp.119-151，2002.
9) 高橋直樹，岸下崇裕，山本陽一，兵動正幸，三浦房紀，吉本憲正：液状化対策としての多層固化改良に関する振動台実験，土木学会論文集 C Vol.62 No.2, pp.502-518, 2006.
10) 今村眞一郎，平野孝行，荻原敏行，高橋章浩，竹村次朗：注入固化工法を用いた既設タンク基礎地盤の液状化対策効果に関する遠心模型実験，土木学会論文集 No.764/Ⅲ-67, pp.101-120, 2004.
11) Patricia M. Gallgher, Carolyn T. Conlee and Kyle M. Rollins: Estimation of in-situ strength of cement-treated soils based on a two-phase mixture model, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, Vol. 133, No. 2, pp. 186-196, 2007.
12) Westergaard, H.M.: Water pressures on dams during earthquakes, Trans. ASCE, Vol.98, pp.418-432, 1933.
13) 土田孝，菊池喜昭，福原哲夫，輪湖建雄，山村和弘：分割法による土圧算定法とその軽量混合処理工法への適用，港湾技研資料，No.924, pp.1-28, 1998.
14) 三浦均也，小濱英司，栗田悟，大塚夏彦：地震動を受ける重力式岸壁の振動台実験，土と基礎，Vol.45, No.8, Ser.No.475, pp.17-20, 1997.
15) Kohama, E., Miura, K., Yoshida, N., Ohtsuka, N. and Kurita, S.: Instability of gravity type quay wall induced by liquefaction of backfill during earthquake, *Soils and Foundations*, Vol.38, No.4, pp.71-83, 1998.
16) Kasama, K., Zen, K & Whittle J. A.: Effects of spatial variability of cement-treated soils on undrained bearing capacity, *Proc. Numerical Modeling of Construction Processes in Geotechnical Engineering for urban Environment*, pp.305-313, 2006.