

ISSN 1346-7328

国総研資料 第531号

平成21年4月

国土技術政策総合研究所資料

TECHNICAL NOTE of

National Institute for Land and Infrastructure Management

No.531

April 2009

下水道管路施設埋め戻し部へのセメント系改良土の

適用に関する検討報告書

深谷 渉・榊原 隆

Study on the use of mortar mixed backfill soil for sewer installation

Wataru FUKATANI, Takashi SAKAKIBARA

国土交通省 国土技術政策総合研究所

National Institute for Land and Infrastructure Management
Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism, Japan

下水道管路施設埋め戻し部へのセメント系改良土の適用に関する検討報告書

深谷 渉[※]
榊原 隆^{※※}

Study on the use of mortar mixed backfill soil for sewer installation

Wataru FUKATANI[※]

Takashi SAKAKIBARA^{※※}

概要

地震時の液状化対策として有効なセメント系改良土について、下水道管路工事特有の大量の地下水、転圧の難易性などによる発現強度への影響を調査した。
また調査結果を元に、セメント配合試験や施工方法の留意点について取りまとめた。

キーワード：液状化対策、セメント系改良土、下水道管路、一軸圧縮強度

Synopsis

Mortar mixed backfill soil is considered effective for prevention of earthquake damage to sewers by liquefaction. Influences to the effectiveness, such as ground water level and compaction difficulty, were studied. Then, quality control method for soil production and backfill was proposed.

Key Words : countermeasure for liquefaction、soil cement、cementation、
unconfined compressive strength

※ 下水道研究部下水道研究室 研究官

※※ 下水道研究部下水道研究室 室長

※ Water Quality Control Department, Wastewater System Division, Researcher

※※ Water Quality Control Department, Wastewater System Division, Head

目 次

1. はじめに	1
2. 下水道管路施設埋め戻し部へのセメント系改良土の適用基準の現状と問題点	7
3. セメント系改良土施工箇所の被災事例	9
3.1 新潟県中越沖地震によるセメント系改良土施工箇所の被害概況	9
3.2 新潟県中越沖地震によるセメント系改良土施工箇所の被災事例	10
3.3 再被災箇所における土質調査	13
3.4 土質試験結果による被災原因の考察	21
3.5 地下水によるセメント系改良土の固化に対する影響の考察	22
3.6 セメント系改良土の配合試験による考察	28
3.7 被災原因のまとめ	33
4. セメント系改良土の配合試験に関する検討	34
4.1 セメント系改良土の配合試験に関する各種基準	34
4.2 セメント系改良土の発現強度に関する試験	37
4.3 セメント系改良土の仮置き許容時間に関する試験	58
5. セメント系改良土の適正な配合・施工方法について	62
5.1 配合・養生環境による強度発現傾向について	62
5.2 セメント系改良土の適正な配合・施工方法について	64
5.3 配合条件による強度発現率について（試算）	70
5.4 配合強度の時間変化に基づく最終強度の推定（試算）	72
5.5 特記仕様書（案）	76
5.6 施工管理方法	78
6. おわりに	95
<参考文献>	96
<巻末資料>	97
・双曲線法による最終強度予測	

1. はじめに

有数の地震国である我が国は、有史以来幾度となく大地震に見舞われ、多くの人命と資産を失ってきた。過去の地震の中で最も下水道施設に大きな被害をもたらした兵庫県南部地震（1995年）から早13年以上が経過したが、それ以後も、鳥取県西部地震（2000年）、十勝沖地震（2003年）、新潟県中越地震（2004年）、福岡県西方沖地震（2005年）等の大きな地震が立て続けに発生している。

特に、2004年10月に発生した新潟県中越地震は、下水道施設に大きな被害をもたらしたことは記憶に新しい。管渠施設の被害に限って着目すると、埋め戻し土の液状化によって、マンホールの浮上りや管渠部分の道路陥没が多数発生し、交通遮断、避難ルートの遮断、除雪車の走行障害等により地域住民の生活に支障をきたす事例が見受けられた。この原因としては、管渠周囲の埋め戻し土の締固め施工が十分でないことから、地震時に埋め戻し土の液状化が生じやすい状況になっていたのではないかと推察される。

液状化を防止する埋め戻し施工方法は、新潟県中越地震を受けて設置された下水道地震対策技術検討委員会により、今後発生する地震における再被災を防ぐために緊急提言という形で全国の下水道事業者へ通知され、2006年度に改訂された「下水道施設の耐震対策指針と解説－2006年版－」にも緊急提言と同様の内容が反映されている。

しかしながら、下水道管路施設の施工は、高い地下水位、狭小な作業スペースによる使用機械等の制約、他事業埋設物の存在等、下水道固有の現場施工条件を抱えることが多い。このため、施工業者に与える技術的な負担が大きく、工事の完成度（得られる効果）は施工業者の技術力や施工能力に大きく左右されることから、完成度の平準化を確保するには、様々な現場施工条件に対応した適切な施工方法を検討するとともに適切な品質管理を行うことが必要と考えられる。

2007年7月に発生した新潟県中越沖地震では、緊急提言にしたがいセメント系改良土を用いて埋め戻した管渠の一部が被災する事例も発生しており、下水道管路施設の埋め戻しに適した配合や施工のあり方、品質管理方法の検討が急務となっている。

本報告書では、セメント系改良土による下水道管路施設埋め戻しに着目し、さらなる耐震効果の向上を目指し、再被災を受けた管路施設について被災の原因分析を行うとともに、より高い耐震効果を得るために考えられる技術上の留意点等について提案を行うものである。

本報告書の主なポイント

① 新潟県中越沖地震に伴うセメント系改良土の被災事例（第3章）

2004年新潟県中越地震後の下水道復旧工事では、複数の自治体が被災した管きよの再被害を防止するためセメント系改良土による埋め戻しを採用し、約3年後の2007年新潟県中越沖地震では、中越地震時の復旧箇所における再被災はほとんど生じなかった。しかしながら一部の管きよは、下水の流下機能は確保したものの、管きよのたるみや路面沈下が発生した。最大震度6強を観測した中越沖地震において、中越地震でセメント系改良土による埋め戻し部固化を実施し、かつ中越沖地震で震度6弱以上(余震を含む)を記録したのは4自治体、採用総延長は55.9km、人孔は1,288箇所であった。このうち、中越沖地震で再被災したのは、管きよが約0.4% (230m)、人孔が0%であった。

被災原因解明のため、被災管きよの埋め戻し土について、簡易貫入試験及び室内土質試験、酸化カルシウム分析、一軸圧縮試験等を実施した結果、次のことが分かった。

- ・埋め戻し土の推定セメント含有量は、改良土プラントにおける設計配合 (30 kg/m³, 添加率2%) とほぼ一致した。
- ・固化状況の把握のためブロックサンプリングを行ったが、一軸圧縮試験を実施不可能なほど強度はなかった(脱型とともに崩壊した)。
- ・締固め度は90%以下(67~87%)であった。
- ・Nd値は平均5程度と低かった。

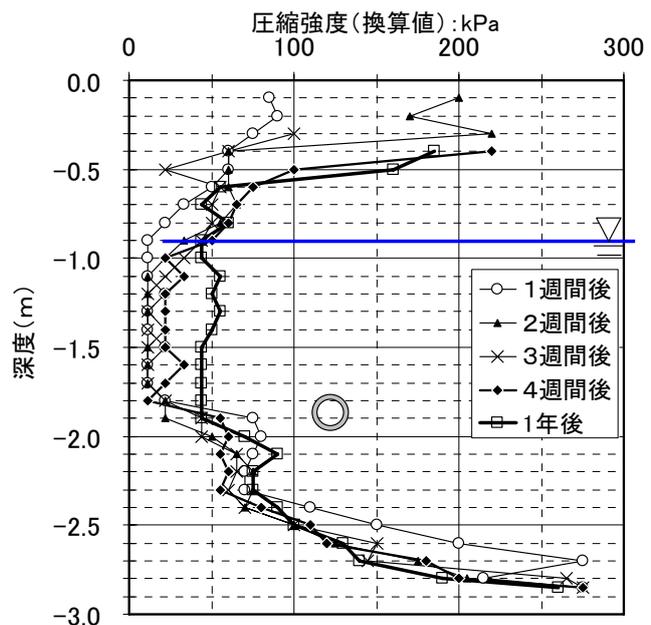
以上のことから、総合的に判断してセメントは固化していなかったと推察された。

また、中越沖地震後の復旧工事における埋め戻し土についても、簡易貫入試験及び復旧工事時の一軸圧縮試験を行った。この結果、下記のことが分かった。

- ・Nd値は地下水位以下では平均5程度、地表に近づくにつれNd値は上昇した。
- ・地下水位を境に試験結果に差が出た。
- ・プラント配合時の強度は340kPa(28日)であったが、埋め戻し後の地下水位以深の強度(簡易貫入試験より推定)は約30kPaであった。

以上のことから、セメントは固化していないと考えられた。

施工状況の観察記録や、請負業者及び改良土プラントへのヒアリング、土質調査結果などを合わせて考えると、セメント系改良土は固化しておらず、その原因としては、地下水の影響、締め固め不足、改良土の仮置き(解きほぐし)による強度低下が疑われた。



② 「仮置き期間」、「締固め度」、「養生方法」の違いによる発現強度（第4章）

地下水の存在や、改良土の仮置きや解きほぐし等によるセメントの固化への影響を把握するため一軸圧縮強度試験を実施した。試験結果は次の通り。

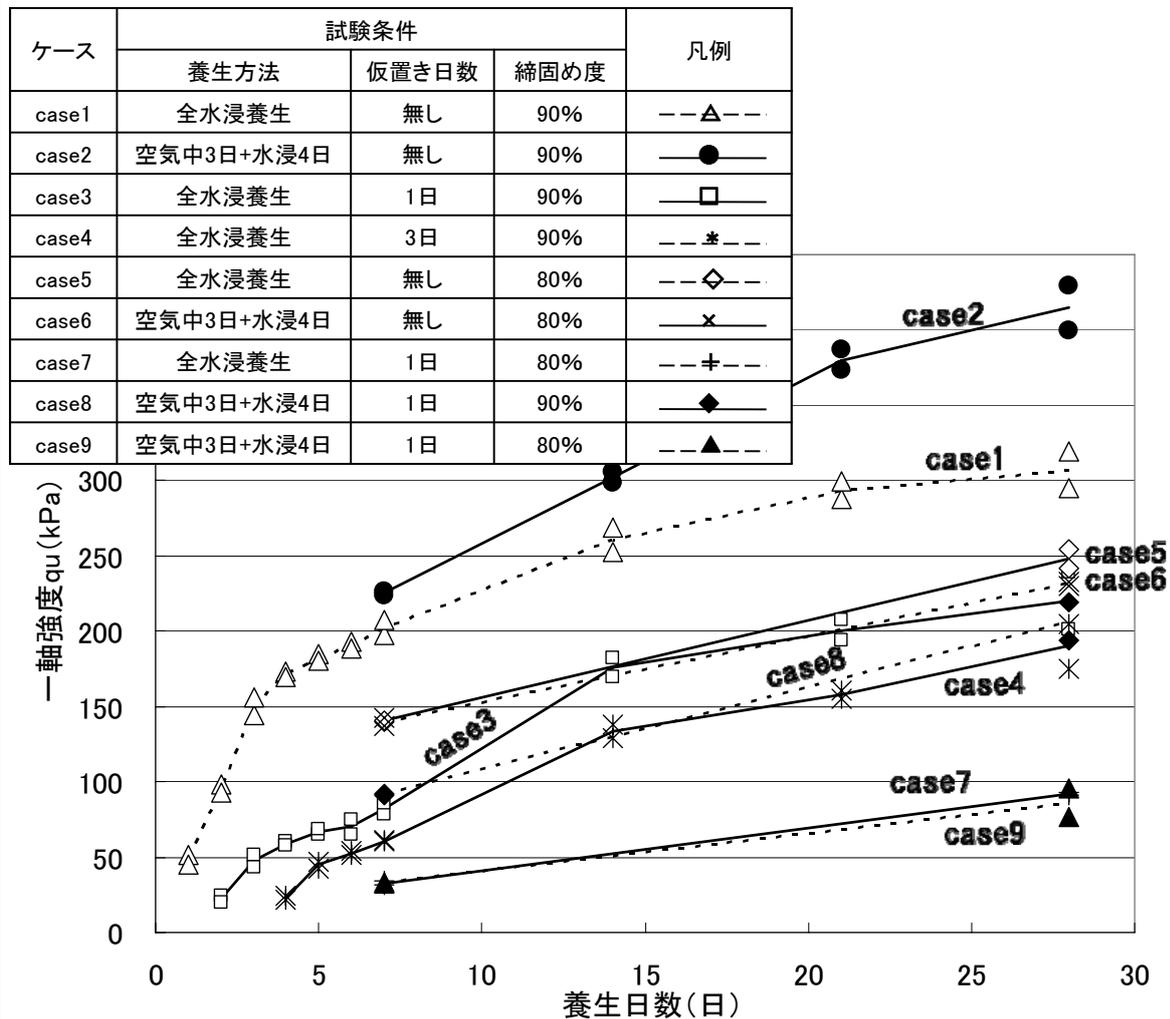


表 28日強度による順位

順位	ケース	試験条件			28日強度	強度比 (対 case2)
		養生方法	仮置き日数	締固め度		
1	case2	空气中3日+水浸4日	無し	90%	414.6 kPa	100%
2	case1	全水浸養生	無し	90%	375.7 kPa	91%
3	case5	全水浸養生	無し	80%	248.0 kPa	60%
4	case6	空气中3日+水浸4日	無し	80%	231.5 kPa	56%
5	case3	全水浸養生	1日	90%	220.2 kPa	53%
6	case8	空气中3日+水浸4日	1日	90%	206.9 kPa	50%
7	case4	全水浸養生	3日	90%	189.9 kPa ²	46%
8	case7	全水浸養生	1日	80%	91.6 kPa	22%
9	case9	空气中3日+水浸4日	1日	80%	85.9 kPa	21%

③ 強度発現率（第5章）

セメント系改良土の発現強度（28日強度）は、「仮置き期間」、「締固め度」、「養生方法」の違い及び組み合わせにより異なる。

「空中3日+水中4日養生」かつ「仮置き無し」かつ「締固め90%以上」の条件における強度（標準条件強度）を1.0と仮定すると、発現する強度は（式1）で求めることができる。

$$\text{発現推定強度 (kPa)} = \text{標準条件強度 (kPa)} \times \text{強度発現率 (\%)} \quad \dots \text{(式1)}$$

ここで、強度発現率は、「仮置き期間」、「締固め度」、「養生方法」の条件毎に設定した係数を乗じて算出する（式2）。

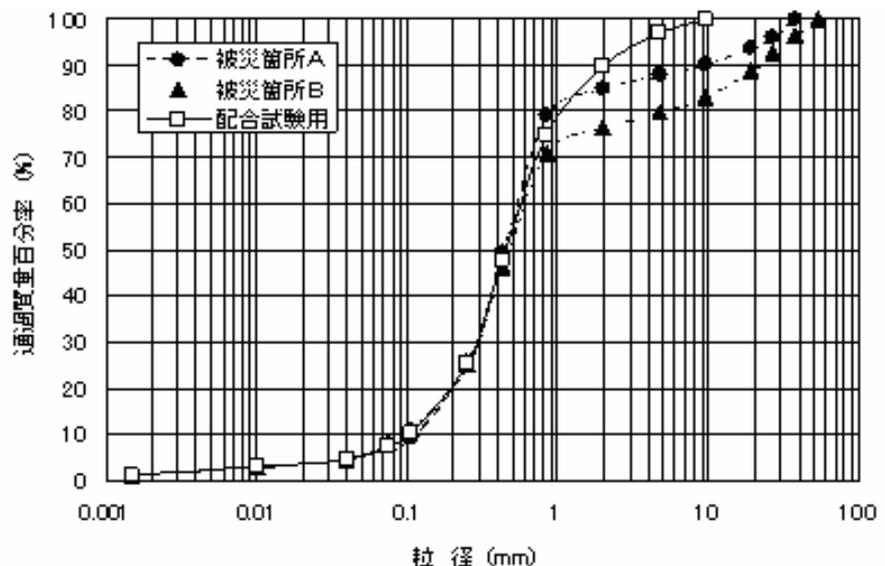
$$\text{強度発現率 (\%)} = \text{仮置き係数} \times \text{締め固め係数} \times \text{養生係数} \times 100 \quad \dots \text{(式2)}$$

各条件の強度発現率は、本報告書の試験結果に基づき下記の通り設定した。

項目	条件	係数
①仮置き	仮置き無し	1.0
	仮置き1日	0.7
	仮置き3日	0.6
②締固め	締固め度90%以上	1.0
	締固め度90%以下かつ仮置き無し	0.75
	締固め度90%以下かつ仮置き1日	0.4
③養生方法	空中3日水中4日養生かつ仮置き無しかつ締固め90%以上	1.0
	その他条件	0.75

【注意】

本報告書におけるセメント配合・土の種類に基づく結果であり、条件が異なれば係数も変化することに注意が必要である（下図は本報告書の試験で使用した土砂の粒径加積曲線）。

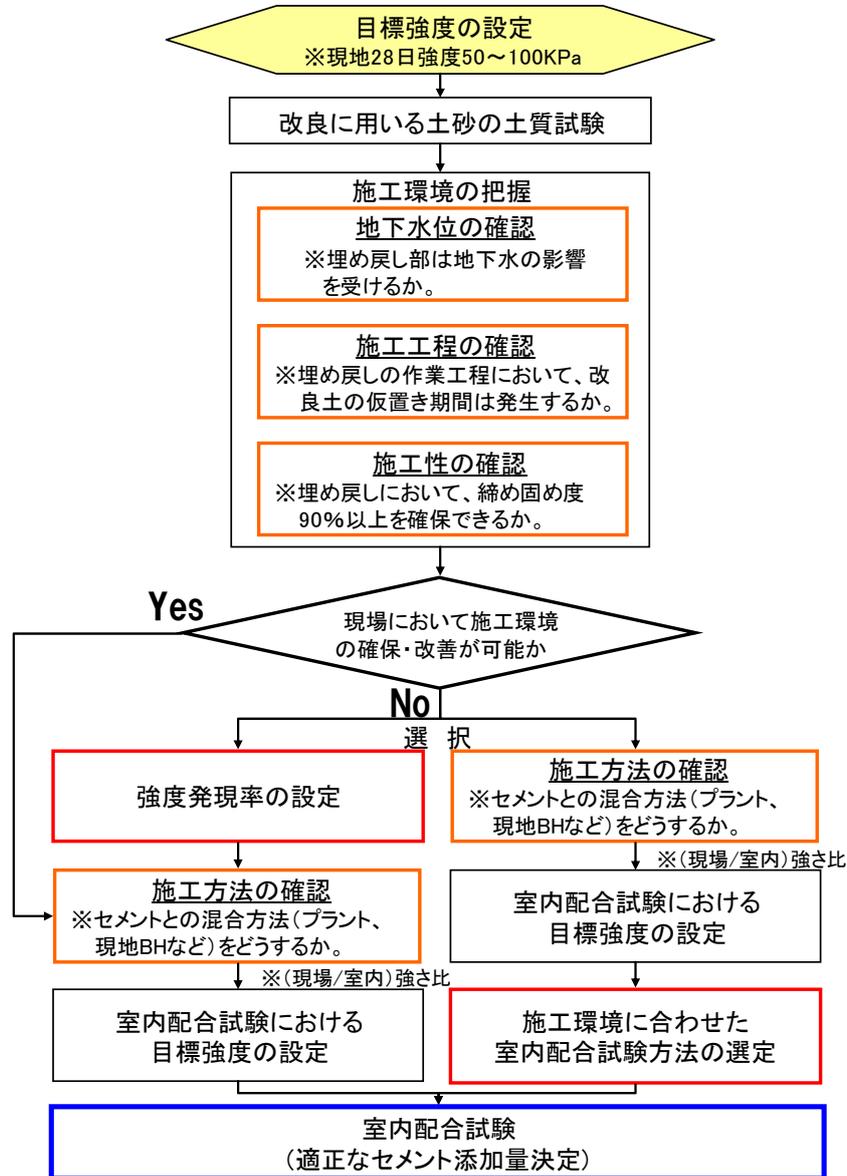


④ セメント系改良土を埋め戻しに用いる場合の留意点（第5章）

セメント系改良土を埋め戻しに用いる場合の留意点は次の通り。

□現場施工条件と配合試験における条件を一致させることが重要である。

※フロー図参照



□現場では確実に 90%以上の締め固めを行わなければ、配合設計通りの強度は得られない。

□締め固めを確実にを行うため、1層当たりの打設層厚を少なくし確実な転圧を行う。
(確実に締め固め度 90%以上を確保する。)

□配合土は仮置き期間を作らず、プラント配合後、速やかに（6時間以内を目安とする）現場打設を行わねばならない。（仮置き期間は可能な限り無しとする。）

□地下水の影響を受けることにより、空中養生期間（打設後不飽和条件となる期間）を設けられない場合には、配合試験条件を全水浸条件にて行う必要がある（空中養生期間がないと標準的な配合試験で期待される強度が得られない可能性がある）

□確実な締固めを行うためにも埋め戻し時には確実に地下水を揚水してドライワークを確保する。これにより初期の空中養生期間がとれ、施工性が向上し（転圧が容易になる）より強度が期待できる。

□事前の確認（室内配合試験）、適切な施工（施工管理）、事後の確認（品質確認）の各時点でのチェック（施工管理）が重要である。

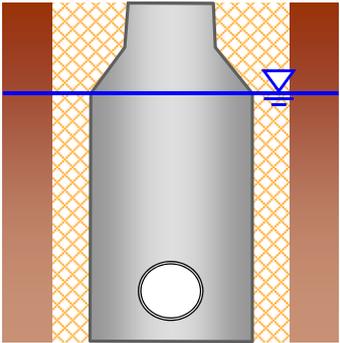
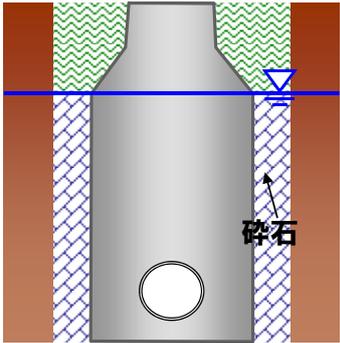
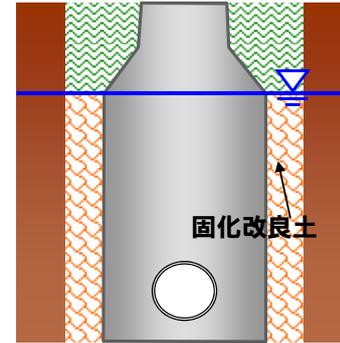
2. 下水道管路施設埋め戻し部への セメント系改良土の適用基準の 現状と問題点

2. 下水道管路施設埋め戻し部へのセメント系改良土の適用基準の現状と問題点

2004年10月に発生した新潟県中越地震（以下、「中越地震」という。）後の同年11月、下水道地震対策技術検討委員会より、管路施設の被害再発防止を考慮した「管路施設の本復旧にあたっての技術的緊急提言」（以下、「緊急提言」という。）が取りまとめられ、本復旧においては表-2.1に示す通り、埋め戻しにおいて①埋め戻し部の締固め（締固め度90%以上）、②碎石による埋め戻し、③埋め戻し土の固化のいずれかの対策を行うこととされ、中越地震で被災を受けた下水道管路施設は、上記の①～③のいずれかの埋め戻し方法により本復旧された。

また、「下水道施設耐震対策指針と解説—2006年版—」（日本下水道協会）においても、この緊急提言の内容が盛り込まれ、地震時の液状化対策としてその効果が期待されているところである。

表-2.1 緊急提言に基づく下水道管路施設の埋め戻し方法

埋戻し土の締固め	碎石による埋戻し	埋戻し土の固化
良質土で締固め(締固め度90%以上)ながら、埋戻す。	地下水位以深を透水性の高い材料(碎石)で埋戻す。	地下水位以深をセメント固化改良土等で埋戻す。
		
十分な締固めを行うことにより、埋戻し部の過剰間隙水圧を小さくすることが出来るため、液状化に対する効果は大きい。	マンホール・管路近傍部の過剰間隙水圧が消散するため、液状化に対する効果は大きい。	埋戻し部が非液状化層となるため、液状化に対する効果は大きい。

3つの埋め戻し方法のうち、埋め戻し土の固化については、埋め戻し土に固化材を添加することにより、埋め戻し部を非液状化層として液状化の発生防止を図るものである。

発生土あるいは購入土にセメント、セメント系固化材等を添加させる、または、発生土に石灰系固化材を添加して固化させるのが一般的となっている。

また、固化材の添加量は、液状化被害を防止するのに必要な強度及び柵・取付け管等の設置のための再掘削に支障が生じない範囲の強度を検討して定める必要がある。セメント系改良土の場合、「埋立地の液状化対策ハンドブック（改訂版）」に示されている試験結果によると、一軸圧縮強度が50 kPa～100 kPaであれば液状化しないと考えてよいとされている。

したがって、セメント等固化材の添加量は、現地における平均一軸圧縮強度（28日強度）として50～100 kPaを確保すればよく、現地にてセメント等を添加しバックホウにて混合する場合には、室内試験による平均一軸圧縮強度（28日強度）が100 kPa～200

k P a となる量が目安となる。ただし、現場における一軸圧縮強度とセメント添加量の関係は、元となる土の種類、施工での混合方法や投入方法等、現地の条件に大きく依存するため、セメントを配合する現地土を用いた室内配合試験を行ってセメント添加量を決定することが望ましい（図-2.1参照）。

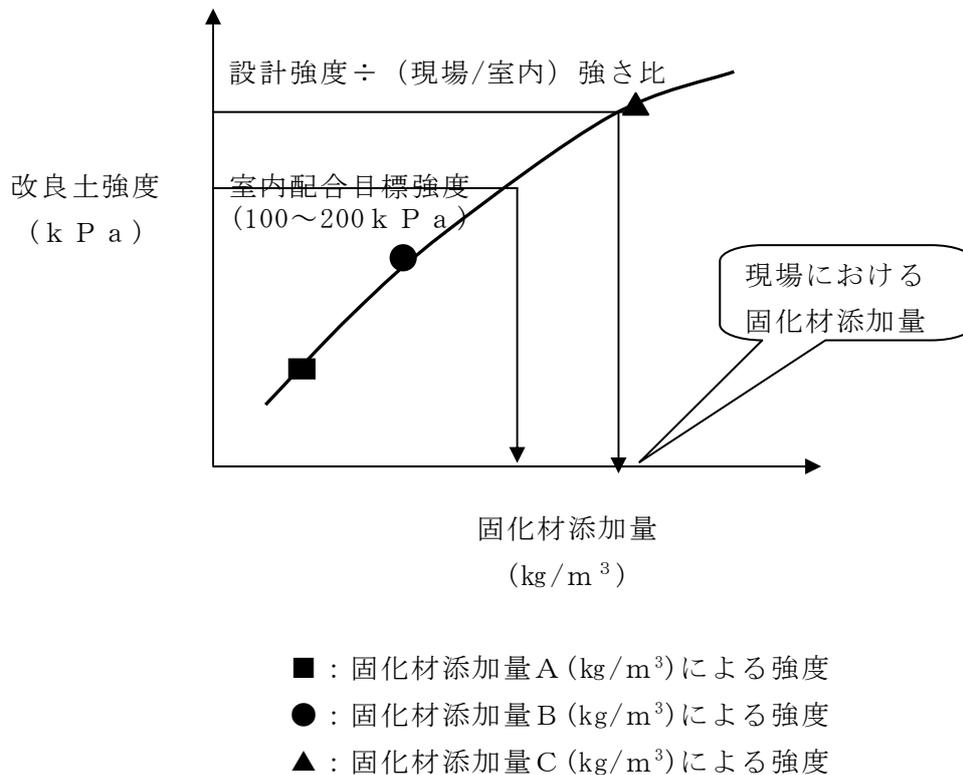


図-2.1 室内配合試験結果と現場セメント添加量の関係（イメージ）

しかしながら、下水道管路施設の埋め戻しに関しては、液状化対策の必要な箇所は総じて地下水位が高く施工性が著しく悪いほか、管材や管形状（円形管）などの点より埋め戻し土の転圧が非常に難しいなど、セメントの固化に障害となる因子が多く存在することから、設計強度と現場における発現強度が大きく異なる場合もあることから注意が必要である。また、プラント混合とバックホウ等の混合では、（現場/室内）強さ比が異なることから、各プラントにおける同強さ比の設定も重要と考えられる。

よって、現地において所定の一軸圧縮強度を得るための室内配合試験が非常に難しく、これに関する知見も少ないことから、下水道管渠施工の特殊性を考慮した室内配合試験のあり方に関する検討が必要と考えられる。

また、セメント固化の障害となる地下水の影響や転圧不足などの諸問題を解消するための具体的な施工方法についても整理が必要である。

3. セメント系改良土施工箇所の被災事例

3. セメント系改良土施工箇所の変災事例

3.1 新潟県中越沖地震によるセメント系改良土施工箇所の被害概況

2004年10月に発生した中越地震で被災した新潟県内の都市では、同年11月に下水道地震対策技術検討委員会より発出された緊急提言に基づいて復旧工事を実施した。

その後、2007年7月に発生した新潟県中越沖地震（以下、「中越沖地震」という。）では、緊急提言に基づいて復旧工事を行ったにもかかわらず、中越地震に引き続き被害を受ける（再被災）こととなった管渠が見受けられた。

ここでは、中越地震において、先の緊急提言に基づき埋め戻し土の固化（セメント系改良土による埋め戻し土の固化）を実施した地方公共団体で、かつ中越沖地震で震度6弱以上（余震を含む）を記録した地方公共団体における中越沖地震での被害状況を整理する。

表-3.1 に中越沖地震の震度と中越地震後の復旧工事におけるセメント系改良土の製造方法を、表-3.2 に中越沖地震における再被災状況を示す。

表-3.1 中越沖地震の震度と中越地震における復旧時の改良土製造方法

地方公共団体	震度			H16中越地震復旧時の改良土製造方法	
	H16中越地震	H19中越沖地震			
		本震	最大余震※		
小千谷市	6強	6弱	5弱	固化(プラント混合)	
長岡市	旧三島町	6弱	6弱	4	固化(プラント混合)
	旧和島村	5強	5強	6弱	固化(現場混合)
	旧小国町	6強	6強	4	固化(プラント混合)
出雲崎町	5強	6弱	6弱	固化(プラント混合)	
柏崎市	旧柏崎市	5弱	6強	5弱	固化(現場混合)
	旧西山町	5弱	6強	6弱	固化(現場混合)

※平成19年7月16日15:37発生

表-3.2 中越沖地震におけるセメント系改良土施工箇所の再被災状況

地方公共団体	管 渠			人 孔			
	H16中越復旧管渠(km)	H19中越沖再被災管渠(km)	管渠再被災率(%)	H16中越復旧人孔(個)	H19中越沖再被災人孔(個)	人孔再被災率(%)	
小千谷市	31.1	0	0%	981	0	0%	
長岡市	旧三島町	1.8	0	0%	32	0	0%
	旧和島村	6.1	0	0%	0	0	0%
	旧小国町	9.6	0	0%	203	0	0%
出雲崎町	3.1	0.23	7.42%	20	0	0%	
柏崎市	旧柏崎市	3.9	0	0%	44	0	0%
	西山町	0.3	0	0%	8	0	0%
合 計	55.9	0.23	0.41%	1,288	0	0%	

※H19中越沖地震で震度6弱以上（余震を含む）を記録した地方公共団体のみ

表-3.2 より、小千谷市、長岡市(旧三島町、旧和島村、旧小国町)、柏崎市(旧柏崎市、旧西山町)では再被災がなく、出雲崎町のみで再被災があった。

出雲崎町における管渠の再被災率は 7.4% (230m/3,100m) であったが、マンホール(人孔)の再被災はなく、管路の流下機能に支障を及ぼす被害もなかった(再被災の状況の詳細は後述)。

以上のことから、緊急提言に基づく埋め戻し(固化)を実施した管路施設においては、ほとんどが被災を受けておらず、再被災した管渠においても被害の程度が軽微であったことから、埋め戻し固化による耐震対策が有効であったと考えられる。

(参考) 中越沖地震における被災状況

地方公共団体	管 渠			人 孔	
	総管渠延長 (km)	内被災管渠 (km)	被災率 (%)	被災人孔 (個)	
小千谷市	190.7	3.7	1.9%	0	
長岡市	旧三島町	57.3	1.0	1.7%	0
	旧和島村	40.7	0.3	0.7%	0
	旧小国町	61.0	0	0%	0
出雲崎町	39.6	2.4	6.1%	0	
柏崎市	旧柏崎市	436.8	34.8	8.0%	1,274
	西山町	25.8	1.4	5.4%	13
合 計	851.9	43.6	5.1%	1,287	

※中越沖地震で震度6弱以上(余震を含む)を記録した地方公共団体のみ

3.2 新潟県中越沖地震によるセメント系改良土施工箇所の被災事例

前述の通り、埋め戻し土の固化による対策は有効であったと考えられるが、出雲崎町の一部では再被災が生じた。

中越地震後の本復旧において、出雲崎町が採用した改良土の仕様を表-3.3に示す。

表-3.3 出雲崎町における改良土の仕様

項 目	規 格	備 考
セメント添加量	対重量比 2.0% (32kg/m ³)	湿潤密度1.6g/cm ³ に対して
セメント種類	高炉セメントB種	
使用土砂	建設発生土	
改良方法	プラント混合	出雲崎町内

※長岡市、柏崎市、小千谷市についても高炉セメントB種を採用

中越沖地震における出雲崎町での再被災は6ヶ所で総延長 230mである。このうち図示した3箇所については、国土技術政策総合研究所において現地調査を行っている。出雲崎町の再被災箇所の管路被害の特徴（現地調査を行った3箇所）は、以下に示す通りであるが、地形や被害形態は共通する点が多い。図-3.1 に再被災箇所の位置図を示す。

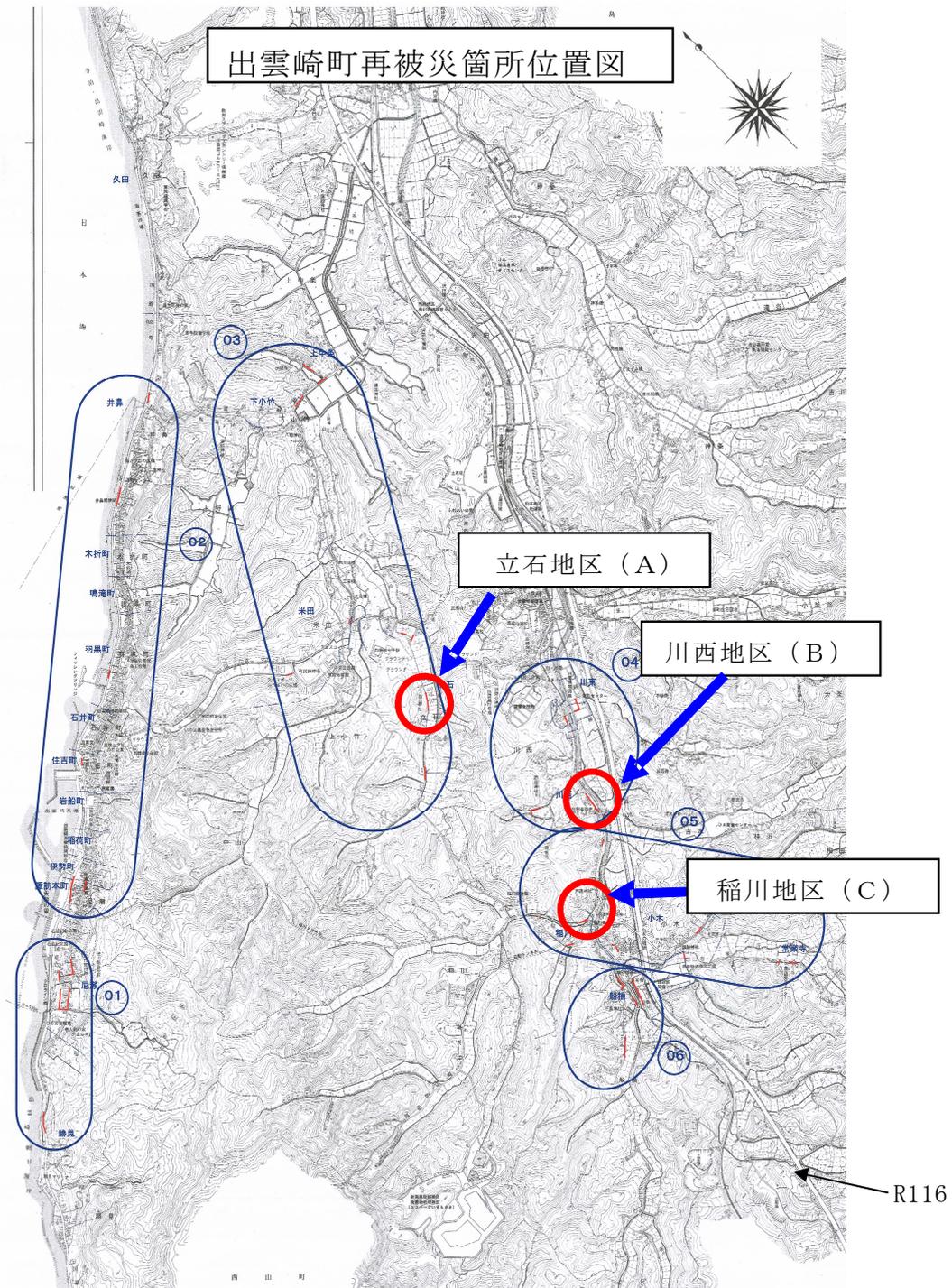


図-3.1 出雲崎町における埋め戻し土の固化を適用し再被災した管路の位置

※  で囲った地域が再被災箇所。

※ 矢印で示した3地区は、今回の調査対象箇所。

表-3.4 出雲崎町における再被災箇所の特徴

再被災箇所	A (立石) 地区	B (川西) 地区	C (稲川) 地区
地 形	山の裾野の道路。 道路脇に水田。被災時の水田は水張り中。	山の裾野の道路。 道路脇には河川。	山の裾野の道路。 道路脇には河川。
被災形態	管渠のたるみ	管渠のたるみ	管渠のたるみ
管路施設	管種：塩ビ管 口径：φ150 土被り：約1.7~2.0m	管種：リブ付塩ビ管 口径：φ200 土被り：約3m	管種：塩ビ管 口径：φ150 土被り：約3m
被害の程度	<ul style="list-style-type: none"> ・流下機能に支障なし ・マンホール隆起（深さ100mm） ・マンホール1区間で管渠たるみ ・マンホール内滞水 	<ul style="list-style-type: none"> ・流下機能に支障なし ・路面及びマンホール周囲陥没（深さ130mm） ・マンホール3区間で管渠たるみ 	<ul style="list-style-type: none"> ・流下機能に支障なし ・路面陥没 ・マンホール2区間で管渠たるみ



写真-3.1 A地区



写真-3.2 B地区



写真-3.3 C地区

3.3 再被災箇所における土質調査

出雲崎町で被災した3箇所について、その原因の推察に必要なデータを収集するため、本復旧工事に併せて以下の内容で現地調査を行った。調査内容を以下に示す。

〔調査日〕

平成19年10月～平成20年3月

〔調査内容〕

- | | | |
|------------------------------|------------------|----------------------|
| ① 簡易動的貫入試験 (JGS 1443) | : 道路高より深さ3m程度まで | |
| ② 現場密度試験 (JIS A 1214) | } | |
| ③ 土粒子の密度試験 (JIS A 1202) | | |
| ④ 土の含水比試験 (JIS A 1203) | | |
| ⑤ 土の粒度試験 (JIS A 1204) | | |
| ⑥ 突固めによる土の締固め試験 (JIS A 1210) | | : 埋め戻し施工基面及び管頂付近の2箇所 |
| ⑦ 一軸圧縮試験 (JIS A 1216) | | } |
| ⑧ 蛍光X線オーダー分析 | : 埋め戻し土中のセメント量推定 | |
| ⑨ 酸化カルシウム分析 (JISR5202-1999) | | |

表-3.5 室内土質試験の方法

試験名	地盤工学会基準	日本工業規格
土粒子の密度試験	JGS 0111	JIS A 1202
土の含水比試験	JGS 0121	JIS A 1203
土の粒度試験	JGS 0131	JIS A 1204
一軸圧縮試験	JGS 0511	JIS A 1216
蛍光X線オーダー分析	-	-
酸化カルシウム分析	-	JISR5202-1999

JIS:日本工業規格、JGS:地盤工学会基準

(1) 簡易貫入試験結果

再被災2箇所において簡易貫入試験を実施した。簡易貫入試験の結果（Ndの深度分布図）を図-3.2に示す。

埋め戻し部におけるNd値は、地表から管頂付近までの間を測定した。

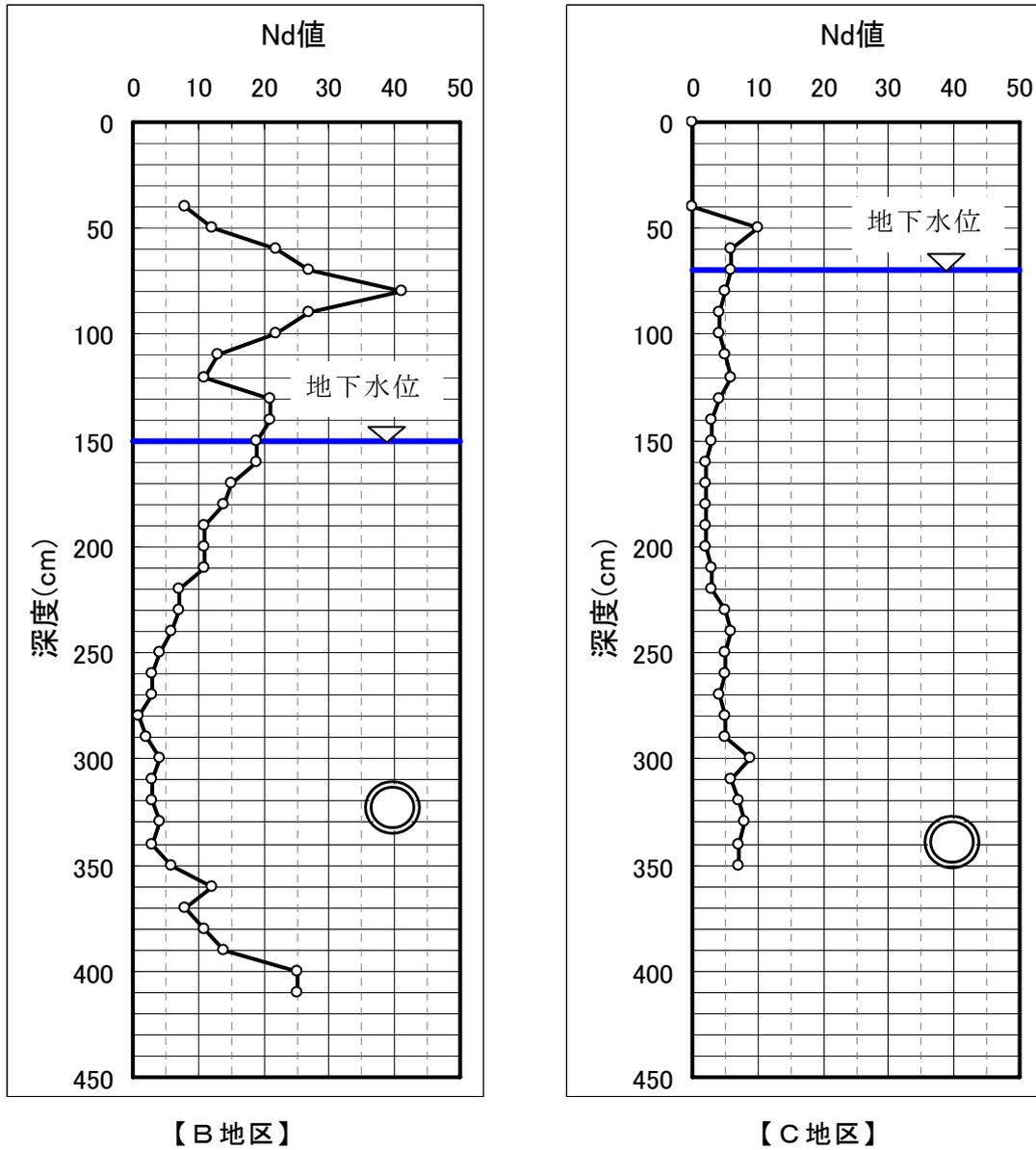


図-3.2 Nd深度分布図

(2) 室内土質試験結果

再被災2箇所において室内土質試験を実施した。試験結果を表-3.6に示す。

表-3.6 室内土質試験結果

採取箇所		A地区		B地区		C地区		
採取深度		-1.00m	-2.00m	-1.75m	-2.90m	-1.00m	-2.00m	
一般	土粒子の密度	2.705g/cm ³	2.698g/cm ³	2.702g/cm ³	2.696g/cm ³	2.685g/cm ³	2.712g/cm ³	
	自然含水率	18.4%	19.0%	27.8%	21.7%	18.6%	19.8%	
粒度	ふるい試験	粒径mm	通過質量百分率					
		53				100%		
		37.5	100%		100%	96.3%	100%	100%
		26.5	96.4%	100%	96.0%	92.7%	93.6%	94.5%
		19	92.0%	95.4%	93.8%	89.0%	89.5%	86.0%
		9.5	83.0%	89.6%	90.3%	83.1%	85.2%	82.6%
		4.75	79.1%	86.4%	88.0%	79.7%	82.8%	80.4%
		2	76.2%	84.2%	85.0%	76.4%	80.4%	74.1%
		0.85	74.0%	81.5%	79.1%	71.0%	74.1%	47.1%
		0.425	62.3%	59.1%	49.4%	46.2%	51.1%	22.9%
		0.25	37.2%	30.1%	25.8%	25.2%	24.4%	6.3%
	0.106	10.3%	9.4%	9.1%	11.0%	7.8%	5.5%	
	0.075	8.7%	8.0%	7.1%	8.0%	6.9%		
	均等係数 U _c	4.046	3.734	4.693	6.138	3.859	3.817	
	平均粒径 D ₅₀	0.3252	0.3585	0.4293 mm	0.4675 mm	0.4145 mm	0.4548 mm	
分類	分類名	細粒分混礫質砂	細粒分混礫質砂	礫質砂	細粒分混礫質砂	細粒分混礫質砂	細粒分混礫質砂	
締固	最大乾燥密度 ρ _{dmax}			1.709g/cm ³	1.766g/cm ³	1.738g/cm ³	1.747g/cm ³	
	最適含水率			15.5%	14.8%	15.5%	15.6%	
現場密度	乾燥密度			1.151g/cm ³	1.388g/cm ³	1.502g/cm ³	1.316g/cm ³	
	締固め度			67.3%	78.3%	86.4%	75.3%	

図-3.3 に埋め戻し土の粒径加積曲線を示す。埋め戻し土の粒度組成は、粒径 0.1mm ~1.0mm を主体とし、均等係数は $U_c < 4$ で「分級された」粒度成である。また、地盤材料の分類名では、細粒分混じり礫質砂 (SG-F) に分類される。深度別に見ても、最大粒径に差がある程度で、3箇所ともほぼ同様の材料と見なされる。

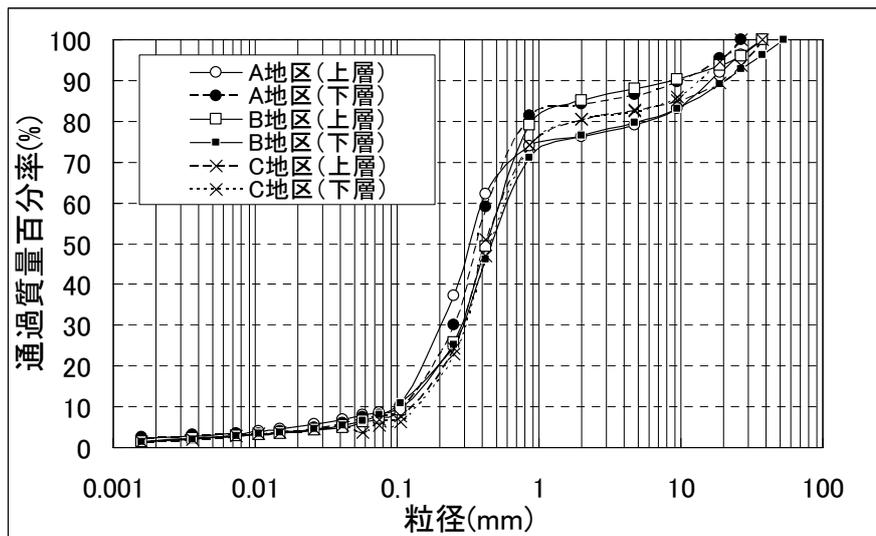


図-3.3 埋め戻し土の粒径加積曲線

図-3.4 に締固め曲線を示す。締固め度は、B地区及びC地区において調査を行った。

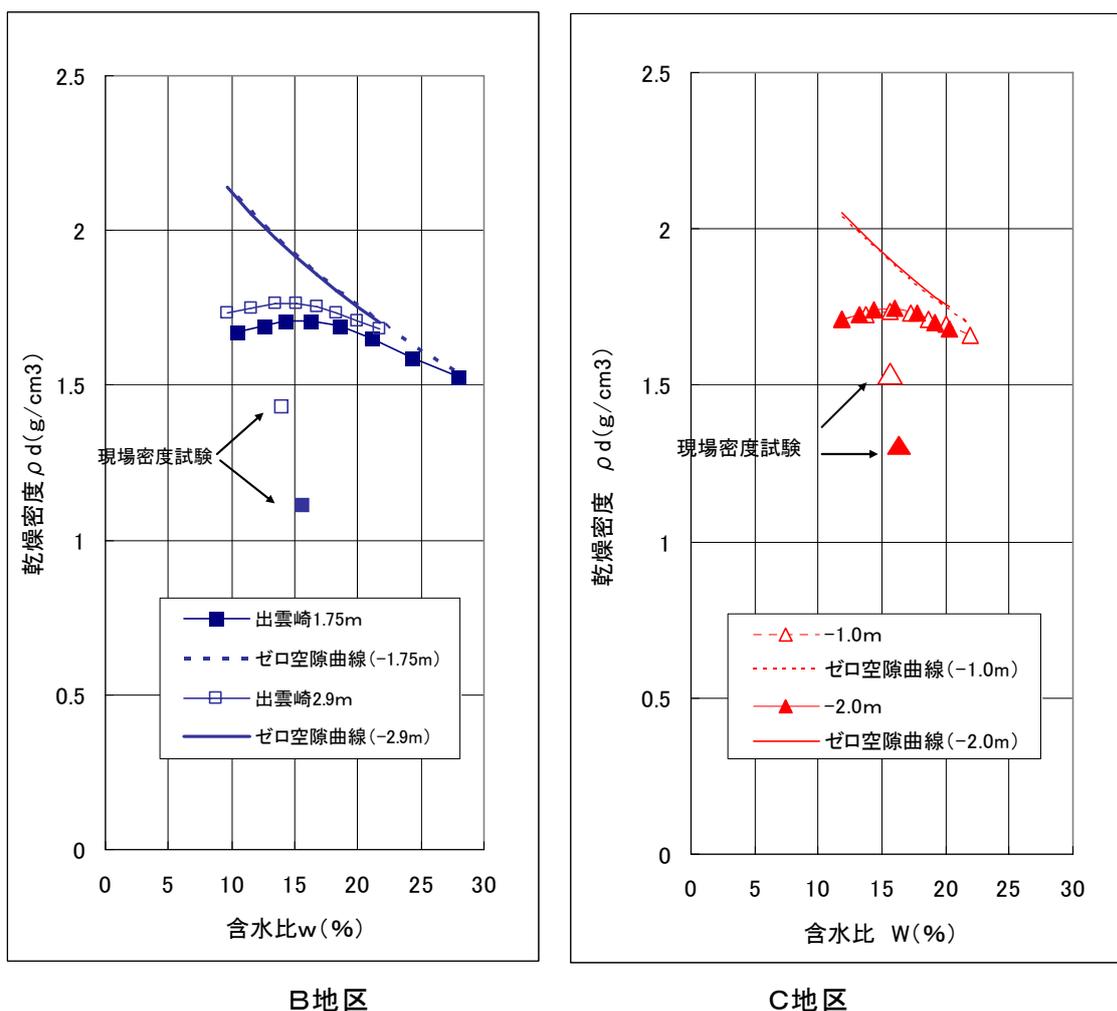


図-3.4 締固め曲線

両地区ともに、上下層でその差異は小さく、ほぼ同一材料の締固め特性を示した。現場密度試験による自然含水比と締固め試験による最適含水比を比較すると、最適含水比よりも2~3%湿潤側であった。

現場密度試験により確認した乾燥密度から締固め度を求めると表-3.7 のとおりであり、上層で86.4%と比較的高いが、下層は75.3%と低い。

表-3.7 埋め戻し土の締固め度

位置	試験項目	B地区	C地区
上層	現場密度による乾燥密度	$\rho_d=1.151$	$\rho_d=1.502$
	締固め試験による最大乾燥密度	$\rho_{dmax}=1.709$	$\rho_{dmax}=1.738$
	締固め度	$D_c=67.3\%$	$D_c=86.4\%$
	簡易貫入試験によるNd値	14~15	4
下層	現場密度による乾燥密度	$\rho_d=1.383$	$\rho_d=1.316$
	締固め試験による最大乾燥密度	$\rho_{dmax}=1.766$	$\rho_{dmax}=1.747$
	締固め度	$D_c=78.3\%$	$D_c=75.3\%$
	簡易貫入試験によるNd値	2~4	2

C 地区における簡易貫入試験によるNd、締固め度、湿潤密度の深度分布の対比を図-3.5に示す。

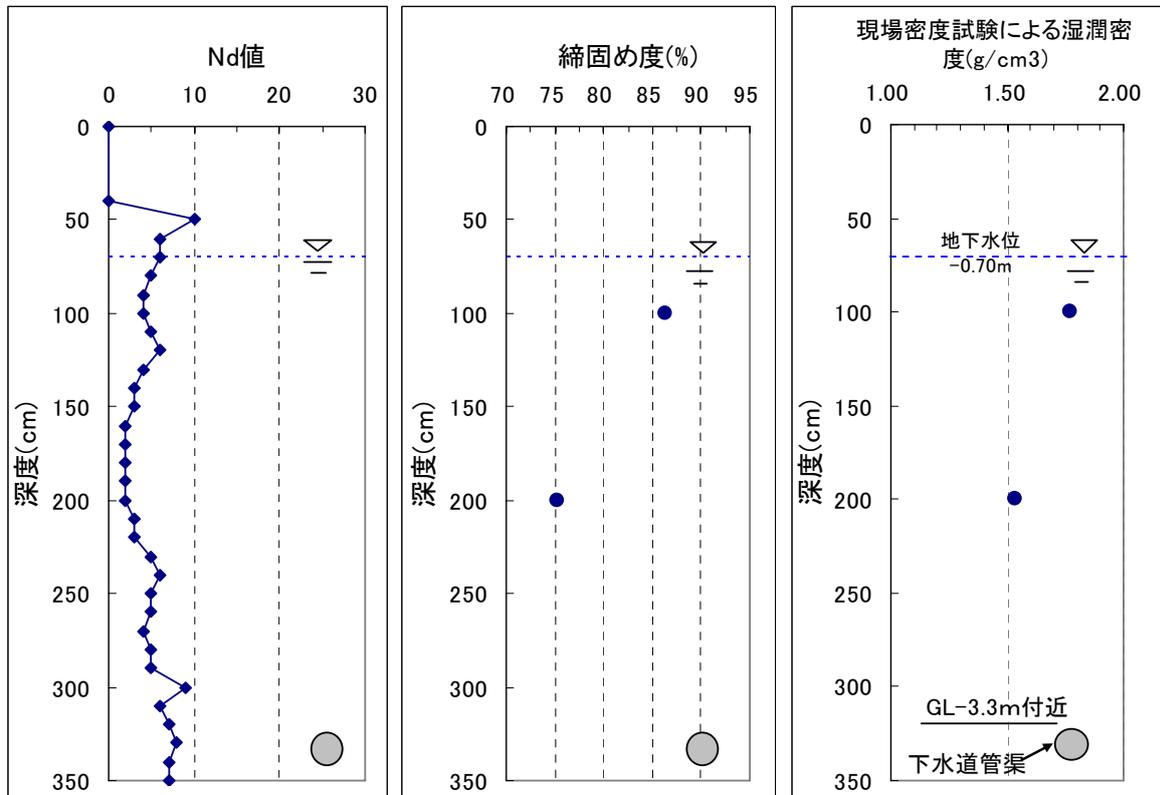


図-3.5 簡易貫入試験によるNd、締固め度、湿潤密度の深度分布の対比（C地区）

Nd 値は深度方向に管渠埋設深までこの傾向は変わらず、平均5程度と低い値を示している。締固め度（Dc 値）とNd 値を対比すると、締固め度が75.3%を示した地点（下層）におけるNd 値は2とかなり低い。

締固め度は、下層（75.3%）よりも上層（86.4%）の方が高く、湿潤密度の傾向も同様のことが言える。

以上の土質試験の結果を考慮すると、埋め戻し材料にほぼ均一な粒径の砂を用いていること、地下水位が高いこと、締固め度が90%以下である等から、液状化現象の発生条件が整っていることが分かった。しかしながら、土質試験を実施した現場においては、A都市で見られた憤砂や噴水といった液状化現象の痕跡は見られなかったことから、埋め戻し部の液状化が被災原因と断言はできないもののその可能性が示唆される。

(3)一軸圧縮試験

セメント系改良土の強度を確認するために、B地区とC地区の上層と下層（地下水以深）においてブロックサンプリング（乱さない試料の採取）を行った。

しかしながら、両地区の供試体とも強度が非常に小さく、脱型時に自立することが困難で、試験前に崩壊し試験実施が不可能であった（写真-3.4 参照）。

よって、B地区及びC地区の埋め戻し土は固化していないと判断せざるを得ない。



写真-3.4 サンプルング試料（脱型時）

(4)セメント含有量試験

前述の現場試験並びに土質試験の結果から明らかなように、固化した形跡が見られない。そこで、被災した3箇所について、使用されていた改良土のセメント含有量を推定するために、酸化カルシウム分析及び蛍光X線オーダー分析を実施した。

① 酸化カルシウム分析

酸化カルシウム分析を実施した結果を、表-3.8に示す。

試料中に含まれる酸化カルシウム量から、単位体積当たりセメント量を推定すると、いずれの地区についても 30 kg/m^3 以上となった。

自然の土壌にも酸化カルシウムを含んでいるケースがあるが、設計配合量が 30 kg/m^3 であることを考慮すると、セメントは適切に配合されたものと推測される。

表-3.8 酸化カルシウム分析の結果

	A地区		B地区		C地区	
	上層	下層	上層	下層	上層	下層
調査深度						
酸化カルシウム量	1.3%	1.0%	1.6%	1.5%	1.4%	1.3%
乾燥ベースのセメント	2.4 wt%	1.8 wt%	2.9 wt%	2.7 wt%	2.6 wt%	2.4 wt%
有姿ベースのセメント量	2.0 wt%	1.5 wt%	2.1 wt%	2.1 wt%	2.1 wt%	2.0 wt%
単位体積当セメント量	34 kg/m^3	26 kg/m^3	31 kg/m^3	35 kg/m^3	37 kg/m^3	31 kg/m^3
設計配合	30 kg/m^3					

※1) 2000年度版 セメント協会発行資料による(高炉セメントB種)

※2) 湿潤密度、含水比は土質試験値を用いた。

※3) 乾燥ベースのセメント量(%) =
 $\text{土壌に含まれる酸化カルシウム量}(\%) \div \text{セメントの酸化カルシウム量}(\%) \times 100$

※4) 有姿ベースのセメント量(%) =
 $\text{乾燥ベースのセメント量}(\%) \times ((100 - \text{土壌の水分量}(\%)) \div 100)$

※5) 単位容積当たりのセメント量(kg/m^3) =
 $(\text{湿潤ベースのセメント量}(\%) \div 100) \times \text{試料土の湿潤密度}(\text{kg/m}^3)$

② 蛍光X線オーダー分析

被災3地区において、蛍光X線オーダー分析を実施した結果を、表-3.9に示す。

表-3.9 蛍光X線オーダー分析の結果 (単位: mass%)

分析項目	A地区		B地区		C地区		平均	
	上層	下層	上層	下層	上層	下層	上層	下層
ig.loss	2.4	1.9	1.82	2.07	2.34	2.17	2.19	2.05
SiO ₂	67.19	69.5	69.15	68.95	68.43	68.47	68.26	68.97
Al ₂ O ₃	13.08	12.53	12.5	12.51	12.53	12.53	12.70	12.52
Fe ₂ O ₃	5.14	4.4	4.4	4.48	4.98	5.18	4.84	4.69
CaO	4.12	3.61	4.1	4	4	3.8	4.07	3.80
MgO	1.74	1.51	1.44	1.52	1.62	1.62	1.60	1.55
SO ₃	0.19	0.11	0.12	0.1	0.07	0.09	0.13	0.10
Na ₂ O	2.76	2.88	2.98	2.91	2.72	2.77	2.82	2.85
K ₂ O	2.41	2.7	2.62	2.6	2.41	2.42	2.48	2.57
TiO ₂	0.62	0.52	0.51	0.53	0.56	0.54	0.56	0.53
P ₂ O ₅	0.11	0.09	0.11	0.1	0.1	0.11	0.11	0.10
MNO	0.1	0.08	0.09	0.09	0.11	0.1	0.10	0.09
Cl	0.018	0.015	0.02	0.016	0.018	0.015	0.02	0.02
F	N.D.	N.D.	N.D.	N.D.	N.D.	0.073	N.D.	0.07
V	0.014	0.012	0.01	0.011	0.008	0.012	0.01	0.01
Cr	0.007	0.004	0.008	0.006	0.007	0.008	0.01	0.01
Ni	0.005	0.005	0.005	0.004	0.005	0.004	0.01	0.00
Cu	0.002	0.002	0.003	0.003	0.002	0.005	0.00	0.00
ZN	0.007	0.007	0.007	0.007	0.007	0.007	0.01	0.01
As	0.002	0.002	0.002	0.002	N.D.	0.002	0.00	0.00
Zr	0.005	0.006	0.009	0.009	0.005	0.005	0.01	0.01
Mo	N.D.	N.D.	N.D.	N.D.	N.D.	N.D.	N.D.	N.D.
Pb	0.001	N.D.	N.D.	N.D.	0.001	N.D.	0.00	N.D.
Sr	0.024	0.024	0.022	0.022	0.025	0.024	0.02	0.02
Ba	0.052	0.074	0.043	0.051	0.05	0.052	0.05	0.06
Cd	N.D.	N.D.	N.D.	N.D.	N.D.	N.D.	N.D.	N.D.
Br	N.D.	N.D.	N.D.	N.D.	N.D.	N.D.	N.D.	N.D.
SN	N.D.	N.D.	N.D.	N.D.	N.D.	N.D.	N.D.	N.D.
Ga	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.00	0.00
Rb	0.01	0.011	0.011	0.011	0.01	0.01	0.01	0.01
Y	0.004	0.004	0.004	0.004	0.005	0.005	0.00	0.00
Nb	0.000 ⁵	0.000 ³	0.001	0.000 ⁵	N.D.	N.D.	0.00	N.D.
Sb	N.D.	N.D.	N.D.	N.D.	N.D.	N.D.	N.D.	N.D.
Se	N.D.	N.D.	N.D.	N.D.	N.D.	N.D.	N.D.	N.D.

※N.D.は、「検出されず」。

各分析項目について、3地区とも同様の含有量を示している。

参考に「おもな火成岩の化学組成」と「おもな堆積岩の平均化学組成」を表-3.10に示す。蛍光X線分析結果と石灰岩を除く堆積岩の化学組成の割合は類似している。

表-3.10 岩盤の一般的な化学組成(理科年表(2001))

おもな火成岩の化学組成

	コマチ アイト	アルカリ 玄武岩	洪水 玄武岩	海洋島 玄武岩	深海底 玄武岩	島弧 玄武岩	カルク アルカリ 安山岩	カルクア ルカリデ イサイト	カルク アルカリ 流紋岩	花コウ岩
	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
SiO ₂	45.8	45.4	50.01	50.51	50.68	51.9	59.2	67.2	75.2	72.2
TiO ₂	0.30	3.00	1.00	2.63	1.49	0.80	0.70	0.50	0.20	0.30
Al ₂ O ₃	7.30	14.7	17.08	13.45	15.60	16.0	17.1	16.2	13.5	14.6
Cr ₂ O ₃	0.20	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Fe ₂ O ₃	—	4.10	—	1.78	—	—	2.90	2.00	1.00	—
FeO	11.2	9.20	10.01	9.59	9.85	9.56	4.20	1.80	1.10	2.40
MnO	—	—	0.14	0.17	—	0.17	—	—	—	—
MgO	26.1	7.80	7.84	7.41	7.69	6.77	3.70	1.50	0.50	1.00
CaO	7.60	10.5	11.01	11.18	11.44	11.8	7.10	3.80	1.60	1.70
Na ₂ O	0.70	3.00	2.44	2.28	2.66	2.42	3.20	4.30	4.20	2.90
K ₂ O	0.10	1.00	0.27	0.49	0.17	0.44	1.30	2.10	2.70	4.50
P ₂ O ₅	—	—	0.19	0.28	0.12	0.11	0.20	0.20	0.10	—
合計	99.3	98.7	99.99	99.77	99.70	100.0	99.6	99.6	100.1	99.6

A : Arndt et al., 1977, B : Macdonald, 1968, C, D : Basaltic Volcanism Study Project, 1981, E : Melson et al., 1976, F : Jakes & White, 1972, G, H, I : Ewart, 1982, J : Phillips et al., 1981.

おもな堆積岩の平均化学組成

	泥質岩 (277 個 の試料の平均, Wedepohl)	砂質岩 (253 個 の試料の平均, Clarke)	石灰岩 (345 個 の試料の平均, Clarke)	深海底泥質堆積 物 (87 個の試料 の平均, Clarke, Goldberg, Arrhenius)
SiO ₂	58.9	78.7	5.2	52.8
TiO ₂	0.77	0.25	0.07	0.8
Al ₂ O ₃	16.7	4.8	0.8	16.4
Fe ₂ O ₃	2.8	1.1	} 0.5	} 8.8
FeO	3.7	0.3		
MnO	0.1	0.01	0.05	0.8
MgO	2.6	1.2	7.9	3.4
CaO	2.2	5.5	42.6	3.2
Na ₂ O	1.6	0.5	0.05	2.1
K ₂ O	3.6	1.3	0.3	2.8
H ₂ O ⁺	} 5.0	1.3	0.6	} 6.2
H ₂ O ⁻		0.3	0.2	
P ₂ O ₅	0.16	0.04	0.09	0.15
CO ₂	1.3	5.0	41.6	2.1

3.4 土質試験結果による被災原因の考察

再被災箇所において、現場試験及び室内土質試験を実施した。その結果、次のことが分かった。

- ① 簡易貫入試験結果より、Nd値は地下水位を境にして異なる傾向を示し、地下水位以深においてNd値が低い傾向にある。
- ② 地下水位以深の締固め度は90%以下であった。
- ③ 改良土の強度は、一軸圧縮試験が実施できないほど小さい。
- ④ 改良土の推定セメント含有量は、設計配合と近似していた。

以上より、『セメントは添加されているが、固化はしていない。』という状況が推察された。

固化しなかった要因について、改良土による埋め戻し施工から固化が発現するまでの間におけるセメントの固化現象（化学反応）に特化して考えてみると、一般的な考えとしては以下が挙げられる。

- ① 地下水が高いため、セメントが洗い流された。
- ② 改良土の固化は、セメントと水が反応することで起きるが、地下水や土壌などに含まれる妨害物質（フミン酸、フルボ酸など）がセメントと反応し固化できなかった。
- ③ セメント添加量が不足していた。
- ④ 混合ムラにより固化できなかった。
- ⑤ 地下水に長期間晒されることにより、土粒子が遊離した。

今回の調査箇所に関しては、工事監督書類や酸化カルシウム分析及び蛍光X線オーダー分析の結果より、セメントの混入がほぼ確認できたこと、地区や調査深度に関係なく分析結果が類似していることから、上記の①③④については除外できると考えられる。

②については、同じプラントにおいて製造したセメント系改良土を使用した他管渠路線では地震に被害が発生していない（路面異常や下水流下の異常が見られない。固化しているかどうかは未確認。）ことから、可能性としては低いと考えられる。

⑤については、類似の現象について事例が確認できていないので不明である。

このことより、埋め戻しから固化までのセメント固化現象については、固化しなかったことを裏付ける明確な理由を見いだすことは困難であるが、被災を受けた3地区が類似した地形であることや、地下水位を境にして強度（Nd値）が異なることを考慮すると、地下水が何らかの問題を引き起こしているか、もしくは埋め戻し前（プラント製造から埋め戻しまでの間）に何らかの問題があるとも考えられる。

3.5 地下水によるセメント系改良土の固化に対する影響の考察

3.4の結果を受けて、セメント系改良土が固化しなかった原因を探るために、被災箇所における本復旧後の固化状況を調査した。

地下水がセメントの固化に及ぼす影響を把握するために、平成 20 年 3 月に実施された出雲崎町における下水道管路災害復旧工事（セメント系改良土による施工）の施工現場において、強度発現の経時的な変化を把握するために、埋め戻し後、1 週間毎（1 週：平成 20 年 2 月 28 日、2 週：3 月 6 日、3 週：3 月 13 日、4 週：3 月 19 日）及び約 1 年後（平成 21 年 3 月 17 日）に簡易貫入試験を行った。試験結果を図-3.6 に示す。

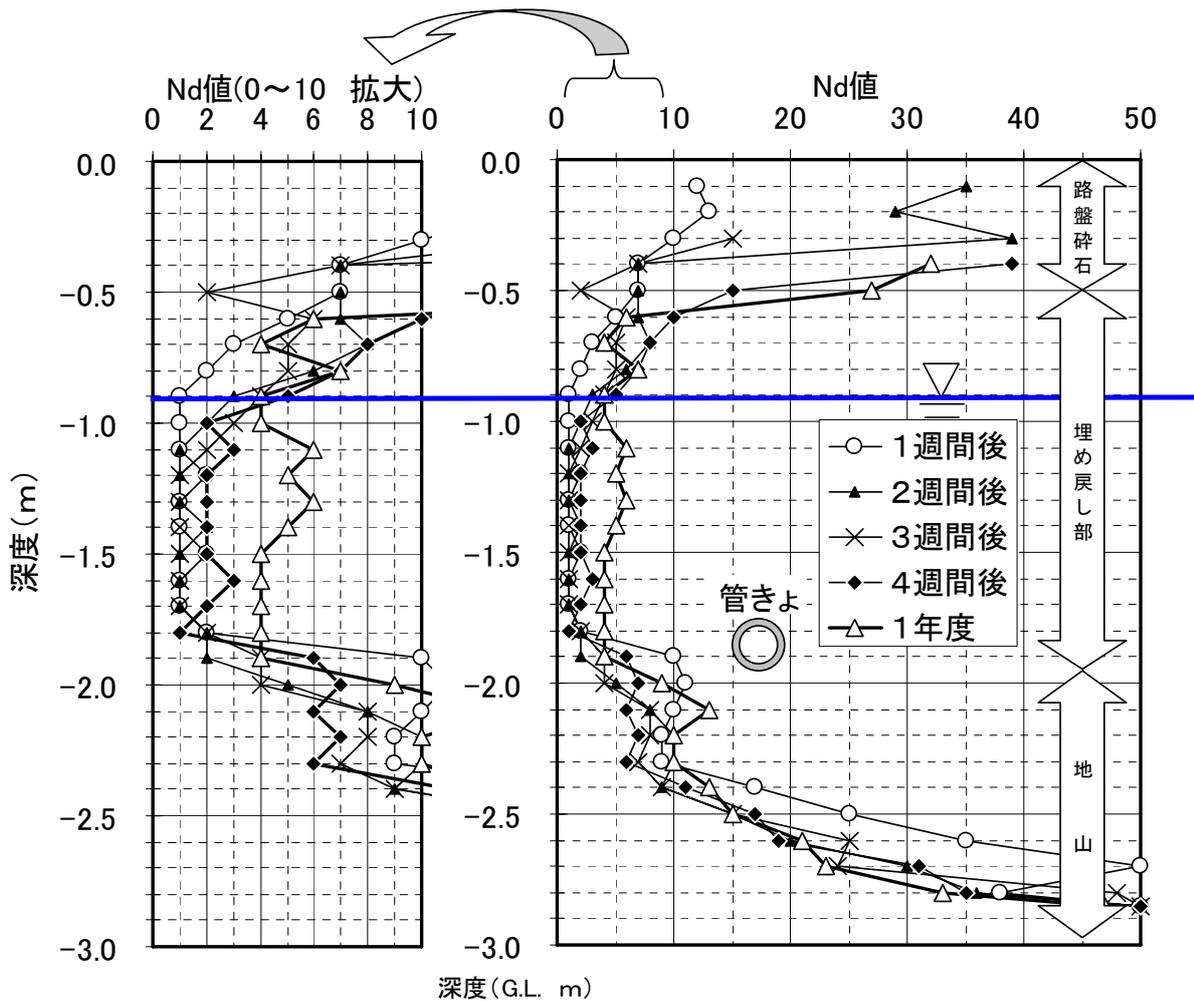


図-3.6 簡易貫入試験結果

(※3,4 週目、1 年後は地表付近で礫打ちが多いため GL-0.3~0.4m から試験を実施している)

Nd 値は、地表付近の GL-0.3m までは 10 以上で、以降は減少し GL-1.0m から管路深度の GL-1.8m 付近まで 1~3 と低い値を示す。管路深度以深は、場所によるばらつきはあるものの、漸次深度方向に増加傾向が認められ、GL-2.85~2.90m で貫入不能となった。

貫入ロッドの湿潤状態から地下水位は GL-0.9m 付近であるものと想定され、地下水位以深の埋め戻し土で特に Nd 値が低い傾向が認められる。

各週の試験位置は概ね 50 cm の離隔距離があるため各結果にばらつきがあるものの、

経時的に平均Nd値が増加している傾向が認められる。

ここで、一軸圧縮強度とNd値には、以下のような関係がある。

$$q_u = 25 + 5 \cdot N_d \quad (N_d > 4)$$

$$q_u = 11 \cdot N_d \quad (N_d \leq 4) \quad q_u : \text{一軸圧縮強度 (kPa)}、N_d : \text{打撃回数}$$

※「地盤調査の方法と解説」、地盤工学会編

先のNd値より、上式により圧縮強度を推定すると表-3.11、図-3.7となる。

表-3.11 貫入試験値の圧縮強度への換算

GL(m)	打撃回数 Nd					圧縮強度換算 q_u :KPA							
	1週	2週	3週	4週	1年後	1週	2週	3週	4週	4週平均	1年後	1年後平均	
地下水以浅	-0.1	12	35	-	-	-	85	200	-	-	95.0	-	91.3
	-0.2	13	29	-	-	-	90	170	-	-		-	
	-0.3	10	39	15	-	-	75	220	100	-		-	
	-0.4	7	7	7	39	32	60	60	60	220		185	
	-0.5	7	7	2	15	27	60	60	22	100		160	
	-0.6	5	7	6	10	6	50	60	55	75		55	
	-0.7	3	8	5	8	4	33	65	50	65		44	
	-0.8	2	6	5	7	7	22	55	50	60		60	
	-0.9	1	3	4	5	4	11	33	44	50		44	
地下水以深	-1.0	1	2	3	2	4	11	22	33	22	23.2	44	47.8
	-1.1	1	1	2	3	6	11	11	22	33		55	
	-1.2	2	1	1	2	5	22	11	11	22		50	
	-1.3	1	1	1	2	6	11	11	11	22		55	
	-1.4	1	2	1	2	5	11	22	11	22		50	
	-1.5	2	1	1	2	4	22	11	11	22		44	
	-1.6	1	1	1	3	4	11	11	11	33		44	
	-1.7	1	1	1	2	4	11	11	11	22		44	
	-1.8	2	2	2	1	4	22	22	22	11		44	
地山	-1.9	10	2	4	6	4	75	22	44	55	113.6	44	114.9
	-2.0	11	5	4	7	9	80	50	44	60		70	
	-2.1	10	8	8	6	13	75	65	65	55		90	
	-2.2	9	10	8	7	10	70	75	65	60		75	
	-2.3	9	10	7	6	10	70	75	60	55		75	
	-2.4	17	9	9	11	13	110	70	70	80		90	
	-2.5	25	15	15	17	15	150	100	100	110		100	
	-2.6	35	20	25	19	21	200	125	150	120		130	
	-2.7	50	30	24	31	23	275	175	145	180		140	
	-2.8	38	36	48	35	33	215	205	265	200		190	
	-2.9	50	50	50	50	47	275	275	275	275		260	

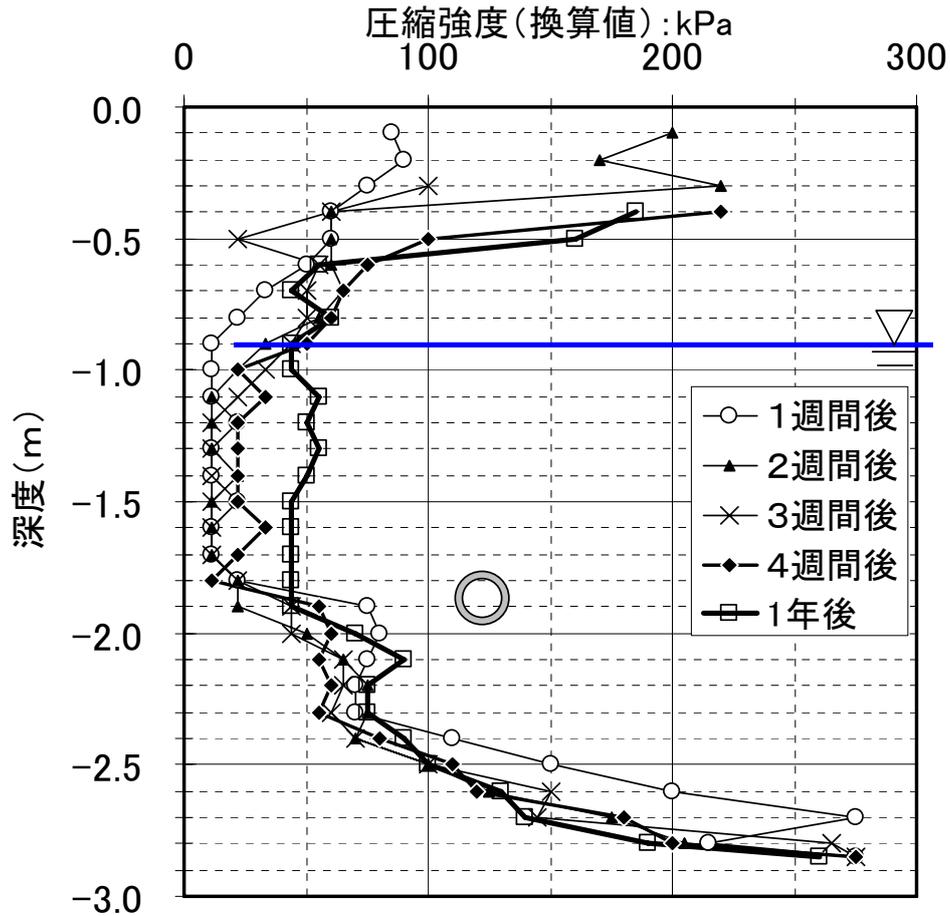


図-3.7 換算圧縮強度

この結果、地下水位以浅では、圧縮強度(推定)は1年後の強度で91.3 kPa、地下水の影響を受けている区間(地下水以深)で47.8 kPaと、地下水位を境界にして強度が大きく異なることとなった。

また、地下水が影響している区間では、設定強度(下水道の埋め戻しに改良土を使用する場合の強度の目安は、下水道施設の耐震対策指針と解説—2006年版—((社)日本下水道協会)において、再掘削を考慮して、現場における一軸圧縮強度の平均値で50~100 kPa)にまで至っていないことになる。

参考に、簡易貫入試験を実施した工事で使用した改良土と同じプラントで製造し他の現場で埋め戻しされた改良土について、埋め戻し直後にブロックサンプリングした供試体(調査の都合上、貫入試験実施箇所の改良土を入手することができなかった)の一軸圧縮試験結果を表-3.12に示す。

表-3.12 他地区の施工現場で採取した一軸圧縮試験結果

1週強度	4週強度	備考
8.9 kPa	58.5 kPa	<ul style="list-style-type: none"> 採取深度: GL-0.5~-0.7m 養生方法: 空中養生(試験室内) 地下水の影響: 少ない

本供試体は、地下水の影響が少ない路盤直下で採取したものであり、1週強度は9kPaと低く、4週強度でも先の表—3.11に示した地下水位以浅における圧縮強度換算値（4週値：95.0kPa）と比べさらに低い約60kPaであったが、設定強度（50～100kPa）はクリアしていた。

次に、経時的なNd増加率（4週目Nd値/1週目Nd値、4週目Nd値/1年後Nd値、1週目Nd値/1年後Nd値）を見ると、区間ごとのNd値増加率は次の通りとなる。

○GL-0.40～-0.90m区間（地下水位より上層）

1週目平均＝39.3回 → 4週目平均＝95.0回 増加率＝2.4

4週目平均＝95.0回 → 1年後平均＝91.3回 増加率＝0

1週目平均＝39.3回 → 1年後平均＝91.3回 増加率＝2.3

○GL-1.00～1.80m区間（地下水位より下層）

1週目平均＝14.7回 → 4週目平均＝23.2回 増加率＝1.6

4週目平均＝23.2回 → 1年後平均＝47.8回 増加率＝2.1

1週目平均＝14.7回 → 1年後平均＝47.8回 増加率＝3.3

※GL-2.00m以深は地山

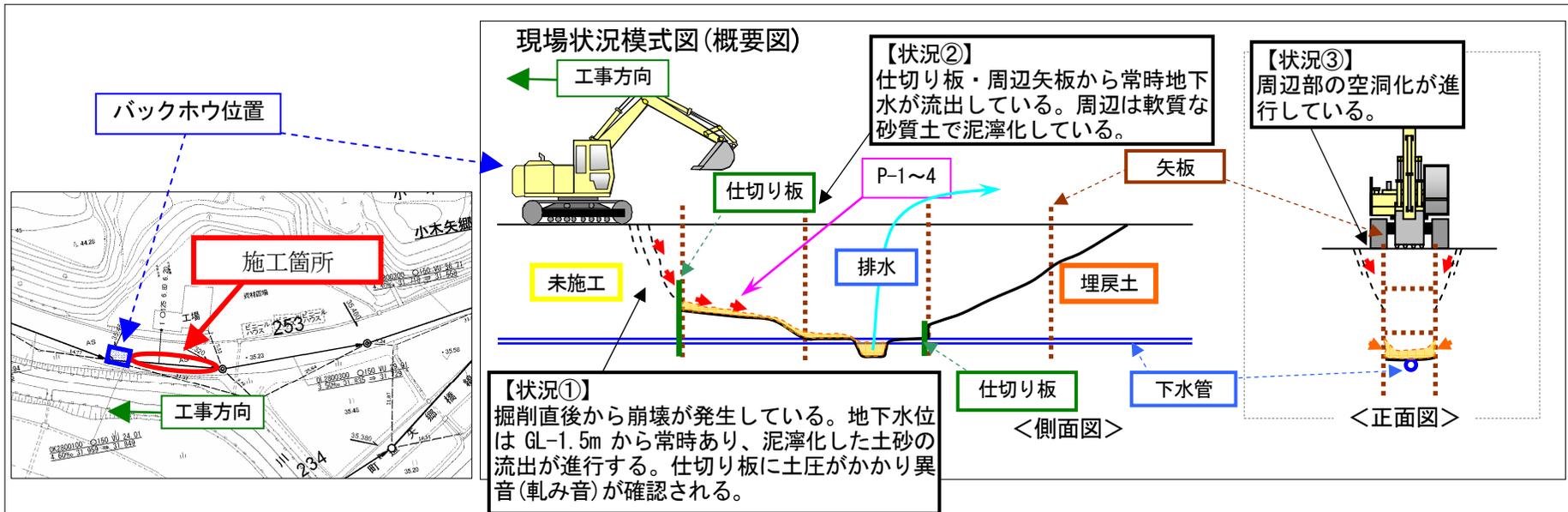
埋め戻し直後の増加率（1週→4週）は、地下水以浅で高く、地下水以深で低い傾向が見られ、この期間の強度発現が最終的な強度に大きく影響を与えているものと考えられる。1週→4週の期間では、地下水以浅で強度変化がなく、地下水以深で約2倍の増加が見られた。

1週→1年後の長期期間で見ると、地下水以浅よりも地下水以深の方が増加率としては上回っているものの、発現している強度は地下水以浅の半分となっている。

以上、簡易貫入試験結果及び他地区における一軸圧縮試験結果（地下水の影響が少ない箇所）より、地下水位を境にして強度発現傾向に大きな違いがあることが明らかとなった。また、これにより、埋め戻し後、地下水がセメント固化に何らかの影響を与えていると考えられた。

参考に、土質調査時の掘削状況を次頁に示す。

現場では、大量の地下水が掘削溝の底面や側面から流入するとともに、土砂崩壊が発生しており、極めて施工性が悪い状況であった。



↑P-1 写真奥の重機側に工事は進行。掘削部の崩壊が確認される。地下水はGL-1.5m付近から常時流出している。



↑P-2 崩壊防止のための仕切り板設置準備状況。



↑P-3 崩壊防止のための仕切り板設置状況。



↑P-4 仕切り板設置後の掘削状況。掘削部は水没している。水面高さがGL-2.0~2.5m程度。



↑P-5 掘削状況。掘削面は水没している。



↑P-6 掘削部近景。地下水の流出が進行する。泥濘化した砂質土もあわせて流出する。

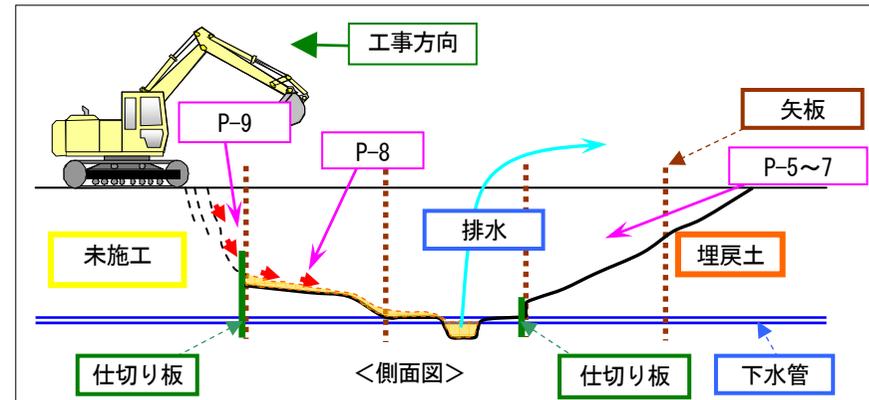


←P-7 掘削中に仕切り板周辺部に異音(軋音)が連続して確認されたため、掘削を中止し再設置。異音は写真奥の重機側の掘削部の崩壊により土圧がかかるためと想定される。



←P-8 仕切り板設置時 作業員退避状況。地下水の流出が続く。

現場状況模式図(概要図)



↓P-9 仕切り板奥 掘削部近景。地下水流動により矢板内部に土砂が流出するため地盤の緩みが進行し、崩壊が発生している。



3.6 セメント系改良土の配合試験による考察

ここでは、現場で実際に行われた配合試験に着目して検討を行った。

事前配合試験時及び製造プラントにおいて定期的を実施している一軸圧縮強度試験結果と、同プラントの改良土を使用した現場における強度（簡易貫入試験からの推測；表-3.11）及び表-3.12で示した他地区工事における一軸圧縮強度について比較すると、各時点の一軸圧縮試験の結果は表-3.13の通りとなる。

表-3.13 製造プラントにおける一軸圧縮試験結果

採取場所・時期	1週強度 (材齢7日)	4週強度 (材齢28日)	備考
事前室内配合試験時	218 kPa	—	●封緘養生
プラント製造時	114 kPa	340 kPa	●封緘養生
埋め戻し時① (地下水位より上層)	45 kPa	104 kPa	●貫入試験からの推測
埋め戻し時① (地下水位より下層)	14 kPa	26 kPa	
埋め戻し時②	8.9 kPa	58.5 kPa	●空中養生 ●土の採取は地下水位より上層で実施した。

表より明らかなように、事前配合時とプラント製造時の強度比は約1/2（＝プラント/事前配合；1週強度）となっている。

また、プラント製造時と現場埋め戻し時の強度比は、地下水位の影響を受けない範囲で約1/3～1/6（＝プラント製造時/現場埋め戻し時；4週強度）、地下水の影響を受ける範囲で約1/13となった。

ここで各時点の配合状況、試験方法及び試験結果等を整理すると以下の通りである。

①事前配合時

●使用固化材・・・高炉セメントB種
●養生方法 固化材混合後、φ5×10cmモールドにて成形 20℃にてラップフィルムによる封緘養生（7日）
●固化材添加量 2%、 4%、 6%（対湿潤密度）
●原土の性状 自然含水比 11.8% 湿潤密度 1.682 g/cm ³ 乾燥密度 1.504 g/cm ³
●配合試験結果 固化材添加量 2%、 4%、 6%（対湿潤密度） 一軸圧縮強度 218kPa 582kPa 1085kPa（7日強度） → 室内28日強度指導値（100kPa～200kPa） 下水道耐震指針と解説にもとづき、目標改良率を2%と設定

配合試験供試体の諸元は不明なので、配合試料の含水比、締固め度等は不明である。

事前配合試験時のセメント添加量を推定すると下記と想定される

$$2\% : 1.682 \text{ g/cm}^3 \times 0.02 = 0.0336 \text{ g/cm}^3 = 33.6 \text{ kg/m}^3$$

$$4\% : 1.682 \text{ g/cm}^3 \times 0.04 = 0.0673 \text{ g/cm}^3 = 67.3 \text{ kg/m}^3$$

$$6\% : 1.682 \text{ g/cm}^3 \times 0.06 = 0.1009 \text{ g/cm}^3 = 100.9 \text{ kg/m}^3$$

② プラント配合時

●使用固化材・・・高炉セメント B 種

●養生方法

固化材混合後、 $\phi 5 \times 10\text{cm}$ モールドにて成形

封緘養生（7日、28日）

●目標強度：一軸強度 = 100 k P a （1週強度）

●固化材添加量：湿潤密度比 2 %

●試験結果：

試料 1

材料単位質量（湿潤密度）：1.867～1.915 g/cm³ 平均 1.885 g/cm³

一軸強度（1週） = 114 k P a 、一軸強度（4週） = 340 k P a

試料 2

材料単位質量（湿潤密度）：1.951～1.990 g/cm³ 平均 1.968 g/cm³

一軸強度（1週） = 155 k P a 、一軸強度（4週） = 372 k P a

プラント配合土の湿潤密度（平均 $\gamma_t = 1.885 \text{ g/cm}^3$ ）と、事前配合試験試料の湿潤密度（ $\gamma_t = 1.682 \text{ g/cm}^3$ ）は大きく異なる。

事前配合試験試料、プラント配合土、埋め戻し土がほぼ同じ土質であるとする
と、湿潤密度の違いは含水比や締固め度の違いによって生じていると考えられる。

ここで、材料の湿潤密度から配合量を 2 % に相当するセメント添加量を推定
すると下記と想定される

$$\text{No. 08-030} : \text{平均 } 1.885 \text{ g/cm}^3 \times 0.02 = 0.0377 \text{ g/cm}^3 = 37.7 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{No. 08-057} : \text{平均 } 1.968 \text{ g/cm}^3 \times 0.02 = 0.0394 \text{ g/cm}^3 = 39.4 \text{ kg/m}^3$$

事前配合試験では湿潤密度 1.682 g/cm^3 に対して 2 % 配合量 33.6 kg/m^3 と想定
されたが、プラント配合土の湿潤密度は $1.885 \sim 1.968 \text{ g/cm}^3$ なので、2 % 配合量
は事前配合試験の想定配合量より $4 \sim 6 \text{ kg/m}^3$ 多くなる（実際の配合量を
 1.682 g/cm^3 を基準として決めたか、 $1.885 \sim 1.968 \text{ g/cm}^3$ を基準値として決めたかは
不明）。

③ 埋め戻し時（転圧後）

●使用固化材・・・高炉セメント B 種（プラント配合土を使用）

●養生方法（表-3.13 埋め戻し②）

転圧後にブロックサンプリングし、 $\phi 10 \times 20\text{cm}$ モールドにて成形

空中養生（7日、28日）

埋め戻し土強度と配合試験の強度が大きく異なった理由について述べる。

今回、事前配合試験供試体の及びプラント配合土の供試体の含水比、締固め度といった試験条件は不明である。

ここでは、埋め戻し土の試験結果等（「3.3 再被災箇所における土質調査」参照）に基づいて配合試験の試験条件を逆算して推定する。なお、「埋め戻し土」、「プラント配合土」、「事前配合試験試料」の土質（粒度構成、土粒子密度、最大乾燥密度、最適含水比）はほぼ同様であると見なして評価を行うものとする。

各配合試験および養生条件は下記のようにあったと推定される。

- ・事前配合試験は、最適含水比 -3.7% の含水比で、飽和度 40% の試料にセメント配合して試験を行ったと推察される。ただし配合供試体の湿潤密度は不明なので、試験時の条件は不明である。
- ・プラント配合土と埋め戻し土の締固め度と同じであったと仮定すると、プラント配合土の含水比を原土の含水比より 20% 程度高くした想定する必要があり、試験条件として合理性が低いものとなる。
- ・プラント配合土の試験を最適含水比 $W_{opt}=15.5\%$ 相当、締固め度 98% 程度で供試体を作成し試験を行ったと仮定すると、配合試験時の供試体湿潤密度と概ね一致する。
- ・これは一般的な配合試験条件（後述）から見ても合理性が高い条件と考えられる。このため、プラント配合土の試験は、最適含水比 $W_{opt}=15.5\%$ 程度、締固め度 98% 程度で行われたものと推察される。
- ・埋め戻し土は、プラント配合土を仮置きした後、運搬や解きほぐし（※）の工程を経て、締固め度 $67\sim 86\%$ で締固めたと考えられる。埋め戻し深度は地下水位以下にあたるため、養生期間中は地下水で飽和されていたと考えられ、含水比は $29\sim 50\%$ 程度であったと推察される。

※解きほぐし

セメントによる改良土の固化が進むことにより、土の運搬や埋め戻しをする際に、固化した改良土を一旦ほぐす行為を指す。セメント混合後の改良土の出荷前における長時間仮置きや、改良土の出荷から埋め戻しまでに長時間を要した場合に行うことが多い。

以上より、埋め戻し土の強度がプラント配合試験の結果より小さくなった理由として、下記の可能性が考えられる。

- ① 埋め戻し土の締固め度 $D_c=67\sim 86\%$ と想定された。これはプラント配合土での締固め度 98% （推定）よりかなり小さい。固化処理土については締固め度の管理規定はないが、施工時の締固めが不十分であった可能性が考えられる。
- ② プラント配合土の試験では仮置き・解きほぐしの影響を考慮していない可能性がある。この場合、配合強度を大きく見込みすぎている可能性がある。
- ③ 埋め戻し土の養生期間中の含水比は、プラント配合土の試験条件よりかなり含水比が高かったものと推察される。これがセメント固化に何らかの影響を与えた可能性がある。

ここで上記②に関連して、製造プラントや施工業者へのヒアリングと施工時の状況観察により、次のことが分かっている。

- ① 製造から出荷までに数日が経過している（改良土の作りだめを実施している）場合がある。
- ② 施工現場の進捗の遅れによって（湧水が多い場合など）、出荷されてから埋め戻しまでに時間を要する場合がある。
- ③ 埋め戻し時に、解きほぐしを行う場合がある。
- ④ 室内試験強度と現地強度では養生の条件が異なる。
- ⑤ 作業環境が悪い（地下水、転圧しにくい）ため締固めが難しい。

このうち、現場における①②の実態を把握するために、石灰及びセメント系改良土による埋め戻しを採用している新潟県内の自治体へのヒアリング調査を実施した。

この結果、表-3.14 に示す通り、統一的な施工方法基準や品質を管理するための基準が無い状況下で施工が行われており、固化した埋め戻し土の製造から現地での埋め戻しまでの時間については数日間を要している事例があることが確認された。

以上のことより、現地において所定の強度を発現させるためには、室内配合試験において①～⑤の有無や程度を考慮した設計強度を設定するとともに、①～④を回避するような施工計画並びに監理が必要であると考えられる。

表-3.14 セメント系改良土による埋め戻しの施工に関するヒアリング調査結果

都市	埋め戻し土の固化に関する状況					備考
	準拠しているマニュアル・指針・運用等	施工監理の方法	改良土製造から埋め戻しまでの作業時間の規定の有無	改良土製造から埋め戻しまでに要している実際の作業時間	プラントからの運搬方法（プラント混合のみ）	
A	緊急提言	一軸圧縮強度を指定	なし	1～3時間程度	※現場混合	
B	建設発生土利用技術マニュアル	埋め戻しに使用する材料の標準仕様書（上越市）	業者提出の改良土製造フローによる。	固化材の水和反応を含め約10日	ダンプトラック	
C	下水道施設の耐震対策指針と解説 —2006年版—		なし	8時間以内で指導	ダンプトラック	

3.7 被災原因のまとめ

中越沖地震において被災したセメント系改良土により埋め戻された下水道管路施設を調査した結果、セメントの固化が不十分であった。この原因の可能性としては、以下が考えられた。

- 埋め戻し後、地下水がセメント固化に何らかの影響を与えた可能性がある。
- プラント配合後、出荷、埋め戻しまでの時間が長く、仮置き試料の解きほぐしにより強度が低下した可能性がある。
- 地下水の影響などにより施工性が悪化し、埋め戻し土の締固めが不十分となった可能性がある。
- 室内配合試験時の養生条件が現場条件と異なっていた可能性がある。

4. セメント系改良土の配合試験に関する検討

4. セメント系改良土の配合試験に関する検討

中越沖地震による被災事例より、地下水の存在や、改良土の仮置きや解きほぐし等がセメントの固化に大きく影響していることが推察された。

室内配合試験における設計強度を決定する際には、これらの影響を考慮する必要があることから、ここでは下水道管路施設の埋め戻しへセメント系改良土を利用した場合を想定し、これら影響因子が強度発現にどう影響しているかを把握する。また、配合試験方法について、下水道以外の分野でどのような基準があるかについて整理する。

4.1 セメント系改良土の配合試験に関する各種基準

下水道管路施設の埋め戻し材にセメント系改良土を用いる場合の室内配合試験や施工方法、品質管理については、下水道独自の基準がないことから、道路や港湾などの基準に準拠する例が多い。

配合試験の方法については、道路、港湾、建築、鉄道、発生土利用の各分野で規定を設けている。

各分野の基準を比較すると、突固め方法や供試体作成時の含水比、養生方法などの項目が異なっている。各項目の考え方を整理したものを表-4.1 に、各々の基準等の一覧表を表-4.2、4.3 に示す。

表-4.1 各分野における配合試験の考え方

項目	基準の内容
突固め方法	<ul style="list-style-type: none"> 道路舗装設計に供する配合試験では、突固め方法について細かに規定されている。 深層混合処理、浅層混合処理工のための配合試験では、地盤工学会による供試体作成方法を適用している。 その他では特に供試体作成方法について規定されておらず、現場条件を考慮して供試体を作成するものとされる。
供試体作成時の含水比	<ul style="list-style-type: none"> 道路の路床、路体、建築の深層混合、浅層混合処理＝自然含水比 W_N 路盤＝最適含水比 W_{opt} 発生土利用マニュアルでは、最適含水比 W_{opt} とその前後を合わせて3水準の含水比で試験をする。 その他では特に含水比について規定されておらず、現場条件を考慮して供試体を作成するものとされている。
養生方法	<ul style="list-style-type: none"> 道路舗装設計用配合試験＝7日養生 路床、路体＝空气中3日＋水浸4日養生 路盤＝空气中6日＋水浸1日 港湾＝養生環境は示されず、28日強度を用いることとされている。 建築＝湿空養生28日 鉄道＝養生環境は示されず、28日強度を用いることとされる。 発生土利用＝ <ul style="list-style-type: none"> 【締固めを行う場合】 混練→解きほぐし供試体作成間＝任意に養生設定 供試体作成→強度試験間＝空中3日、水浸4日（養生7日、28日） 【締固めを行わない場合】 混練→供試体作成間＝空中養生（任意期間） 供試体作成→強度試験間＝空中3日、水浸4日（養生7日、28日） ただし、個々の条件に見合った供試体作成、養生条件を設定することとされている。

表-4.2 各分野における配合試験の規定 (1/2)

対象	基準・指針等	用途	試験	突固め法※	作成時含水比	セメント系固化の養生	その他		
下水									
河川									
道路	舗装試験法便覧 (日本道路協会)	路床	CBR 試験	Eo 法	WN	空气中3日、水浸4日			
		路盤	一軸試験	A 法	Wopt	空气中6日、水浸1日			
	日本道路公団試験方法 (日本道路公団)	下層路体	コーン指数試験	B 法	WN	空气中3日			
		路床および上部路体	CBR 試験	B 法	WN	空气中3日、水浸4日			
				Eo 法 (ただし突固め 回数3種)	WN ≥ Wopt → WN WN < Wopt → Wopt	空气中3日、水浸4日			
		下層路盤	CBR 試験	E 法	Ww95※	空气中3日、水浸4日			
上層路盤	一軸試験	A 法	Wopt	空气中6日、水浸1日					
港湾	港湾施設の技術上の基準・同解説 (日本港湾協会)	土圧低減、液状化防止のための事前混合処理工法	液状化:一軸試験 土圧低減:三軸 CD 試験	配合試験の試験条件は現場条件と類似することが望ましい。			室内強度/現場強度=1.1~1.2		
	埋立地の液状化対策ハンドブック (沿岸開発技術研究センター)	液状化防止のための事前混合処理工法	一軸試験 三軸 CD 試験	規定無し	規定無し	28日(環境規定無し)	室内強度/現場強度=1.1~1.2		
建築	建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針 (日本建築センター)	深層混合処理工 浅層混合処理工	一軸試験	深層混合: JGS T 821 浅層混合: JGS T 811 JCAS A-01 JGS T 821	WN	湿空養生 28日	室内強度/現場強度は、設計指針表 4.1.5 による	W/C =60~100%	浅層改良最低添加量 粘性土:60kg/m ³ 砂質土:50kg/m ³

※Ww95 は、最大乾燥密度との比 95%に対応する湿潤側の含水比

表-4.3 各分野における配合試験の規定 (2/2)

対象	基準・指針等	用途	試験	突固め法※	作成時含水比	セメント系固化的養生	その他		
鉄道	鉄道構造物等設計標準・同解説 土構造物(鉄道各社)	路床	一軸圧縮試験	規定無し	規定無し	28日(環境規定無し)			
発生土	発生土利用促進のための改良工 法マニュアル (財)土木研究センター)	埋め立て	縮固めを行う場合	縮固めを行う場合			室内強度/現場強度=1/3~1/1.25 プラント安定処理では、現場強度 は室内配合試験の50%~80% 縮固めをした場合さらに強度低下 (1/3~1/5)	W/C=100% または粉体	
		公園緑地造成		規定無し	3水準	混練→解きほぐし供試体作成間 任意期間(個々の条件に応じて設定)			
		宅地造成	縮固めを行う場合 コーン指数試験	Wopt およびそ の前後	供試体作成後				
		一般堤防			空気中3日、水浸4日 材令7日又は28日				
		高規格堤防	縮固めを行わない場合	縮固めを行わない場合					
		道路路体用盛土	縮固めを行わない場合 コーン指数試験または 一軸圧縮試験	規定無し	3水準 Wopt およびそ の前後	混練→供試体作成間 空気中任意期間 (個々の条件に応じて設定)			
		土木構造物の裏込め				供試体作成後			
		道路(路床)盛土				空気中3日、水浸4日			
構造物の埋め戻し	材令7日および28日(必要に応じて3日も)								

※A法、B法等の突固め法は右表による。

表 突固め方法の種類

突固め方法の呼び名	ランマー質量 kg	モールド内径 cm	突固め層数	1層当たりの突固め回数	許容量大粒径 mm
A	2.5	10	3	25	19
B	2.5	15	3	55	37.5
C	4.5	10	5	25	19
D	4.5	15	5	55	19
E	4.5	15	3	92	37.5

4.2 セメント系改良土の発現強度に関する試験

(1) 試験目的

既に述べたとおり、セメント系改良土の埋め戻し部が被災した原因として、下記が考えられた。

- ①. 埋め戻し後、地下水がセメント固化に何らかの影響を与えている可能性がある。
- ②. プラント配合後、出荷、埋め戻しまでの時間が長く、仮置き試料の解きほぐしによる強度低下の影響が大きかった可能性がある。
- ③. 埋め戻し土の締固めが不十分であった可能性がある。
- ④. ①②③を含めて試験時の養生条件が現場条件と異なっていたために、強度が室内試験による想定と異なっていた可能性がある。

また、事前室内配合試験、プラント製造時一軸圧縮強度試験、埋め戻し土の一軸圧縮強度試験結果の考察により、施工時の締固めがプラント配合試験の条件よりかなり小さかったこと、解きほぐしの影響を考慮していなかった可能性があること、養生期間中の含水比が高かったと推察されることなどがわかり、埋め戻し土の強度低下に影響を与えた可能性があると考えられた。

ここでは、被災原因として考えられた地下水の影響、解きほぐし・仮置きの影響、締固めの影響による、セメント系改良土の強度発現への影響について明らかにすることを目的として配合試験を実施した。

(2) 使用材料

①土砂（改良を行う土）

改良土には、通常、建設発生土が使用されることが多い。当然のことながら建設発生土は一樣ではなく、採取場所により土質は大きく異なる。

本試験では、新潟県出雲崎町にて実施された配合試験結果との比較を行えるよう、出雲崎町で使用された改良土と同様な試料を用いることとする。

ただし、既に出雲崎町の改良土プラントは撤収されており、同じ材料を調達することはできないことから、前述の土質調査において把握した埋め戻し土の粒度試験結果に基づいて、同様な試料を調整して試験に供するものとする。

埋め戻し土の土質試験の結果により、埋め戻し土は「細粒分混じり礫質砂」にあたり、粒径加積曲線は下記であった。

配合試験は、試料調整により上記粒度構成と同様な試料をつくり、配合試験を実施するものとした。なお、配合試験供試体はφ50mmであるため、調整試料の最大径は9.5mmとした（地盤工学会基準で、φ50mmの供試体作成では9.5mm以上の礫は取り除くとされている）。

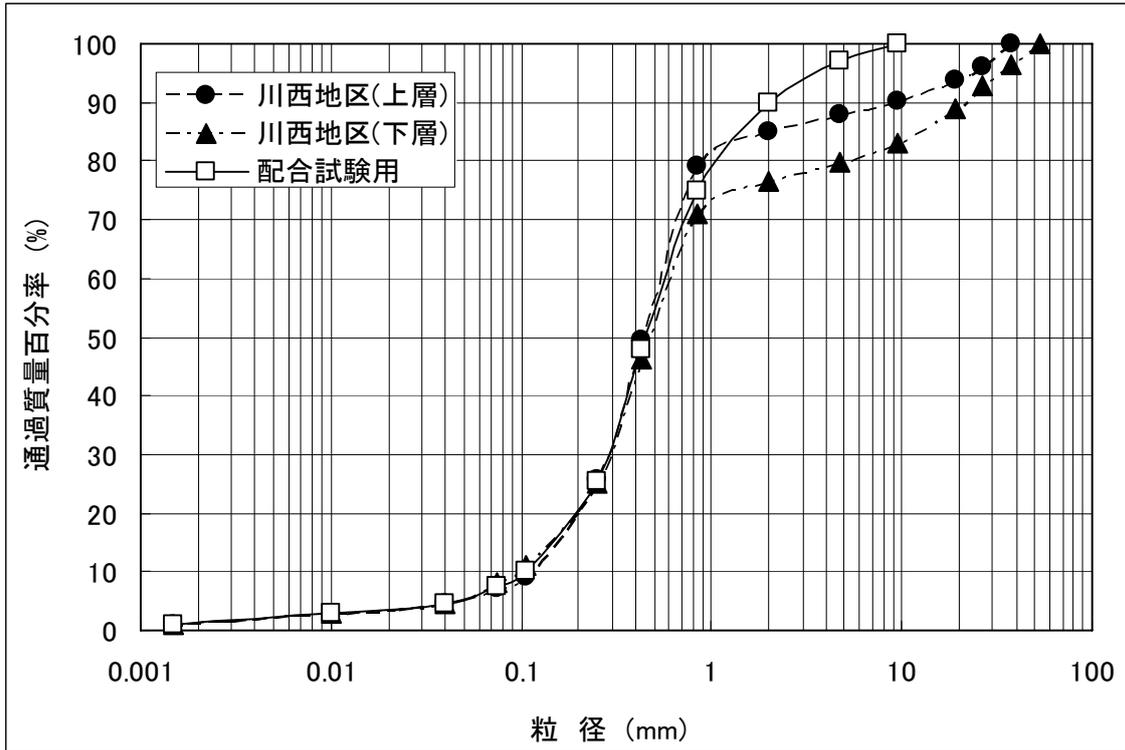


図-4.1 調整試料の粒度試験結果

購入土より調整試料を作成した試料の粒度試験結果を図-4.1 に示す。この試料を用いて配合試験を実施した。

使用材料は、粒度試験、含水比試験、締固め試験を行い、土質性状を明らかにした。配合試験用試料の土質性状は図-4.2、表-4.4 の通りである。

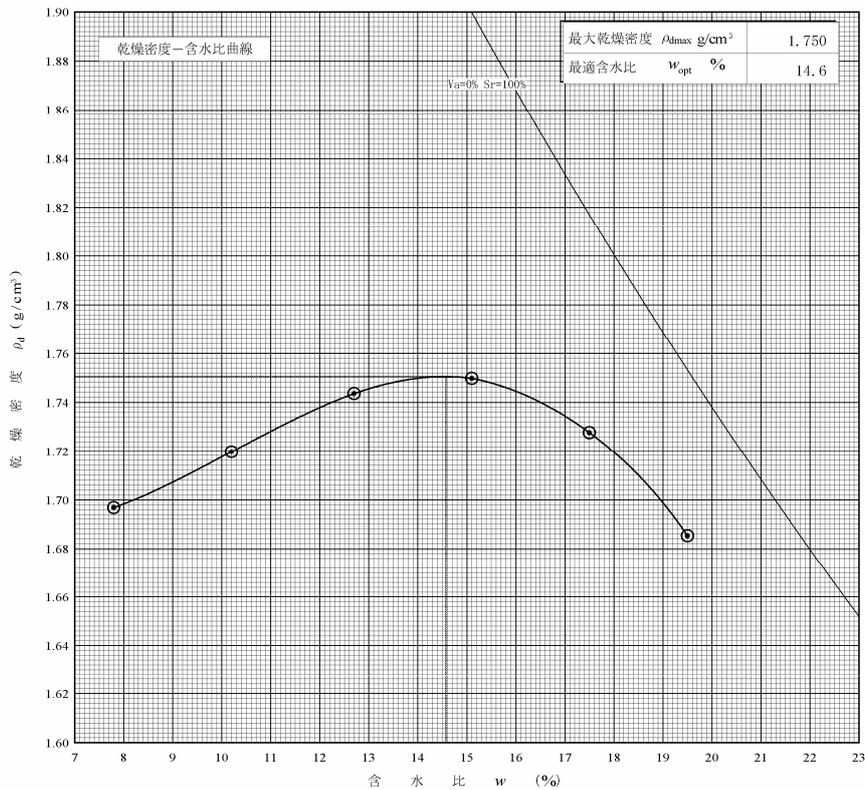


図-4.2 調整試料の乾燥密度-含水比試験結果

表-4.4 購入土と調整試料の物理・締固め特性

試料番号 (深さ)	山砂 (m)	川砂細目 (m)	川砂左官用 (m)	ピリ砂利 (m)	配合用砂 (m)	
一般	湿潤密度 ρ_t g/cm ³					
	乾燥密度 ρ_d g/cm ³					
	土粒子の密度 ρ_s g/cm ³	2.634			2.664	
	自然含水比 w_n %	13.3			14.3	
	間隙比 e					
粒	飽和度 S_r %					
	石分 (75mm以上) %					
	礫分 ¹⁾ (2~75mm) %	3.1	9.4	10.6	99.4	11.6
	砂分 ¹⁾ (0.075~2mm) %	65.5	88.8	87.3	0.3	79.1
	シルト分 ¹⁾ (0.005~0.075mm) %	20.7				6.7
	粘土分 ¹⁾ (0.005mm未満) %	10.7	1.8	2.1	0.3	2.6
	最大粒径 mm	4.750	4.750	4.750	19.000	9.500
度	均等係数 U_c	36.519	3.000	3.940	1.496	6.480
	50%粒径 D_{50} mm	0.1334	0.5015	0.5610	6.6025	0.4378
	コンシステンシー特性					
分	液性限界 w_L %					
	塑性限界 w_p %					
類	塑性指数 I_p					
	地盤材料の分類名	細粒分質砂	礫まじり砂	礫まじり砂	礫	細粒分礫まじり砂
密	分類記号	(SF)	(S-G)	(S-G)	(G)	(S-FG)
	試験方法					
圧	圧縮指数 C_c					
	圧密降伏応力 p_v kN/m ²					
軸	一軸圧縮強さ q_u kN/m ²					
	試験条件					
せん	全応力	c kN/m ²				
		ϕ				
断	有効応力	c' kN/m ²				
		ϕ'				
縮	締固め試験	ρ_{dmax} (g/cm ³)				1.750
		W_{opt} (%)				14.6

購入土粒度特性

調整試料 (配合試験試料) 物理・締固め特性

②使用固化材

「高炉セメントB種」を使用する。理由は下記による

- ・公共工事に広く使用されているとともに、出雲崎町の埋め戻し土の改良に使用されている。
- ・一般的に広く使用されているセメント固化材で、普通ポルトランドセメントと比べて六価クロム溶出の懸念が少ない。
- ・初期の硬化速度が遅く、また最大強度の発現時期も遅いため、プラント配合による埋め戻し土の改良に適していると考えられる。

③ 固化材添加量

セメント配合量 2% (対湿潤密度) とする。

- ・ 出雲崎の配合試験結果に基づいて設定されたセメント配合量を想定する。

(3) 供試体作成方法

供試体の作成は下記手順によるものとする。

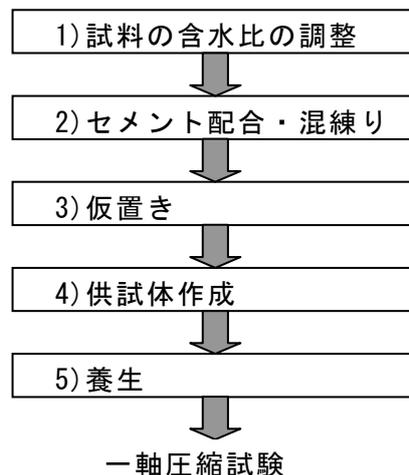


図-4.3 供試体作成のフロー

1) 試料の含水比の調整

プラント配合を想定し、配合時の試料の含水比は最適含水比 W_{opt} 相当とする。

2) セメント配合・混練り

プラント安定処理では粉体配合が多く、出雲崎のプラント配合でも粉体配合であったので、添加形態は粉体とする。

3) 仮置き

仮置き有り無しによる強度発現との相違を比較するため、

- ・ 混練り後、仮置き無し
- ・ 混練り後、仮置き日数 1 日
- ・ 混練り後、仮置き日数 3 日

の 3 ケースの試験を行う。

なお、仮置き期間中の養生温度は $20^{\circ}\text{C} \pm 3^{\circ}\text{C}$ とし、含水比が変化しないよう密閉条件とする。これは、現場では野積みが想定されるが、改良土量が多いので、全体の含水比変化は少ないと考えられる一方、試験室では扱う土量が少ないので、空气中養生とした場合、試料全体が乾燥し、現場条件と異なる可能性があるためである。

4) 供試体作成

3) の仮置き期間を経た土を用いて供試体を作成する。仮置き土が固化している場合は、解きほぐしを行った後に供試体を作成する。

また、現場にて締固めが不十分であった場合の影響を確認するため、下記の 2 ケースの試験を行う。

- ・ 締固め度 90%以上
- ・ 締固め度 80%

上記の条件の供試体を作成するため、事前に配合試験を行う試料で「突固めによる締固め試験（JGS 0711）」を行い、最適含水比、最大乾燥密度を求めるとともに、想定した締固め度の供試体を作成するため、「安定処理土の静的締固めによる供試体作成方法（JGS 0812）」により供試体を作成する。

5)養生

締固め後の地下水内での養生を想定し、養生環境の違いによる影響を確認するため、締固め後供試体の養生環境として

- ・ 空气中養生 3 日 + 水浸養生 4 日
- ・ 全期間水浸養生（以降、全水浸養生とする）

の 2 ケースの試験を行う。

（４）試験項目

所定の養生期間の後、一軸圧縮試験（JIS A 1216）を実施する。

一軸圧縮試験の供試体数は 1 試験あたり 2 供試体とする。

（５）試験条件の組み合わせ・試験スケジュール

供試体作成条件は、

- ・ 養生条件 2 ケース（空气中養生 3 日 + 水浸養生 4 日 o r 全水浸養生）
- ・ 仮置き条件 3 ケース（仮置き無し o r 仮置き 1 日 o r 仮置き 3 日）
- ・ 締固め条件 2 ケース（締固め度 90%以上 o r 締固め度 80%）

が想定され、これにより、各条件の組み合わせ数は全 12 ケースとなる。

また、条件毎の強度発現傾向の比較を行えるよう、下記の 3 条件を満たすよう配合試験の組み合わせを設定する。なお、締固め度あるいは養生条件を固定する場合には、現場条件に近いと想定される「締固め度 90%」「全水浸養生」を標準試験条件とする。仮置き条件は「仮置き無し」を標準条件とする。

条件①

「空气中養生 3 日 + 水浸養生 4 日」と「全水浸養生」の相違による強度発現の違いは、「締固め度 90%」、「仮置き無し」の条件で全試験期間中の強度変化を確認する。なお、「空气中 3 日 + 水浸 4 日養生」の一軸試験は、所定の養生が完了する 7 日目より実施する。また水浸 4 日以降は水浸養生を継続する。

条件②

「仮置き無し」「仮置き 1 日」「仮置き 3 日」の相違による強度発現の違いは、「締固め度 90%」、「全水浸養生」の条件で全試験期間中の強度変化を確認する。一軸試験は、所定の仮置き完了後、締固め供試体作成し、水浸養生 1 日後から実施する。

条件③

「締固め度の相違」による強度発現の違いは、「仮置き無し」「仮置き 1 日」のすべての条件で 7 日強度、28 日強度の相違を整理する。

「仮置き 1 日」「空气中 3 日＋水浸 4 日養生」条件では、配合後の仮置き 1 日を空气中養生に加え、締固め後は「空气中 2 日＋水浸 4 日養生」で配合後 7 日目の強度を求める。

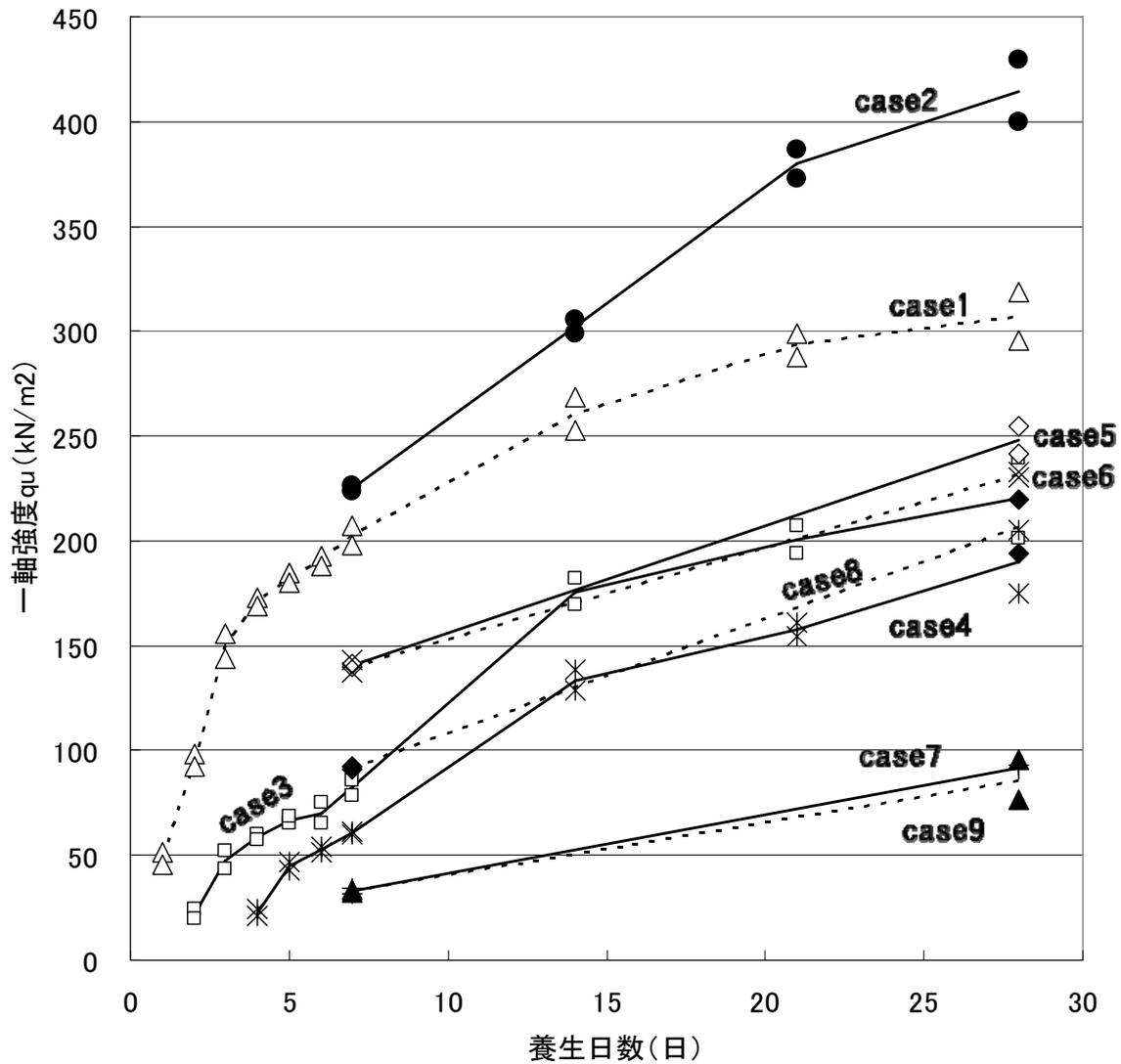
①から③の条件を考慮した試験条件の組み合わせで試験を行う。表－4.5 に一軸圧縮試験の一覧を示す。

表-4.5 一軸圧縮試験の一覧

試験目的	試験条件			ケース	セメント配合からの経過日数(○:一軸圧縮試験)										
	条件①	条件②	条件③		無し	1日	2日	3日	4日	5日	6日	7日	14日	21日	28日
養生方法の違いによる強度発現傾向	仮置き無し	締固め度① (90%)	養生方法① (全水浸養生)	case1	配合 締固め 水浸養生	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
			養生方法② (空气中3日 +水浸4日)	case2	配合 締固め	養生(空气中3日+水浸4日)							○	○	○
仮置き時間の違いによる強度発現傾向	養生方法① (全水浸養生)	締固め度① (90%)	仮置き① (1日)	case3	配合 仮置き	締固め 水浸養生	○	○	○	○	○	○	○	○	○
			仮置き② (3日)	case4	配合 仮置き	仮置き	締固め 水浸養生	○	○	○	○	○	○	○	○
締固め度の違いによる強度の発現傾向	仮置き無し	養生方法① (全水浸養生)	締固め度② (80%)	case5	配合 締固め	水浸養生						○	水浸養生	○	
		養生方法② (空气中3日 +水浸4日)		case6	配合 締固め	養生(空气中3日 水浸4日)						○	水浸養生	○	
	仮置き① (1日)	養生方法① (全水浸養生)	締固め度② (80%)	case7	配合 仮置き	締固め	水浸養生					○	水浸養生	○	
		養生方法② (空气中3日 +水浸4日)	締固め度① (90%)	case8	配合 仮置き	締固め	養生(空气中2日+水浸4日)					○	水浸養生	○	
			締固め度② (80%)	case9	配合 仮置き	締固め	養生(空气中2日+水浸4日)					○	水浸養生	○	

(6) 配合試験結果

実施した case1~case9 の全試験結果を図-4.4、表-4.6 に示す。



ケース	試験条件			凡例
	養生方法	仮置き日数	締固め度	
case1	全水浸養生	無し	90%	- -△- -
case2	空气中 3日+水浸 4日	無し	90%	—●—
case3	全水浸養生	1日	90%	—□—
case4	全水浸養生	3日	90%	- -* - -
case5	全水浸養生	無し	80%	- -◇- -
case6	空气中 3日+水浸 4日	無し	80%	—×—
case7	全水浸養生	1日	80%	- -+ - -
case8	空气中 3日+水浸 4日	1日	90%	—◆—
case9	空气中 3日+水浸 4日	1日	80%	- -▲- -

図-4.4 全試験結果

表-4.6 全試験結果 (詳細データ)

養生 日数	case1						養生 日数	case2						養生 日数	case3					
	ρt (g/cm ³)		wn (%)		q_u (kN/m ²)			ρt (g/cm ³)		wn (%)		q_u (kN/m ²)			ρt (g/cm ³)		wn (%)		q_u (kN/m ²)	
	試験値	平均値	試験値	平均値	試験値	平均値		試験値	平均値	試験値	平均値	試験値	平均値		試験値	平均値	試験値	平均値	試験値	平均値
1	1.914 1.915	1.915	20.5 20.6	20.6	51.5 45.2	48.4	1							1						
2	1.909 1.915	1.912	20.0 20.4	20.2	98.1 92.5	95.3	2							2	1.898 1.904	1.901	20.3 20.4	20.4	24.2 20.0	
3	1.914 1.933	1.924	20.1 21.5	20.8	143.9 155.9	149.9	3							3	1.906 1.909	1.908	20.0 20.2	20.1	43.6 51.8	
4	1.930 1.931	1.931	21.4 21.2	21.3	172.7 169.2	171.0	4							4	1.913 1.917	1.915	20.4 20.7	20.6	60.0 57.5	
5	1.918 1.932	1.925	20.6 21.1	20.9	184.7 180.1	182.4	5							5	1.922 1.915	1.919	21.2 20.6	20.9	65.2 68.5	
6	1.935 1.918	1.927	21.4 20.2	20.8	192.7 188.2	190.5	6							6	1.913 1.923	1.918	20.5 21.2	20.9	65.0 75.1	
7	1.907 1.916	1.912	19.9 20.5	20.2	197.9 207.0	202.5	7	1.947 1.951	1.949	22.7 23.0	22.9	226.6 223.7	225.2	7	1.921 1.906	1.914	21.2 20.1	20.7	78.8 85.5	
14	1.922 1.919	1.921	20.7 20.5	20.6	252.4 268.3	260.4	14	1.953 1.952	1.953	23.1 22.7	22.9	305.3 298.6	302.0	14	1.919 1.921	1.920	20.9 20.9	20.9	182.2 169.4	
21	1.914 1.901	1.908	20.2 19.5	19.9	287.8 299.0	293.4	21	1.954 1.962	1.958	22.9 23.3	23.1	372.9 386.7	379.8	21	1.942 1.934	1.938	22.4 21.8	22.1	194.2 207.0	
28	1.942 1.942	1.942	21.8 21.8	21.8	318.8 295.3	307.1	28	1.957 1.954	1.956	23.3 23.0	23.2	429.6 399.6	414.6	28	1.939 1.924	1.932	22.0 21.4	21.7	201.1 239.3	

養生 日数	case4						養生 日数	case5						養生 日数	case6					
	ρt (g/cm ³)		wn (%)		q_u (kN/m ²)			ρt (g/cm ³)		wn (%)		q_u (kN/m ²)			ρt (g/cm ³)		wn (%)		q_u (kN/m ²)	
	試験値	平均値	試験値	平均値	試験値	平均値		試験値	平均値	試験値	平均値	試験値	平均値		試験値	平均値	試験値	平均値	試験値	平均値
1							1							1						
2							2							2						
3							3							3						
4	1.909 1.921	1.915	20.2 21.3	20.8	21.3 24.2	22.8	4							4						
5	1.934 1.935	1.935	21.8 22.0	21.9	47.0 42.8	44.9	5							5						
6	1.944 1.957	1.951	22.8 23.3	23.1	53.9 51.4	52.7	6							6						
7	1.949 1.951	1.950	22.7 23.3	23.0	61.5 60.0	60.8	7	1.809 1.811	1.810	27.6 28.0	27.8	139.7 141.1	140.4	7	1.834 1.829	1.832	29.8 29.3	29.6	137.1 142.9	
14	1.960 1.949	1.955	23.5 22.9	23.2	138.3 128.7	133.5	14							14						
21	1.958 1.954	1.956	23.1 23.1	23.1	154.7 160.7	157.7	21							21						
28	1.955 1.957	1.956	23.2 23.2	23.2	205.1 174.6	189.9	28	1.814 1.819	1.817	28.4 29.1	28.8	254.4 241.6	248.0	28	1.847 1.844	1.846	30.7 30.5	30.6	232.7 230.2	

養生 日数	case7						養生 日数	case8						養生 日数	case9					
	ρt (g/cm ³)		wn (%)		q_u (kN/m ²)			ρt (g/cm ³)		wn (%)		q_u (kN/m ²)			ρt (g/cm ³)		wn (%)		q_u (kN/m ²)	
	試験値	平均値	試験値	平均値	試験値	平均値		試験値	平均値	試験値	平均値	試験値	平均値		試験値	平均値	試験値	平均値	試験値	平均値
1							1							1						
2							2							2						
3							3							3						
4							4							4						
5							5							5						
6							6							6						
7	1.849 1.842	1.846	31.5 31.1	31.3	31.7 34.0	32.9	7	1.939 1.935	1.937	22.4 22.0	22.2	92.3 90.8	91.6	7	1.820 1.817	1.819	29.4 29.2	29.3	32.5 33.7	
14							14							14						
21							21							21						
28	1.850 1.848	1.849	31.4 31.0	31.2	90.8 92.9	91.9	28	1.949 1.912	1.931	22.7 20.4	21.6	194.2 219.5	206.9	28	1.817 1.825	1.821	29.2 29.8	29.5	95.5 76.3	

最も強度が発現したのは、case2 の「締固め度 90%、仮置き無し、空中 3 日水浸 4 日養生」(4 日以降は水浸養生) 条件であった。

出雲崎町の事前配合試験結果では、固化材添加量 2%、封緘養生 7 日の強度が、218 kPa であったのに対し、今回の試験結果では case2 の 7 日強度が 225.2 kPa となっており、ほぼ出雲崎町の事前配合試験結果と同様な結果が得られた。

出雲崎町のプラント配合土の試験では、固化材添加量 2% で 7 日強度が 114~155 kPa、28 日強度が 340~372 kPa であり、case2 と比較すると今回試験値はこれより

やや強度が高い結果であった。

一方、最も強度発現が低かったのは、case9「締固め度 80%、仮置き 1 日、空中 3 日水浸 4 日養生」であった。

また、case7「締固め度 80%、仮置き 1 日、全水浸養生」も case9 と概ね同程度に低い結果であった。

28 日強度で比較すると、case9 は case2 の 21% しか強度発現が認められなかった。

配合からの強度発現傾向の変化を見ると、配合から 3 日目と配合から 14 日目に強度発現曲線の変曲点が認められ、徐々に強度勾配が緩くなっている。特に case1 では配合から 3 日目までに急激な強度増加が認められた。

表-4.7 28 日強度発現順位

順位	ケース	試験条件			28 日強度	強度比 (対 case2)
		養生方法	仮置き日数	締固め度		
1	case2	空中 3 日+水浸 4 日	無し	90%	414.6 k P a	100%
2	case1	全水浸養生	無し	90%	307.1 k P a	74%
3	case5	全水浸養生	無し	80%	248.0 k P a	60%
4	case6	空中 3 日+水浸 4 日	無し	80%	231.5 k P a	56%
5	case3	全水浸養生	1 日	90%	220.2 k P a	53%
6	case8	空中 3 日+水浸 4 日	1 日	90%	206.9 k P a	50%
7	case4	全水浸養生	3 日	90%	189.9 k P a	46%
8	case7	全水浸養生	1 日	80%	91.6 k P a	22%
9	case9	空中 3 日+水浸 4 日	1 日	80%	85.9 k P a	21%

2) 養生方法の違いによる比較

養生方法の違いによる強度発現の傾向を図-4.5に示す。

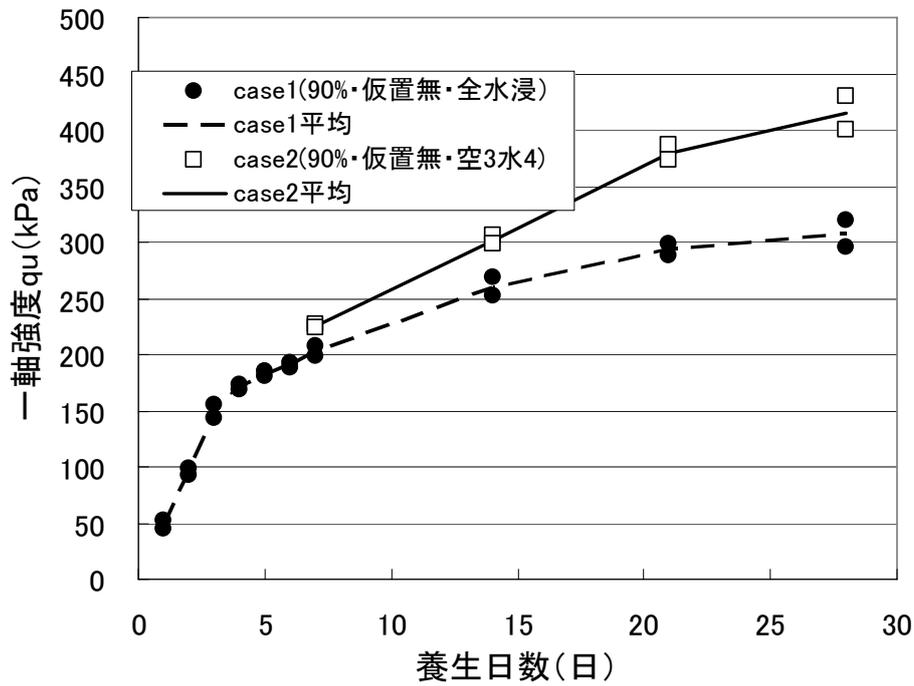


図-4.5 養生方法の違いによる発現強度（締固め度 90%、仮置き無し）

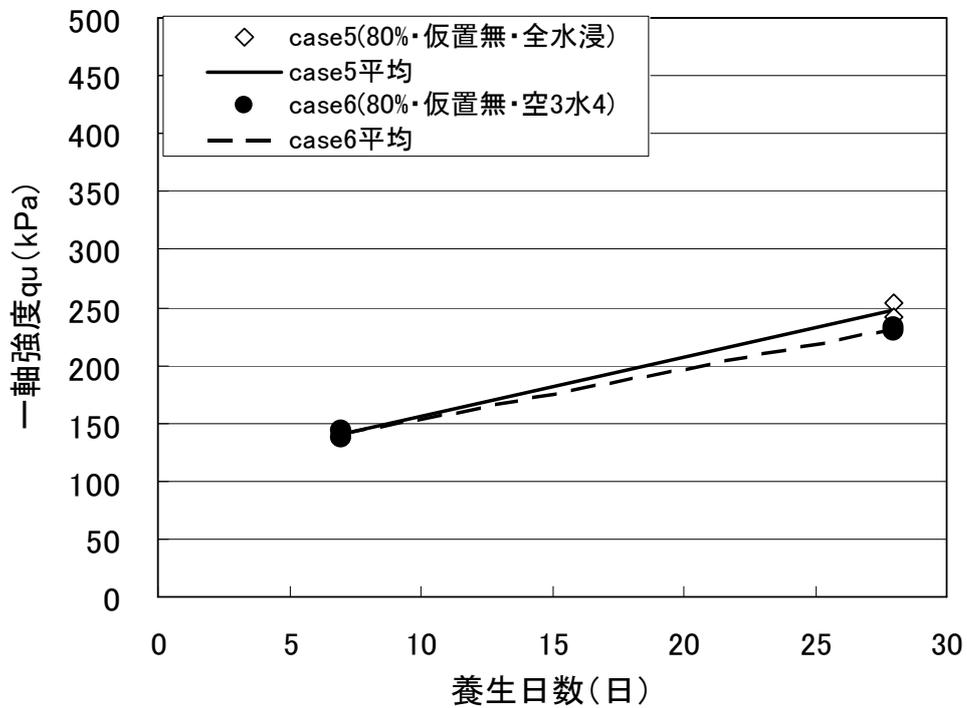


図-4.6 養生方法の違いによる発現強度（締固め度 80%、仮置き無し）

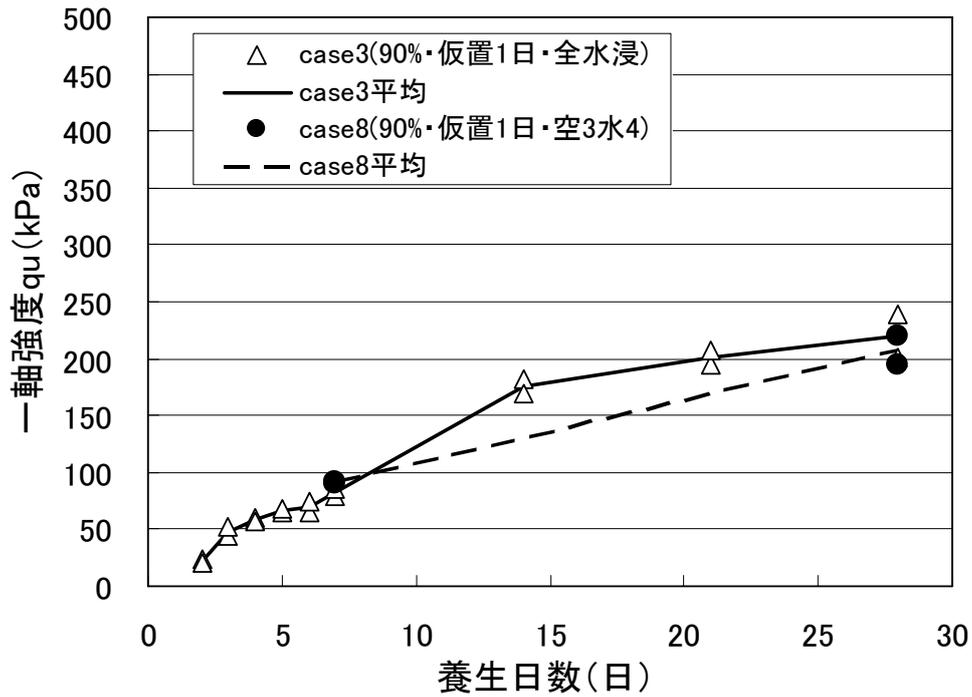


図-4.7 養生方法の違いによる発現強度（締固め度 90%、仮置き 1 日）

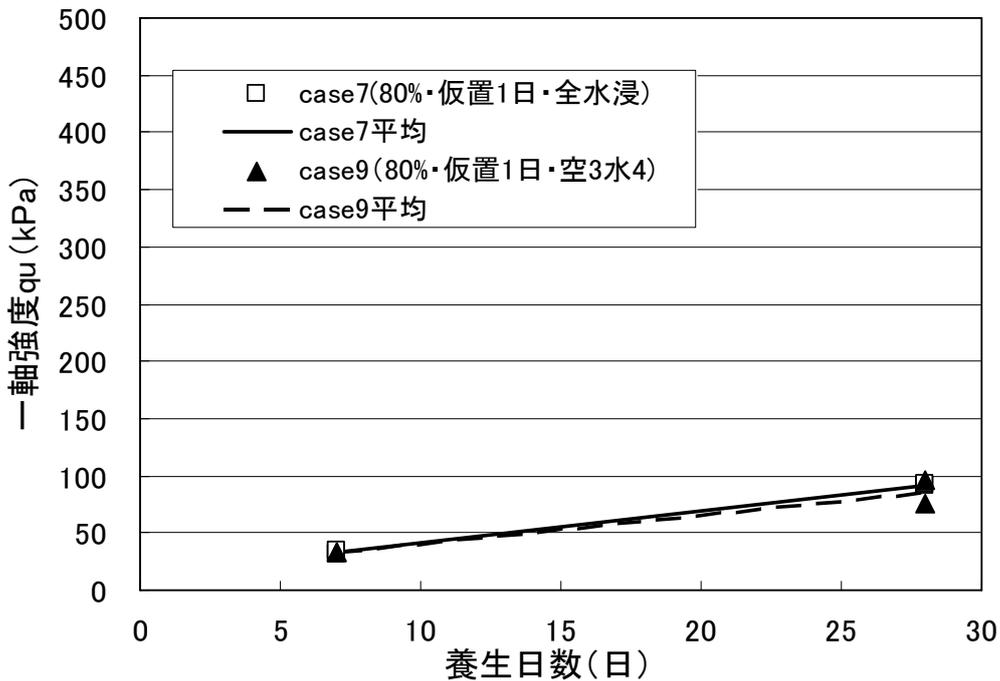


図-4.8 養生方法の違いによる発現強度（締固め度 80%、仮置き 1 日）

表-4.8 試験結果 (詳細データ)

養生 (日)	仮置き無し				仮置き1日			
	締固め度 90%		締固め度 80%		締固め度 90%		締固め度 80%	
	qu(kPa)		qu(kPa)		qu(kPa)		qu(kPa)	
	全水浸	空3水4	全水浸	空3水4	全水浸	空3水4	全水浸	空3水4
	case1	Case2	case5	case6	case3	case8	case7	case9
1	48.4							
2	95.3				22.1			
3	149.9				47.7			
4	171.0				58.8			
5	182.4				66.9			
6	190.5				70.1			
7	202.5	225.2	140.4	140.0	82.2	91.6	32.9	33.1
14	260.4	302.0			175.8			
21	293.4	379.8			200.6			
28	307.10	414.6	248.0	231.5	220.2	206.9	91.9	85.9
	28日 強度比	1.35 Case2/case1	28日 強度比	0.93 case6/case5	28日 強度比	0.94 case8/case3	28日 強度比	0.94 case9/case7

「締固め度 90%」、「仮置き無し」の条件で比較すると、case2 の「空中 3 日 + 空中 4 日浸養生」の強度が case1 の「全水浸養生」を大きく上回った。

「締固め度 80%」、「仮置き 1 日」の条件では、28 日強度で比較すると強度比は 93 ~94%であり、わずかに「全水浸養生」の強度が高かったが、養生方法による違いはほとんどないものと考えられる。

結果をまとめると以下の通りである。

- 仮置き無しで、埋め戻し土を十分に締固め（90%以上）、強度発現初期に地下水で飽和しない条件が最も強度が高くなる。
- 仮置き無しで締め固めを十分に行った場合、地下水による飽和の有無で強度に大きく差が出る（地下水がある場合には、25%強度が低下する）。
- 仮置き期間があるか、締固めが不十分な場合には、養生方法に関係なく強度が大きく低下する。

3) 仮置き期間の違いによる強度発現傾向

締固め度 90%、全水浸養生とした場合の、仮置き日数の違いによる強度発現傾向を図-4.9 に示す。

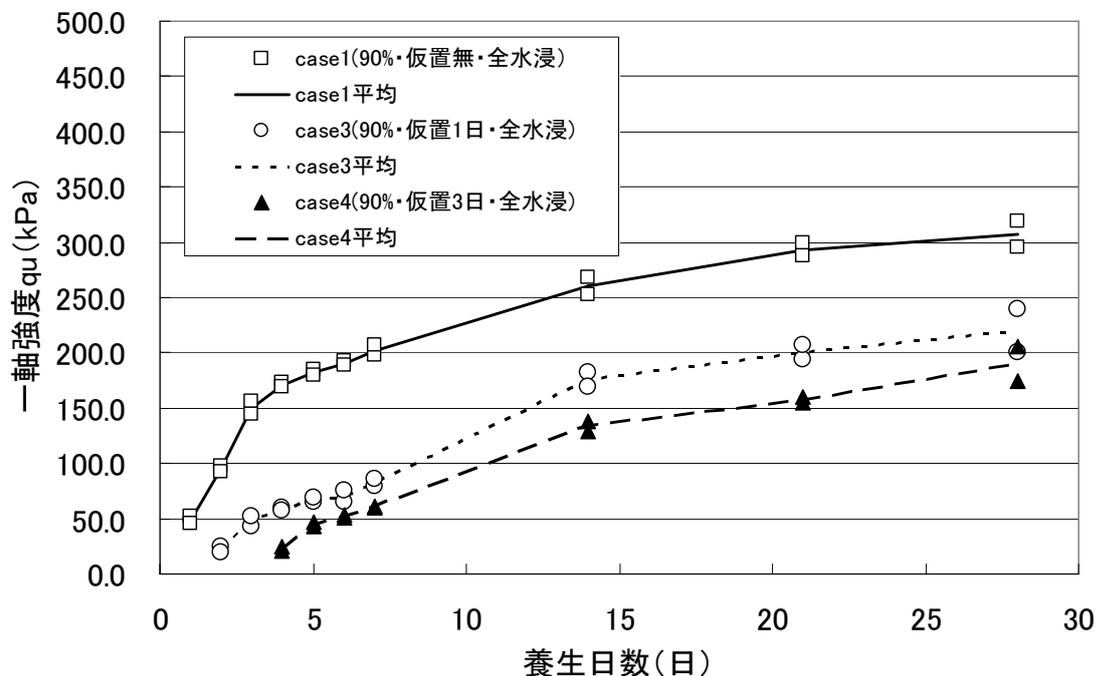


図-4.9 仮置き期間の違いによる発現強度 (締固め度 90%、全水浸)

表-4.9 試験データ (詳細データ)

養生 (日)	仮置き無し	仮置き 1 日	仮置き 3 日	備考
	case1 平均	case3 平均	case4 平均	
	qu(kPa)	qu(kPa)	qu(kPa)	
1	48.4	0.0		
2	95.3	22.1		
3	149.9	47.7		
4	171.0	58.8	22.8	
5	182.4	66.9	44.9	
6	190.5	70.1	52.7	
7	202.5	82.2	60.8	
14	260.4	175.8	133.5	
21	293.4	200.6	157.7	
28	307.1	220.2	189.9	
28 日強度比	1.00	0.70	0.60	case1 を1としたときの 28 日強度比
case2 強度比	0.74	0.53	0.46	case2 を1としたときの 28 日強度比

次に、締固め度 80%、全水浸養生とした場合の、仮置き日数の違いによる強度発現傾向を図-4.10 に示す。

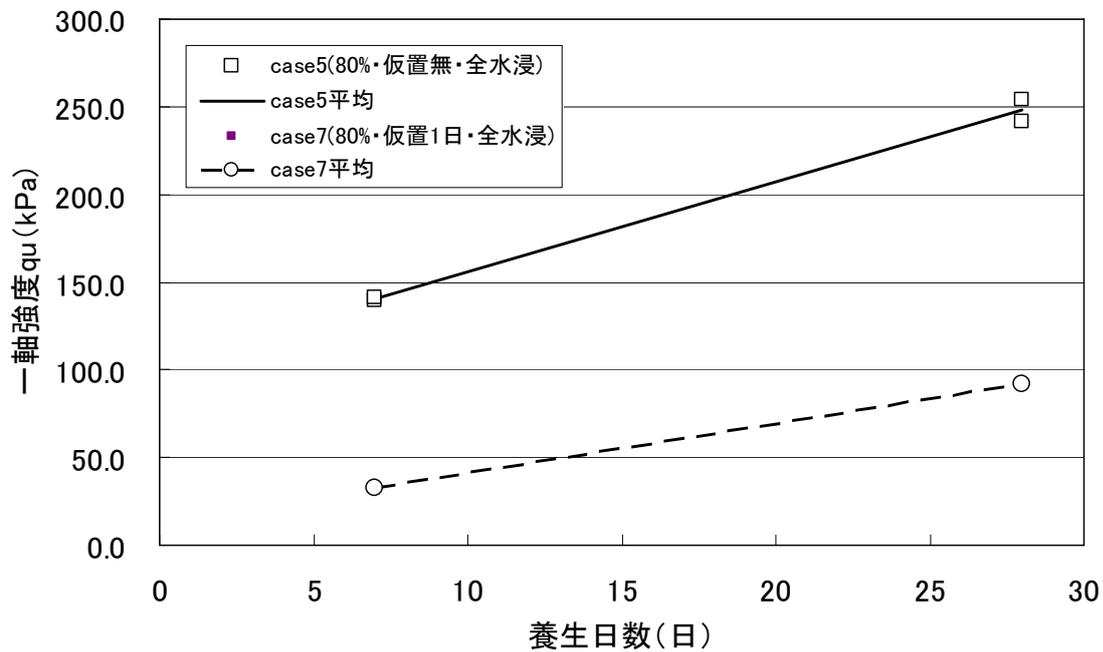


図-4.10 仮置き期間の違いによる発現強度（締固め度 80%、全水浸）

表-4.10 試験データ（詳細データ）

養生(日)	仮置き無し	仮置き1日	備考
	case5 平均	case7 平均	
	qu(kPa)	qu(kPa)	
1			
2			
3			
4			
5			
6			
7	140.4	32.9	
14			
21			
28	248.0	91.9	
28日強度比	1.00	0.37	case5を1としたときの28日強度比
case1強度比	0.81	0.30	case1を1としたときの28日強度比
case2強度比	0.60	0.22	case2を1としたときの28日強度比
case3強度比	1.13	0.42	case3を1としたときの28日強度比

試験結果をまとめると以下の通りである。

- ・ 仮置き期間が長いほど強度発現が悪い傾向が確認された。
- ・ 締固め度 90%の場合、仮置き無し (case1) に 28 日強度で比較すると、仮置き 1 日では 70%、仮置き 3 日では 60%の強度であった。
- ・ 全ケースの中で最も強度発現が良かった case2 の強度と比較すると、28 日強度は case1 で 76%、case3 で 53%、case4 で 46%の強度であった。
- ・ 締固め度が 80%の場合には、さらに強度の差が大きくなり、仮置き無しと仮置き 1 日の 28 日強度比は 37%であった。ただし、締固め度 80%でも仮置き無しの場合 (case5)には、締固め度 90%で仮置き 1 日 (case3)より 13%強度が大きくなった。

以上のことより、最終強度を確保するためには、いかに仮置き期間 (時間) を少なくして、初期強度を得るかが重要となる。

しかしながら、下水道管渠埋め戻しにおいては、「2. 下水道管路施設埋め戻しへのセメント系改良土の適用基準の現状と問題点」でも述べたとおり、固化材の添加量は、液状化被害を防止するのに必要な強度及び柵・取付け管等の設置のための再掘削に支障が生じない範囲の強度を検討して定めることとしており、その添加量は概ね 2~3%、添加量に換算して 30 kg/m³程度と、通常的地盤改良における添加量と比較すると極めて少ない。言い換えれば、必要最低限の強度を得るために添加量をぎりぎりのところで抑えていることになる。このことも強度を大きく低下させる 1つの要因になっていると考えられる。

結果をまとめると下記の通りである。

- 仮置き期間が長いほど強度発現は悪くなる。
- 配合~配合後 1日 (仮置き 1日) の強度低減率は、配合後 1日~3日の低減率を大きく上回る。
- 締固め度 80%で仮置き無しの方が、仮置き 1日で締固め度 90%より大きな強度が得られた。このため初期強度の発現が最終強度に与える影響が大きいことがわかる。

ここで、初期強度の発現と仮置き期間の関係について考察する。

締固め度 90%、全水浸養生で仮置き期間を変えて行った 3 ケースの強度発現曲線 (図-4.11) より、以下の傾向があることがわかる。

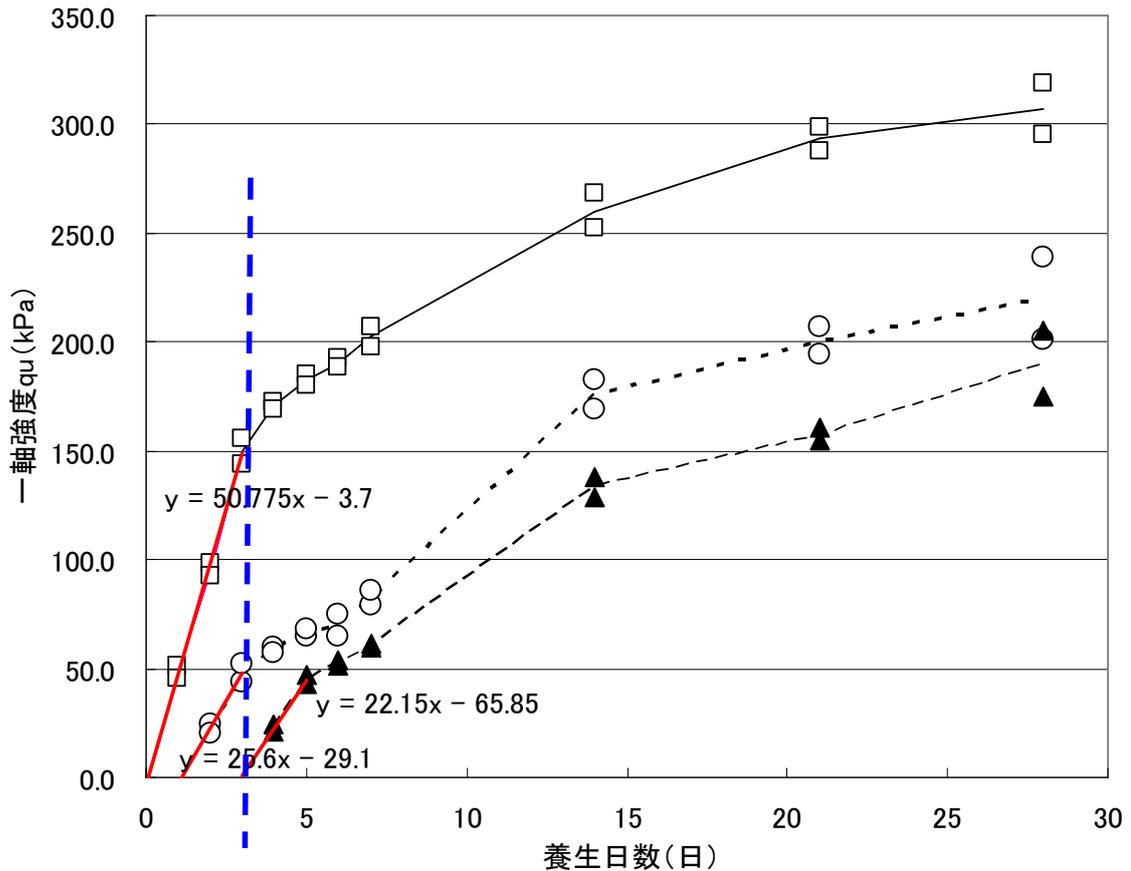


図-4.11 仮置き日数の違いと強度発現傾向

- ・初期強度（締め固め後、1～3日程度）の傾きを線形近似で表すと締め固め日において強度が0となる。よって、強度発現は締め固め直後から生じると考えられる。
- ・初期強度は、締め固め日によらずセメント配合日から3日目まで直線的に急増し、この期間中はセメント配合日から締め固めまでの期間が短いほど強度の発現が大きい。
- ・配合から3日目以降は、仮置き期間に関わらず各ケースとも同様な強度増加勾配を示す。このため配合から3日目までに生じた強度差は、その後の養生期間を通じてあまり変わらない。

初期の強度発現とその後の強度発現の違いは、セメント構成物質毎の水和反応速度の違いによって生じていると考えられる。

仮置き時間が長いと、配合初期に生じる水和反応による強度発現の効果が得られなくなる（解きほぐしにより、初期に得られた強度が無効となる）ため、最終強度に大きな差が生じると考えられる。

初期強度発現に寄与した水和反応が配合後3日程度で終了した後は、遅れて発現する水和反応による強度増加が各ケースとも同様に生じるため、その後の強度勾配はほぼ同じものとなっていると考えられる。

4) 締固め度の違いによる強度発現傾向

締固め度の違いによる強度発現の傾向を図-4.12に示す。

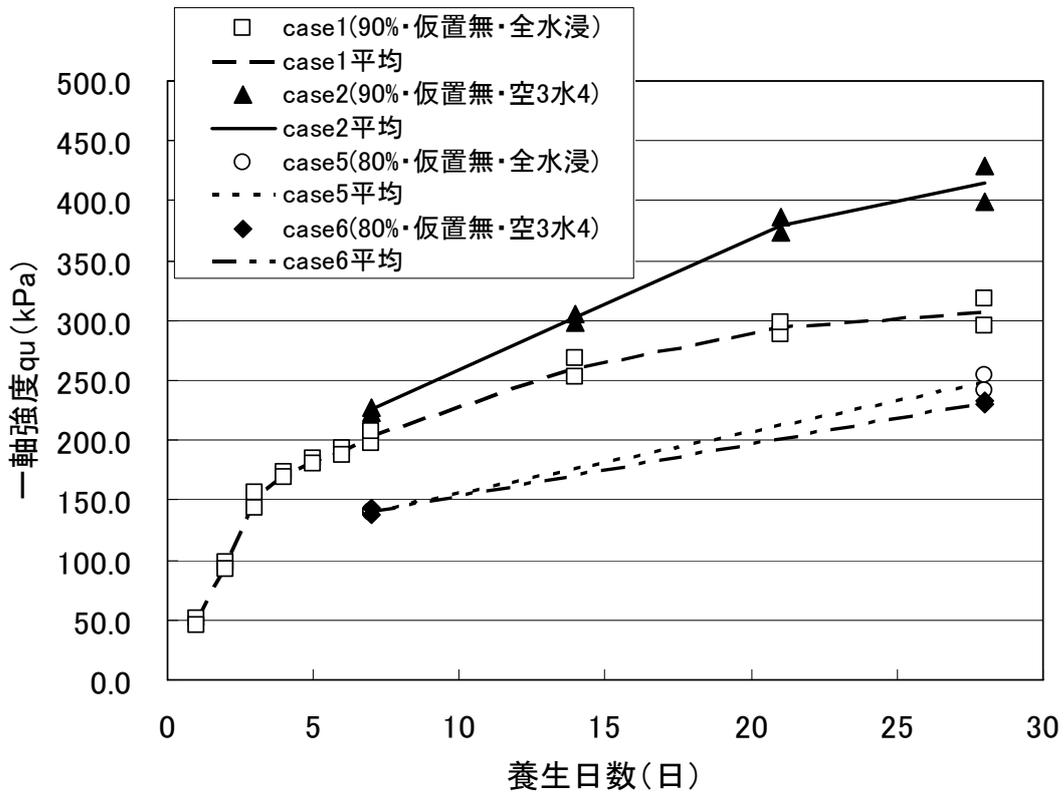


図-4.12 締固め度の違いによる発現強度（仮置き無し）

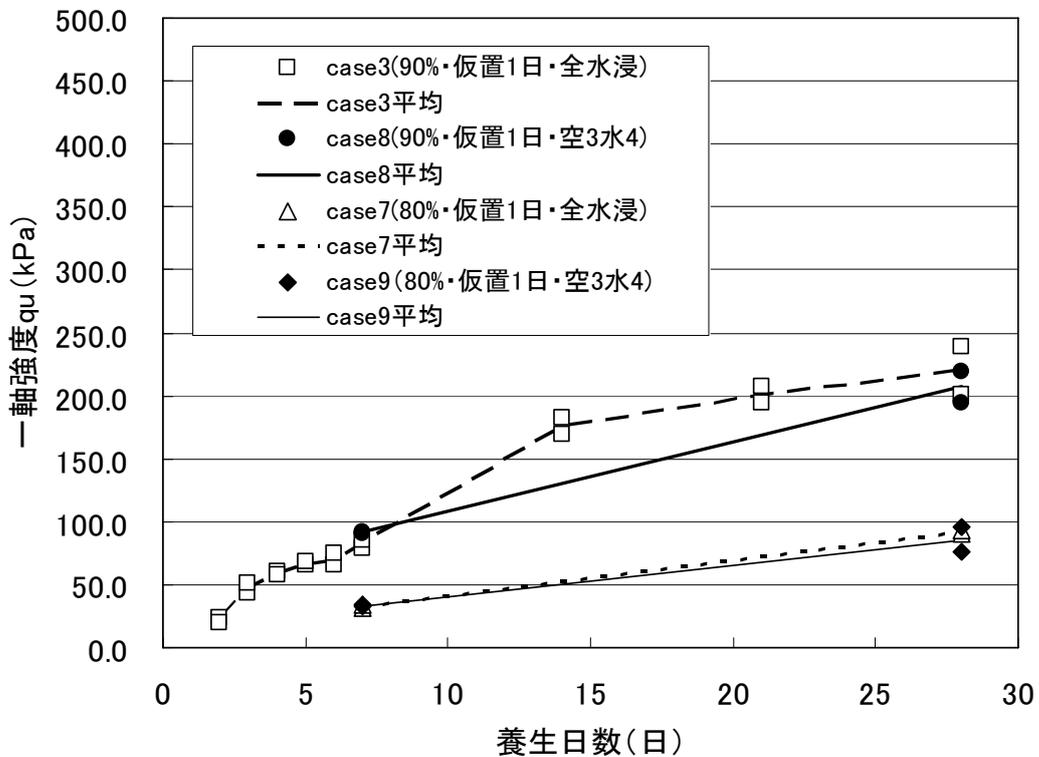


図-4.13 締固め度の違いによる発現強度（仮置き1日）

表-4.11 試験結果 (詳細データ)

養生 (日)	仮置き無し				仮置き1日			
	全水浸		空中3日水浸4日		全水浸		空中3日水浸4日	
	90%	80%	90_%	80%	90_%	80%	90_%	80%
	qu(kPa)	qu(kPa)	qu(kPa)	qu(kPa)	qu(kPa)	qu(kPa)	qu(kPa)	qu(kPa)
	case1 平均	case5 平均	case2 平均	case6 平均	case3 平均	case7 平均	case8 平均	case9 平均
1	48.35							
2	95.3				22.1			
3	149.9				47.7			
4	170.95				58.75			
5	182.4				66.85			
6	190.45				70.05			
7	202.45	140.4	225.15	140	82.15	32.85	91.55	33.1
14	260.35		301.95		175.8			
21	293.4		379.8		200.6			
28	307.1	248	414.6	231.45	220.2	91.85	206.85	85.9
	28日 強度比	0.81 case5/case1	28日 強度比	0.56 case6/case2	28日 強度比	0.42 case7/case3	28日 強度比	0.42 case9/case8

試験結果をまとめると以下の通りである。

- ・仮全体に締固め度が低いほど強度発現が悪い傾向が確認された。
 - ・仮置き無しの場合には、全水浸養生では、締固め度 80%の強度は、締固め度 90%の強度に対して 79%の強度であった。
 - ・空中 3 日水浸 4 日養生では、締固め度 80%の強度は、締固め度 90%の強度に対して 56%の強度となり、全水浸養生の場合より影響が大きかった。これは締固め度 80%では養生方法による強度の違いが小さいためである。
 - ・仮置き 1 日の場合には、全水浸養生、空中 3 日水浸 4 日養生とも、締固め度 80%の強度は、締固め度 90%の強度に対して 42%の強度であった。
 - ・同じ仮置き条件では、締固め度 90%の強度に対して締固め度 80%の強度は 42%～56%（空中 3 日水浸 4 日養生）であった。
 - ・仮置き無しで締固め度 80%（case5）の強度は、仮置き 1 日の 90%強度（case3, case8）より高い強度となった。
- 結果をまとめると下記の通りである。

締固め度が低いほど強度発現が悪い（20～60%の強度低下）。

締め固めを十分行うことにより、養生方法や仮置き有無に関わらず 200 kPa 以上の強度が得られた。

※注意）本報告書におけるセメント配合量・土の種類等に基づく結果であり、これらが変化すれば得られる強度も変化することに注意が必要である。

4.3 セメント系改良土の仮置き許容時間に関する試験

(1) 試験目的

4.2 の試験結果より、セメント系改良土の強度発現には、セメント添加後の仮置きが影響を与えていることが明らかとなった。

改良土の仮置きが発生する理由としては、改良土の作り置きや埋め戻し時の車上待機があるほか、プラント等の改良土製造場所から施工現場までの運搬も仮置きとして扱うことができる。

ここでは、仮置きが許容される時間（以下、「許容仮置き時間」という。）を明らかにするための試験を行うものである。

(2) 試験方法

試験に使用した材料及び供試体作成方法、試験項目については、4.2 の試験と同様の方法で実施した。

(3) 試験条件と試験ケース

仮置き無しと仮置き1日の間の仮置き時間による強度発現傾向の違いを確認するため、下記の4ケースの仮置き時間を設定する（表-4.12参照）。

- ①混練り後、仮置き1時間
- ②混練り後、仮置き3時間
- ③混練り後、仮置き6時間
- ④混練り後、仮置き12時間

その他の試験条件は以下の通り。

- ・仮置き期間中の養生温度：20℃±3℃
- ・仮置き後の養生方法：全水浸養生
- ・締め固め度：90%以上

表-4.12 許容仮置き時間に関する試験ケース一覧

試験目的	試験条件	ケース	セメント配合からの経過日数(○:一軸圧縮試験)								
			0日	1日	2日	3日	4日	5日	6日	7日	28日
許容仮置き時間の推定	仮置き1hr	case10	—	—	○	○	—	○	—	○	○
	仮置き3hr	case11	—	—	○	○	—	○	—	○	○
	仮置き6hr	case12	—	—	○	○	—	○	—	○	○
	仮置き12hr	case13	—	—	○	○	—	○	—	○	○

※全試験共通条件：全水浸養生、締め固め度90%

(4) 試験結果

試験結果を、表-4.13、図-4.14 に示す。

表-4.13 許容仮置き時間に関する試験結果一覧

養生 日数	case10(仮置き1h)				養生 日数	case11(仮置き3h)				養生 日数	case12(仮置き6h)				養生 日数	case13(仮置き12h)			
	ρt (g/cm ³)	w_n (%)	q_u (kN/m ²)	日		ρt (g/cm ³)	w_n (%)	q_u (kN/m ²)	日		ρt (g/cm ³)	w_n (%)	q_u (kN/m ²)	日		ρt (g/cm ³)	w_n (%)	q_u (kN/m ²)	日
1					1					1					1				
2	1.899 1.907	19.3 20.1	120.0 113.0	116.5	2	1.912 1.914	20.5 20.8	82.2 83.2	82.7	2	1.889 1.903	19.8 20.1	88.8 83.1	86.0	2	1.909 1.900	20.4 19.9	47.9 54.8	51.4
3	1.903 1.902	19.9 19.5	143.0 145.0	144.0	3	1.913 1.915	20.3 21.9	109.0 125.0	117.0	3	1.906 1.908	20.0 19.8	107.0 108.0	107.5	3	1.909 1.891	20.6 19.2	53.1 68.2	60.7
4					4					4					4				
5	1.899 1.904	20.0 19.9	165.0 175.0	170.0	5	1.912 1.911	20.6 20.3	142.0 150.0	146.0	5	1.904 1.900	20.1 19.9	135.0 138.0	136.5	5	1.895 1.907	19.6 20.1	95.9 83.2	89.6
6					6					6					6				
7	1.906 1.904	19.9 19.9	202.0 183.0	192.5	7	1.915 1.900	20.5 19.7	159.0 187.0	173.0	7	1.906 1.899	20.3 19.5	155.0 168.0	161.5	7	1.903 1.908	19.9 20.3	112.0 113.0	112.5
14					14					14					14				
21					21					21					21				
28	1.908 1.914	20.2 20.4	374.0 341.0	357.5	28	1.912 1.920	20.7 20.8	312.0 312.0	312.0	28	1.911 1.913	20.5 20.5	311.0 295.0	303.0	28	1.919 1.922	20.8 20.9	297.0 257.0	277.0

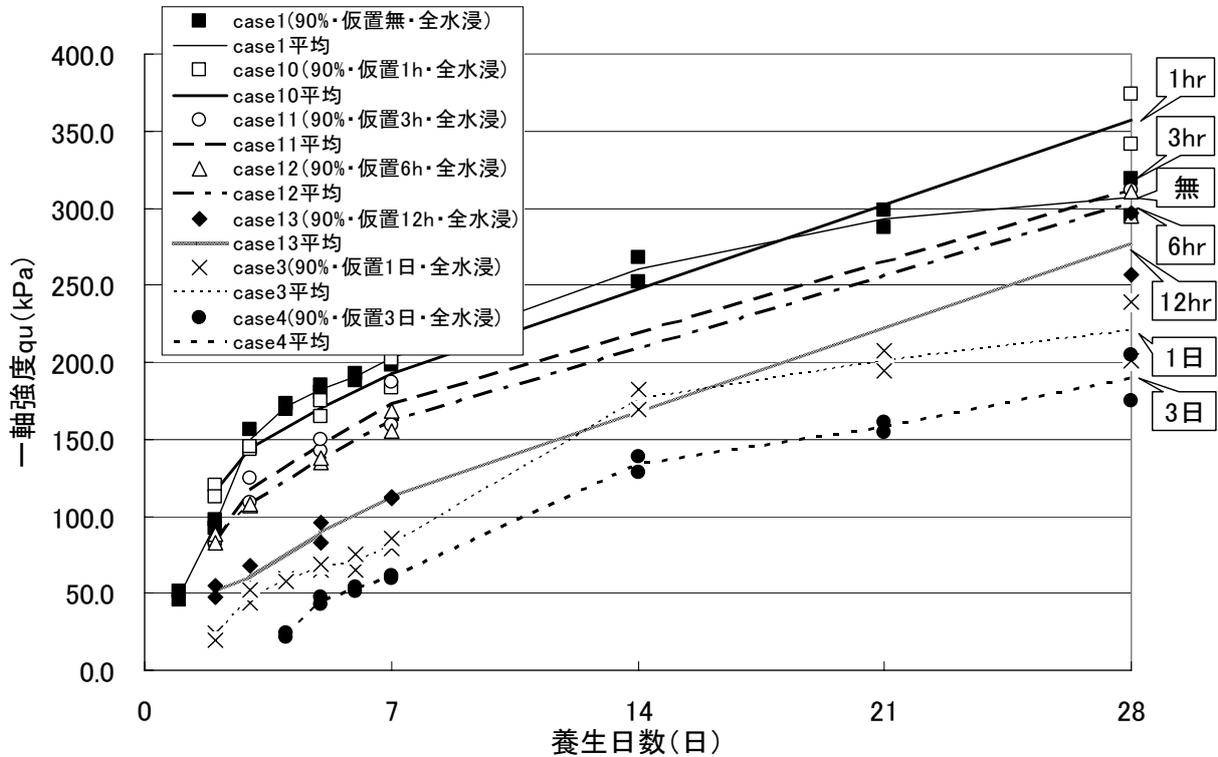


図-4.14 許容仮置き時間に関する試験結果

仮置き時間と材令毎の一軸圧縮強度の相関図を図-4.15に示す。

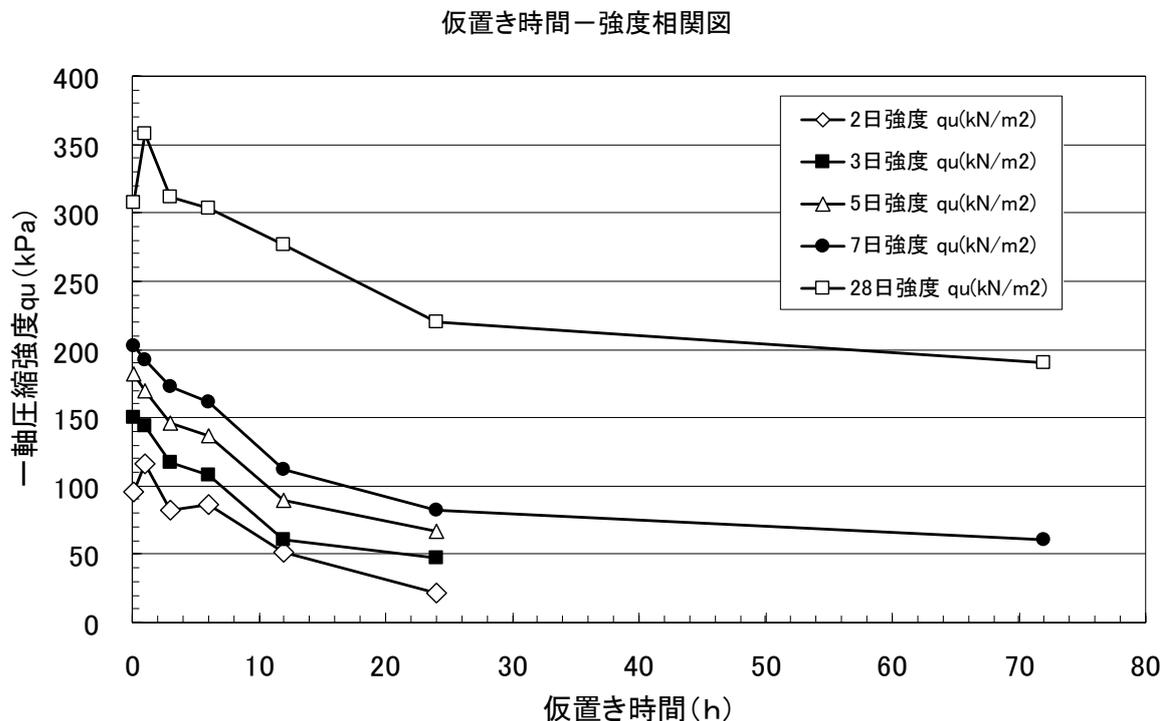


図-4.15 許容仮置き時間に関する試験結果

試験結果より、仮置き時間と強度発現傾向の関係は次の通り整理できる。

- ・ 仮置き時間と一軸圧縮強度の関係は、全体的に見ると概ね一定の相関関係が認められ、仮置き時間が長いほど強度が低下する傾向が認められる。
- ・ 仮置き 0h～仮置き 6h までは、仮置き時間と強度発現傾向にバラツキがあり、全体傾向（仮置き時間が長いほど強度が低下する）に対して逆の結果が一部で認められたが、これは、配合後 6 時間までは強度発現傾向にムラがあり、わずかな供試体のバラツキが強度に大きく影響して仮置き時間と強度の関係を不明瞭にしているためと考えられる。

強度低下の傾向が変化する時点を勾配変化から推定するため、下記の式より強度低下勾配を算出する。

◆ 強度低下勾配 = 強度低下量 / 仮置き時間差

表-4.14 仮置き時間差に対する強度低下勾配

強度低下勾配 (kPa/h)							
勾配計算 区間(仮置 き時間)	養生 2 日	養生 3 日	養生 5 日	養生 7 日	養生 28 日	平均勾配	標準偏差
	強度低下 勾配	強度低下 勾配	強度低下 勾配	強度低下 勾配	強度低下 勾配		
0~1h	23.56	-6.56	-13.78	-11.06	56.06	9.64	29.9
1h~3h	-16.90	-13.50	-12.00	-9.75	-22.75	-14.98	5.1
3h~6h	1.08	-3.17	-3.17	-3.83	-3.00	-2.42	2.0
6h~12h	-5.77	-7.81	-7.83	-8.17	-4.33	-6.78	1.7
12h~24h	-2.44	-1.08	-1.89	-2.53	-4.73	-2.53	1.4
24h~72h				-0.45	-0.63	-0.54	0.1

強度低下勾配の算出結果を整理すると下記の通りとなる。

- ・ 仮置き 0h~1h、仮置き 1h~3h は勾配のバラツキが大きく傾向が不明確であった。
- ・ 仮置き 3h~仮置き 72h 間では、ほとんどの養生日数で仮置き 6h~12h 間の強度低下勾配が最も大きくなった。養生 28 日では、仮置き 6h~12h と仮置き 12h~24h はほぼ同じ強度低下勾配であった。

以上より、仮置き 6~24 時間の間に強度が大きく低下することが分かった。

したがって、仮置き 6 時間以上後に、解きほぐし、締固めを行うと最終強度の低下する度合いが大きくなると考えられる。

仮置き 6 時間以下では、全体的にみると仮置き時間が短いほど強度発現が大きい傾向にあるようであるが、強度発現傾向にバラツキが認められ、配合土のバラツキの影響も大きいと考えられる。

5. セメント系改良土の適正な配合・施工方法 について

5. セメント系改良土の適正な配合・施工方法について

5.1 配合・養生環境による強度発現傾向について

今回の配合試験結果により下記が確認された。

- 同じセメント配合量（湿潤重量比 2%）であっても、埋め戻し環境の違いにより発現強度の違いは最大 5 倍程度ある。

最も強度発現が良かったのは、case2 の「締固め度 90%、仮置き無し、空中 3 日水浸 4 日養生」（4 日以降は水浸養生）条件で、28 日強度は $qu=414.6 \text{ kPa}$ であった。

最も強度発現が悪かったのは、case9 「締固め度 80%、仮置き 1 日、空中 3 日水浸 4 日養生」で、28 日強度は $qu=85.9 \text{ kPa}$ であった。

- 配合強度は、仮置き期間が長いほど小さく、締固め度が低いほど小さい。

養生方法による違いは、仮置き期間が無く、十分に締固められている場合に現れ、配合初期に空中養生を行うと強度が高くなることが確認された。

締固めが悪いか、仮置き期間があった場合には、養生方法による強度発現の違いは相対的に小さくなった。

- 配合強度は、配合から 3 日目までに急激に強度が増加する

このため、仮置きしてから解きほぐすと、初期の強度増加した分が無くなり、その後の強度増加も小さくったと考えられる。強度の低下程度は仮置き期間が長いほど大きい。

- 締固め度が低いほど強度発現が悪くなる。

ただし仮置き無しと仮置き 1 日を比較すると、仮置き 1 日で締固め度 90%の方が、仮置き無しで締固め度 80%の場合より強度が小さくなる。

よって、仮置きの有無のほうが締固め度の違いより影響が大きいと考えられる。

表-5.1 締め固め度の違いと仮置き有無の違いによる強度比較

締め固め度		90	80
28日強度 (kN/m ²)	仮置き無し	307.1	248.0
	仮置き1日	220.2	91.9
	仮置き3日	189.9	—

締め固め度		90	80
28日強度 比	仮置き無し	1	0.81
	仮置き1日	0.72	0.30
	仮置き3日	0.62	—

□ そもそも目標強度が低いため、下水道管渠埋め戻しにおける種々の条件（施工環境）の影響を受けやすい。

下水道管渠埋め戻しにおいては、「2. 下水道管路施設埋め戻しへのセメント系改良土の適用基準の現状と問題点」でも述べたとおり、固化材の添加量は、液状化被害を防止するのに必要な強度及び樹・取付け管等の設置のための再掘削に支障が生じない範囲の強度を検討して定めることとしており、その添加量は概ね2～3%、添加量に換算して30 kg/m³程度と、通常地盤改良における添加量（最低50 kg/m³）と比較すると極めて少ない。言い換えれば、必要最低限の強度を得るために添加量をぎりぎりのところで抑えていることになる。

これにさらに、地下水や締固め、仮置き等の負の影響による大幅な強度低下が加わることで、即座に「固化しない」状況になると考えられる。

5.2 セメント系改良土の適正な配合・施工方法について

最適強度が得られる配合条件は、「仮置き無し、締固め度 90%、空中 3 日水浸 4 日養生」であった。これは一般的な配合試験の実施条件にあたる。ただし、今回の配合試験の結果、同じセメント配合量でも、配合条件によっては、強度は最適配合時の 1/5 しか得られない場合があることが確認された。このため、セメント系改良土の配合・施工方法については下記について注意が必要である。

(1) 室内配合試験における留意点

□ 現場施工条件に合わせた配合試験を行うことが重要である。

【解説】

今回の試験結果より、一定セメント配合量を想定した場合、「仮置き無し、締固め度 90%、空中 3 日水浸 4 日養生」による試験値が最も強度が高くなった。

28 日強度が最も低かった条件は「仮置き 1 日、締固め度 80%、空中 3 日水浸 4 日養生」で、最適配合条件の 21%の強度しか得られなかった。

また、「全水浸養生」では、「空中 3 日水浸 4 日養生」と比較して 76%しか強度が期待できない。

施工条件によっては、改良土が現場打設後すぐに地下水で飽和する可能性もあり、期待される強度が得られない可能性がある。可能な範囲で、試掘等により地下水の影響や仮置き期間の発生の有無、締め固め度の確保が可能なかを把握するとともに、改良を行う土を用いて室内配合試験を行うことが望ましい。

プラント条件等によってどうしても現場条件と配合試験条件が異なる場合には、現場条件を考慮した配合試験を行うことが必要と考えられる。

図-5.1 に、適切なセメント添加量を定める配合試験実施までのフローを示す。

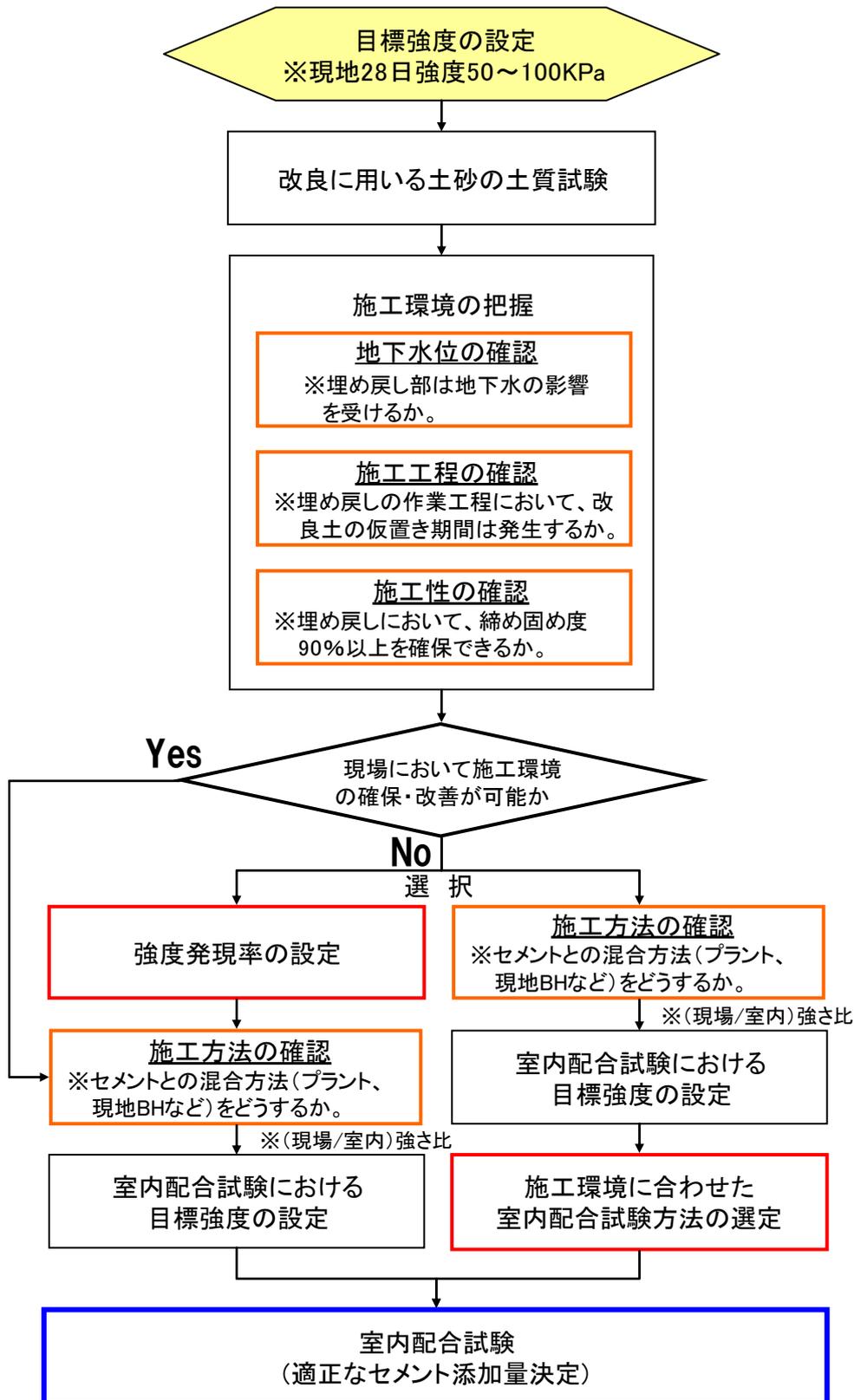


図-5.1 配合試験実施までのフロー

□ 可能な限り仮置き期間を無くすことが望ましい。

【解説】

締固め度 90%で、仮置き無しと仮置き有りを比較すると、仮置き 1 日では仮置き無し時の 70%、仮置き 3 日では 60%しか強度が得られなかった。締固め度 80%ではさらに顕著で、仮置き 1 日では仮置き無しの 37%しか強度が得られなかった。

つまり、締固めを十分行っても、仮置きを行うことにより発現強度が大きく低下することから、仮置きを極力なくす必要がある。

また、表-4.12 に示したように、締固め度 90%で仮置き 1 日より、締固め度 80%で仮置き無しの方が高い強度を得た。これはセメント配合後 3 日間に生じる水和反応による強度が最終強度に非常に大きな影響を与えているためである。通常、室内配合試験は仮置きをしないで行うため、現場で仮置きを行うと、目標とする強度が得られなくなる可能性があり、また仮置き期間が長いほど期待される強度が得られなくなる。

製造した埋め戻し土をしばらく仮置きする必要がある場合は、解きほぐしの影響により強度が低下することを踏まえ、想定される仮置きと解きほぐしの過程を考慮した試験練り（図-5.2 参照）を行い、配合を決める必要がある。プラント製造であればプラントの協力を得て、改良土使用当日に製造を依頼することが望ましい。

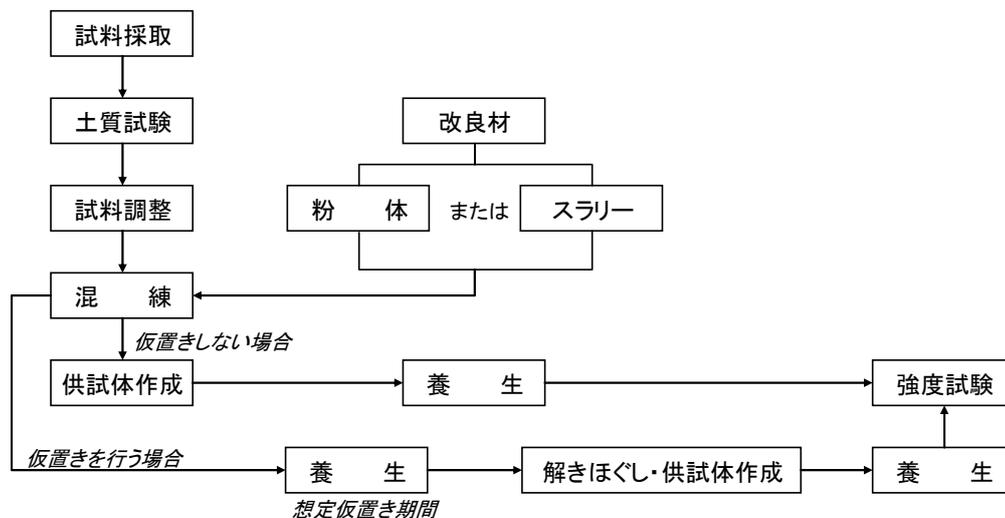


図-5.2 仮置き・解きほぐしを実施する場合の試験練りのフロー

なお、一般に、セメント系改良土よりも石灰系改良土の方が強度発現が緩慢であり、長期仮置きをした場合の強度低下の割合が小さく、また、一旦固化した改良土の破碎後の再固化性に優れる。このため、長期仮置きが想定される場合には石灰系改良土が用いられることが多い。

□ 現場では確実に 90%以上の締固めを行わなければ、配合設計通りの強度を得ることは難しい。

【解説】

締固め度が不十分な場合（締固め度 80%）、十分締固めた場合（締固め度 90%）と比較して 42%～56%の強度しか得られなかった。よって、現場において十分な強度を得るには、現場における締固めを十分に行う必要がある。ただし、現地における施工環境等により所定の締固め度を得ることが困難な場合は、現地の状況を考慮した室内配合試験を行うことも考えられる。

□ 地下水の影響を受けることにより、空中養生期間（打設後不飽和条件となる期間）を設けられない場合には、配合試験条件を全水浸条件にて行う必要がある（空中養生期間がないと標準的な配合試験で期待される強度が得られない可能性がある）

【解説】

室内配合試験通りの強度を確実に得るには、現場における施工条件として、空中養生期間を確保することが必要である。しかしながら、下水道管渠施工においては、地下水の影響を受けやすいことから、空中養生期間が設けることが困難な場合がある。この場合は、配合試験における養生を全水浸にて行う必要がある。

(2) 施工上の留意点

埋め戻し土の現場施工上の留意点として特に注意すべき事項として整理すると下記が考えられる。

□ 配合土は仮置き期間を作らず、プラント配合後、速やかに現場打設を行わねばならない。(仮置き期間は可能な限り無しとする。)

【解説】

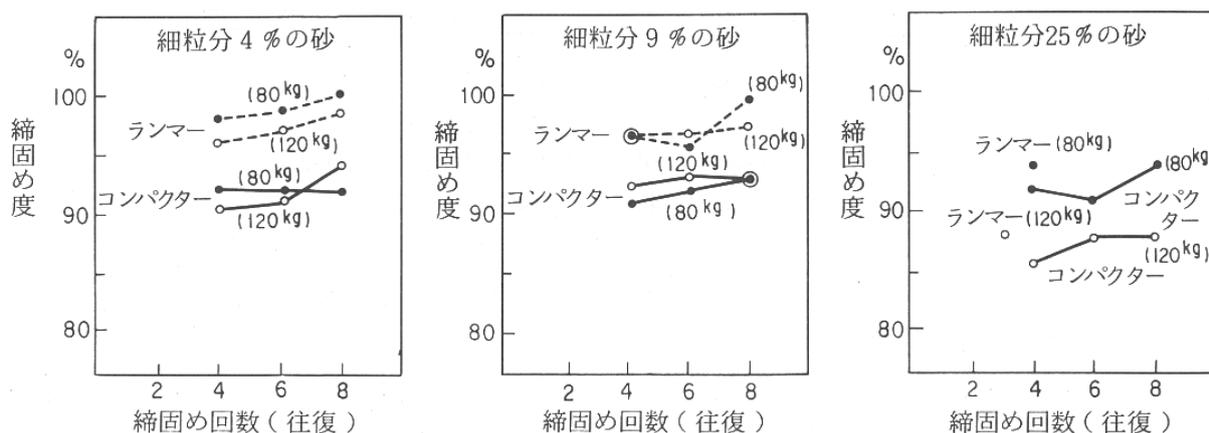
仮置きによる発現強度の低下を防ぐために、プラントで製造し、現場搬入する施工を実施する際には、適切なタイミングで出荷指示を出す等、製造から埋め戻しまでの時間が極力短くなるよう努める必要がある。

□ 締固めを確実にを行うため、1層当たりの打設層厚を少なくし確実な転圧を行う。(確実に締固め度 90%以上を確保する。)

【解説】

埋め戻し土の締固めを実施する際の施工管理に関しては、以下の点について留意する必要がある。

- ① 埋め戻し土のまきだし厚さまたは仕上がり厚さについては、例えばまきだし厚さ 20cm/層等のように明確に定めて実施する。管理は、立会や現場写真等で行う。
- ② 各層は、締固め箇所に適した機材(たこ、プレート、ランマ等)により十分締固める。転圧回数は、試験施工により定めるのが望ましいが、これによらない場合は、「下水道用硬質塩化ビニル管道路埋設指針、国土開発技術センター」(図-5.3 参照)等を参考に3回程度以上は転圧を行う。



備考：1. 締固め回数とは、締固め面における機具の通過回数をいう。

図-5.3 締固め回数と締固め度の関係

出典：「下水道用硬質塩化ビニル管道路埋設指針」(財)国土開発技術研究センター

- ③ 最適な含水比を確保するため、地下水の量に応じた排水（ポンプ排水等）を行う。
- ④ 現場での締固めの管理は、即時性のある試験方法を採用することが望ましい。一例として常設作業帯が確保可能であれば、路盤工・舗装仮復旧前に、スウェーデン式サウンディング試験を実施し、現地における一軸圧縮強度を確認することも考えられる。それによらない場合は、現場密度試験等を採用する。
- ⑤ 現場での品質管理の頻度は、即時性のある試験であれば各層毎に延長方向で数カ所実施する。一方、それによらない場合は、深さ方向に2箇所（管周りと埋め戻し部）、延長方向に1箇所程度とする。

□ 確実な締固めを行うためにも埋め戻し時には確実に地下水を揚水してドライワークを確保する。これにより初期の空中養生期間がとれ、施工性が向上し（転圧による締め固めが容易となり）、より強度が期待できる。

【解説】

現地の地下水位が高いと想定される場合は、試験練り時に現地の条件を考慮した養生方法に留意するほか、現場における地下水の排水を確実に実施することが重要である。

よって、湧水が多い、あるいは地下水位が高い場合は、矢板等を適切に設置し水の流入や地山の崩壊を防止するとともに、地下水の量に応じた排水を適切に実施する必要がある。

5.3 配合条件による強度発現率について（試算）

今回の試験結果に基づいて、「仮置き期間」「締固め度」「養生方法」による強度発現率を算出する。

なお、下記に示す条件係数は、本試験に用いた試料より想定したものであり、土質が大きく変わる場合は、別途、確認が必要である。

仮置き条件係数

「仮置き無し」・・・1倍

「仮置き1日」・・・0.7倍

「仮置き3日」・・・0.6倍

(case1とcase3の比較、case1とcase4の比較より)

締固め条件係数

「締固め度90%以上」・・・1倍

「締固め度90%以下」かつ「仮置き無し」・・・0.75倍

「締固め度90%以下」かつ「仮置き1日」・・・0.4倍

(case1とcase5の比較と、case3とcase7、case8とcase9の比較より)

養生方法条件係数

「空中3日水中4日養生」&「仮置き無し」&「締固め90%以上」・・・1倍

その他条件・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・0.75倍

(case1とcase2の比較より)

なお、上記の①～③の条件係数を用いた強度発現率の計算式は式1に示す通りである。

$$\underline{\text{強度発現率 (\%) = 仮置き係数} \times \text{締め固め係数} \times \text{養生係数} \times 100}$$

以上の条件で試験条件による強度比を試算し、試験値と計算値を比較すると表-5.2となる。

この結果をみると、試験値による強度比と、計算上の強度比が概ね一致するものとなる。

表-5.2 試験から得た強度発現率値と計算値

	case1	case2	case3	case4	case5	case6	case7	case8	case9	備考
仮置き条件	無し	無し	1日	3日	無し	無し	1日	1日	1日	
締固め条件	90%	90%	90%	90%	80%	80%	80%	90%	80%	
養生条件	全水浸	空3水4	全水浸	全水浸	全水浸	空3水4	全水浸	空3水4	空3水4	
28日強度 (kPa)	307.1	414.6	220.2	189.9	248.0	231.5	91.9	206.9	85.9	
試験による強度比	0.74	1.00	0.53	0.46	0.60	0.56	0.22	0.50	0.21	case2を1とした
仮置き条件	1	1	0.7	0.6	1	1	0.7	0.7	0.7	
締固め条件	1	1	1	1	0.75	0.75	0.4	1	0.4	
養生条件	0.75	1	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	
計算上の強度比	0.75	1.00	0.53	0.45	0.56	0.56	0.21	0.53	0.21	case2を1とした

※上記の条件係数は、本試験に用いた試料より想定したものであり、土質が大きく変わる場合は、別途、確認が必要である。

5.4 配合強度の時間変化に基づく最終強度の推定（試算）

今回の配合試験結果より得られた配合強度の時間変化を用いて、

①セメント配合日からの経過日数と配合強度

②締固め日からの経過日数と配合強度

の関係を整理し、最終強度の予測を試算した。

最終強度予測手法は、一般的に盛土の沈下観測結果より最終沈下量を予測する双曲線法による予測を配合強度曲線に適用した（図-5.4 参照）。

なお、双曲線法は、時間-沈下曲線について、沈下の平均速度が双曲線に沿って減少していくことを仮定し、この仮定から載荷後の任意の時点における沈下量を次式により推定するものである

$$S_t = S_0 + \frac{t}{\alpha + \beta \cdot t}$$

S_t : 時間 t 時の沈下量 (cm)

S_0 : 初期沈下量 ($t = 0$) (cm)

t : 起点日よりの経過時間 (day)

α, β : 実測値から得られる常数 (図-5.4 参照)

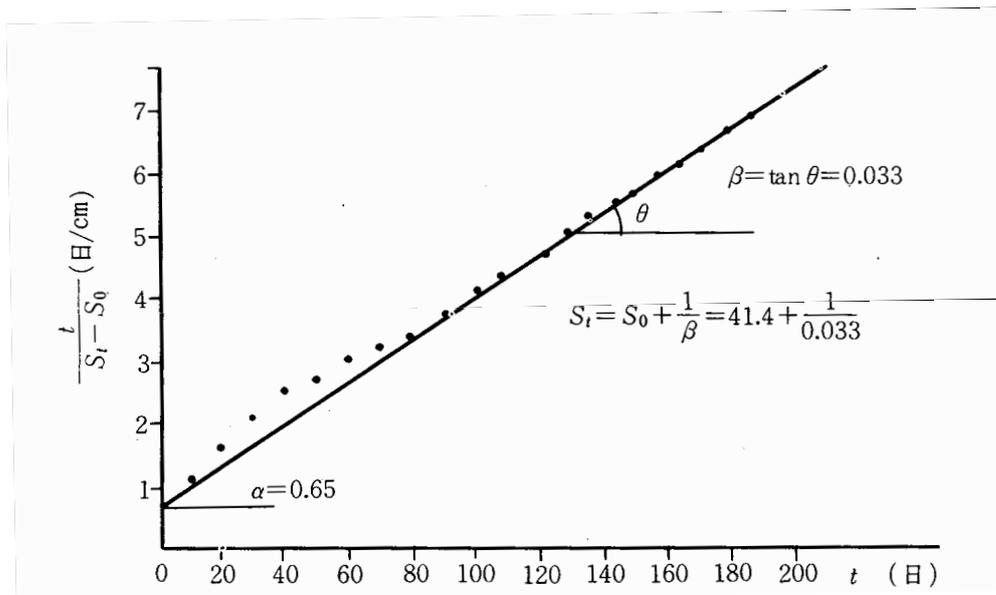


図-5.4 双曲線法による沈下量の推定

なおここでは、図中の (t 時の沈下量 S_t) を (t 時の配合強度 q_u-t)、(0 時の沈下量 S_0) を (配合強度 $q_u-0=0$) として検討した。

また、図中の t については、**検討①**では配合日を 0 とした経過日数、**検討②**では締固め日を 0 とした経過日数と見なした。また、配合初期のバラツキを除外するため、7日強度以降の配合強度を対象とした。最終強度計算結果を図-5.5 (各ケース毎の計算結果は巻末資料に示す) に、最終強度予測計算表を表-5.3 に示す。

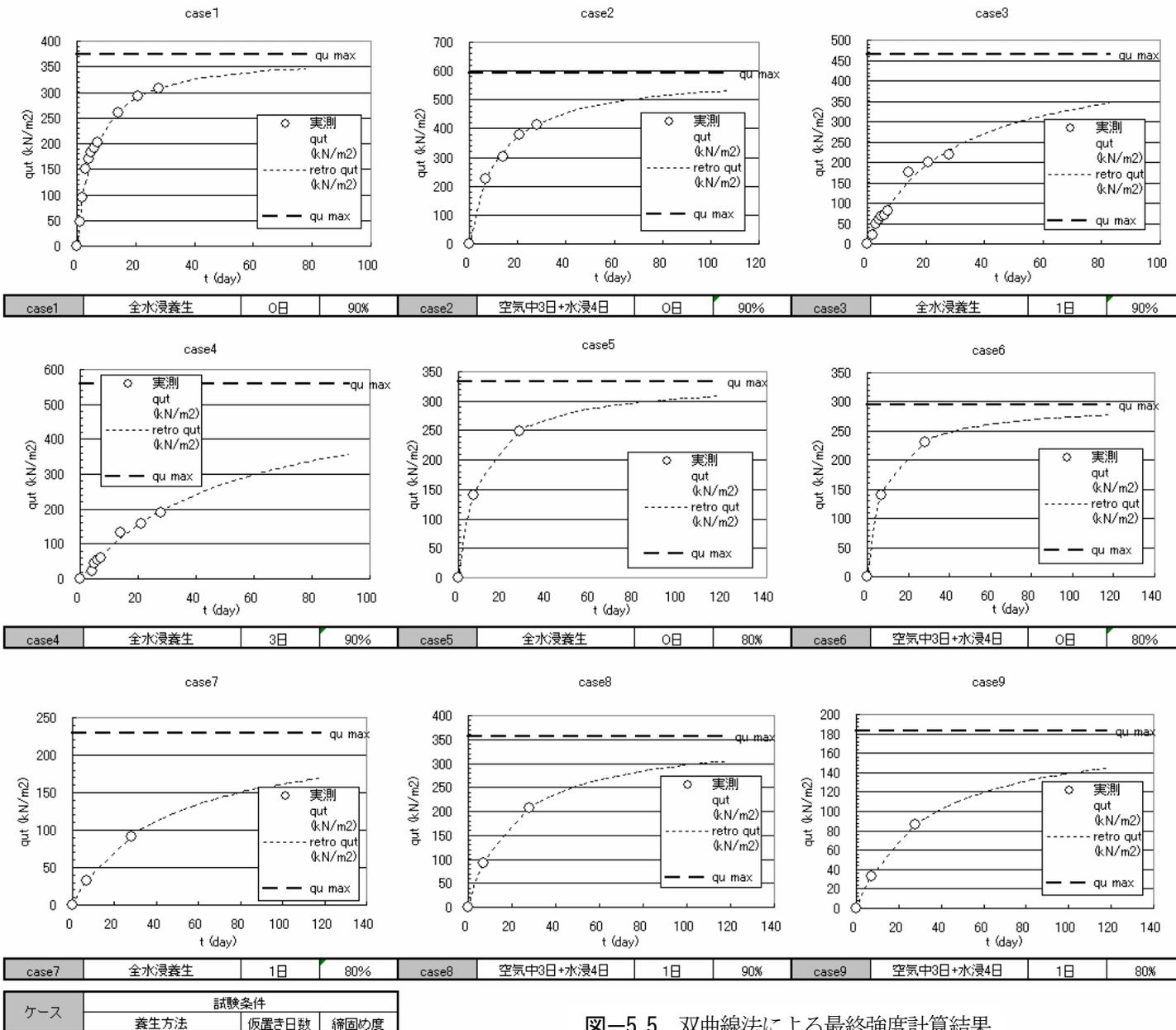


図-5.5 双曲線法による最終強度計算結果

結果を見ると、最終強度予測値の強度順位と、28日強度の順位が異なるものとなった。これは、データ数の違いによる影響が大きいと見られ、今後のデータ補完が必要と考えられる。

配合日を0とした場合と、締固め日を0とした場合で比較すると、締固め日を0と見なして最終強度を求めたほうが強度比のバラツキが小さいことがわかる。したがって、最終強度は、配合日からの経過日数ではなく、締固め日からの経過日数との相関性が高いといえる。

締固め日を0と見なしたときの予測最終強度と、実測の28日強度の比を見ると、最終強度は28日強度の1.23～2.05倍（7日強度の1.90～5.74倍）と予測された。

ここで、下水道施設の耐震対策指針と解説では、「セメント等固化材の添加量は、現地における平均一軸圧縮強度（28日強度）として50～100kPaを確保すればよく」とされているが、先の最終強度予測値に基づく28日強度比を考慮すると、室内配合試験における目標強度を100kPaとした場合に、最終強度が100を越えるケースが生じると考えられる。1.2倍増し程度であればさしたる問題はないと考えるが、2倍増しとなると再掘削時に若干の影響があることも考えられる。

また、新潟県の改良土プラントに対するヒアリングでは、災害復旧工事ということもあり7日強度として50～100kPaを確保するとして室内配合試験を実施していた。この場合、先の検討結果では7日強度比1.90～5.74倍となっており、想定以上の強度が発現している可能性もある。

なお、双曲線法による予測では、予測期間中に強度発現機構に変化がないことが前提になるが、実際には早期強度に寄与する反応と、遅延強度に寄与する反応が異なると考えられるため、この予測手法が最終強度予測に適用できるかについては、28日以降の試験結果により最終強度を確認し、検証することが必要と考えられる。

5.5 特記仕様書（案）

下水道管渠埋め戻しにセメント系改良土を使用する場合に、特記仕様書に明示すべきと考えられる事項を整理する。

下水道管渠の埋め戻し工において用いられる標準的な共通仕様書は、発刊の下水道土木工事必携（案）（（財）下水道新技術推進機構）の中にある下水道土木工事共通仕様書（案）によると以下の通りである。

（管路埋戻）

9. 請負者は、埋戻し材料について、良質な土砂又は設計図書で指定されたもので監督職員の承諾を得たものを使用しなければならない。
10. 請負者は、埋戻し作業にあたり、管が移動したり破損したりするような荷重や衝撃を与えないよう注意しなければならない。
11. 請負者は、埋戻しの施工にあたり、管の両側より同時に埋戻し、管渠その他の構造物の側面に空隙を生じないように十分突固めなければならない。また、管の周辺及び管頂 30 センチまでは特に注意して施工しなければならない。
12. 請負者は、埋戻しを施工するにあたり、設計図書に基づき、各層所定の厚さ毎に両側の埋戻し高さが均等になるように、必ず人力及びタンパ等により十分締固めなければならない。また、一層の仕上がり厚は、30 cm以下を基本とし埋戻さなければならない。

上記の共通仕様書（案）は、通常の埋め戻しを想定したものであり、セメント系改良土の使用においては、前述の調査結果等に基づいた適正な記述が求められる。

改良土の強度を確実に得るためには、①事前の確認（室内配合試験）、②適切な施工（施工管理）、③事後の確認（品質確認）が重要と考えられる。よって、施工に関わる特記事項としては、下記を追加することが必要と考えられる

【特記仕様書に追加すべき事項】

- 1) 場条件に応じた適切な室内配合試験が実施されているか確認すること。
- 2) 埋め戻し土の締固め度は90%以上を原則とすること。
- 3) プラント工場において配合した改良土を用いる場合には、固化材配合後速やかに埋め戻し及び締固めを行わなければならない。プラント配合後の仮置き期間は原則として1日以内とすること。
- 4) 埋め戻し後の一軸圧縮試験を実施すること。

上記の事項を考慮し、特記仕様書（案）を作成すると次の通りとなる。

下水道管渠埋め戻しにセメント系改良土を用いる場合の特記仕様書（案）

（管路埋戻）

- . 請負者は、埋め戻しに用いる改良土について、設計図書で指定されたもので監督職員の承諾を得たものを使用しなければならない。
- . 請負者は、埋め戻しの施工にあたり、事前室内配合試験計画書を作成し、監督職員と協議の上、室内配合試験を実施するものとする。埋め戻し材料について配合試験と一軸圧縮試験を実施するものとし、目標強度を確認しこの結果を監督職員に報告しなければならない。また、締め固め後に埋め戻し土の一軸圧縮強度を確認しこの結果を監督職員に報告しなければならない。
- . 請負者は、埋め戻し土の締め固め度が 90%以上となるよう十分締め固めなければならない。また、締め固め後に締め固め度を確認しこの結果を監督職員に報告しなければならない。
- . 請負者は、埋戻しを施工するにあたり、設計図書に基づき、各層所定の厚さ毎に両側の埋戻し高さが均等になるように、必ず人力及びタンパ等により十分締め固めなければならない。また、一層の仕上がり厚は、20 cm以下を基本とし埋戻さなければならない。
- . 請負者は、「セメント及びセメント系固化材を使用した改良土の六価クロム溶出試験要領（案）」（国土交通省）に基づき事前の調査を十分に行い、安全かつ適正な施工を行わなければならない。なお、必要に応じて事後調査も実施しなければならない。
- . 請負者は、改良土の施工管理方法・品質管理方法は監督職員と十分に協議を行い、改良土施工計画書を作成すること。

また、セメント系改良土には、現場混合とプラント混合があるが、プラント混合の場合には配合した改良土の施工現場までの運搬やプラント工場での作りだめ等の仮置きに相当する時間的ロスが発生する可能性が高いため、下記を追加する必要があると考えられる。

（プラント混合による改良土埋め戻し）

- . プラント工場において配合した改良土を用いる場合には、固化材配合後速やかに埋め戻し及び締め固めを行わなければならない。また、プラント配合後の仮置き期間は原則として6時間以内とし、それ以上の仮置き期間が発生することが予め予想される場合は、仮置き期間を考慮した室内配合試験を行わなければならない。

ここで、仮置き期間を6時間以内としたのは下記の理由による。

- 1) 本報告書 4.3 の試験結果より、セメント配合と仮置き時間が長いほど最終強度は小さくなり、また、セメント配合後 6～24 時間の発現強度が最終強度に与える影響が大きいことが明らかとなった。このためセメント配合土は、配合後できるだけ速やかに埋め戻すことが望ましく、少なくともセメント配合による改良効果が大きく落ち始める6時間を超えないことを目標とすることが妥当と考えられる。
- 2) 通常の1日作業時間を8時間とし、配合した改良土を翌日に持ち越さないこととした。

5.6 施工管理方法

セメント系改良土による埋戻しによる液状化対策には下記の基準が示されている。

- ・現場強度は一軸圧縮強さ 50～100KN/m²以上とする
 - ・室内強度は一軸圧縮強さ 100～200KN/m²以上とする
- (なお、強度を高く設定しすぎると、施工後の掘削が困難となる。)

今回の調査試験結果により、同じ固化材配合量でも施工条件による発現強度が著しく変わることが確認された。このため、必要な改良効果を期待するためにはセメント配合量の管理のみでは不十分であり、施工管理が重要であることがわかった。

ここでは、セメント系改良土の施工管理基準の実状と望まれる具体的な施工管理方法について述べる。

5.6.1 施工・品質管理基準の実態調査

現行の施工及び品質管理の実態調査として、品質管理規定を実施している自治体及び近年の震災復旧を行った自治体を対象に、下水道管渠の埋戻し土の品質管理手法に関する実状を把握するためのアンケート調査を実施した（平成 18 年度実施）。

本調査を行った自治体の抽出に当たっては、平成 12 年度に独立行政法人土木研究所にて実施された「下水道管路の埋戻し施工実態に関する調査（土木研究所資料第 3701 号）」におけるアンケート結果等を参考に、埋戻しの品質規定に関してある程度方針を持っていると考えられる自治体及び近年に震災復旧を行ったと考えられる自治体について行った。

（1）実態調査項目

各自治体における下水道管渠の埋戻し施工に関する実状（現場施工条件による施工方法毎の課題、品質確認方法・結果・課題、等）を把握するために、管周り部（管上方 30cm 程度）と埋戻し部（管上方 30cm～路盤下まで）に分けて、以下の項目について実態調査を行った。

【アンケート項目】

【埋戻し材料に関する調査】

- ・材料規定の有無、材料試験の有無、材料試験項目
- ・道路管理者からの指導の有無

【埋戻し施工方法に関する調査】

- ・締固め施工時における留意事項・効率化についての考え方
- ・地下水位が高い場合の施工方法
- ・周辺地盤が液状化の恐れがある場合の施工方法
- ・路線・管種・管径毎の施工法の区分の有無
- ・他企業埋設管近接による締固め困難時の別途考慮事項
- ・矢板引抜き・撤去等での留意事項
- ・道路管理者からの指導の有無
- ・締固め施工における問題点・今後の課題

【 埋戻し土の締固めにおける品質管理規定に関する調査 】

- ・ 品質管理方法についての取り決めの有無
- ・ 品質管理を行う上での試験方法
- ・ 試験位置・深さの選定についての考え方
- ・ 試験時に使用する器具、試験頻度、試験の合格基準・根拠
- ・ 締固め施工の効率化のための合理的な試験方法
- ・ 品質管理規定を適合した場合での不合格の割合、その原因、具体的対応
- ・ 品質確認試験が行えない特殊な現場条件の有無・対処法
- ・ 布設箇所での管理内容の変更の有無
- ・ 品質管理規定の管理上の問題点、今後の課題
- ・ 品質確認試験 1 箇所当りの費用、材料費及びm当り布設工事費

【 今後の取組方針・課題等に関する調査 】

- ・ 地震による管渠、マンホール等の被害軽減のために掲げている取組方針・課題
- ・ 地震による管渠、マンホールの浮上りが発生した場合の対処方法
- ・ 耐震施工を採用するに当たっての取組方針・課題等

(2) 調査結果

各自治体からのアンケート回答結果を整理すると以下の通りとなる。

【埋戻し材料に関する調査結果】

- ① 材料に関する規定は、一般的な参考図書や各自治体で制定されたりサイクル検討書など自治体毎に異なる。
- ② 1m³ 当りに添加するセメント量等も統一されていないのが実状である。
- ③ 道路管理者より具体的な指導を受けることは少ないようである。

本項目に対する各自治体の回答を表-5.4 に示す。

表-5.4 埋戻し材料に関する回答

	材料規定の有無	道路管理者からの指導の有無			材料試験の有無、試験項目
		国道	県道	市町道	
A市	<ul style="list-style-type: none"> セメント量は、「セメント系固化材による地盤改良マニュアル」を基に、50kg/m³を最低セメント量とする。 改良土の品質管理は、「セメント改良土積算基準の改定について（通知）」に基づき管理する。 	特に無し	特に無し	特に無し	<ul style="list-style-type: none"> 土の締固め試験 土の粒度試験 土粒子の密度試験 土の含水比試験 土の液性限界・塑性限界試験 土の一軸圧縮試験 六価クロム溶出試験
B町	一軸圧縮強度 100~200 kPa、砂（購入） 1.0m ³ に対して高炉セメント 50kg	無し	無し	無し	
C市	塩ビ管を使用する場合は、粒径 20mm 以上の礫を含まない	原則、埋戻し材料は、機械ズリ以上として使用する。	冬期間（11月1日~3月31日）における埋戻しは、氷、雪の混入がないようにし、骨材は全面入れ替える。	冬期間（11月~3月）における埋戻しは、氷、雪の混入がないようにし、骨材は全面入れ替える。	
D市	<ul style="list-style-type: none"> 発生土：最大粒径 40mm 改良土：建設発生土リサイクル検討書による土質改良を行う 	砂（浜砂）、切込み砂利、又は良質の土砂等と入れ替えて埋め戻すこと。ただし、出張所長が掘削土を良質と認めるときは、その一部を埋め戻しに使用することができる。	掘削土砂が、路床土として適当でないものがあるときは、切込砂利又は良質の土砂と置換えて、埋め戻すこと。	特に無し	有り
E市	最大粒径 20mm 以下 74μm ふるい通過重量率が 10% 以下とする。	特に無し	特に無し	特に無し	<ul style="list-style-type: none"> 土の粒度試験 CBR 試験 土の含水比試験 土の液性限界、塑性限界試験 締固めた土のコーン指数試験 腐食性土壌の測定・評価法 土の一軸圧縮試験 六価クロム溶出試験
F市	【土質区分】 砂又は砂質土、礫質土 【最大粒径】 40mm 以下 【75μm ふるい通過百分率】 25% 以下 【設計 CBR】 8% 以上	特に無し	特に無し	特に無し	無し
G市	【最大粒径】 20mm 以下 or 75mm 以下 【建設発生土】 （第1種及び第2種建設発生土）→1.0m ³ に対して、高炉セメント B を 20kg 攪拌混合する（災害復旧時プラント実績）なお、現在は一軸圧縮強度を満たす配合にて混合 【一軸圧縮強度】 100 kPa 以上（28 日）→配合試験 50 kPa 以上（28 日）→現場強度 【設計 CBR】 8% 以上	無し	設計 CBR 8% 以上	設計 CBR 8% 以上	<ul style="list-style-type: none"> 設計 CBR 試験 土の粒度試験 六価クロム溶出試験 土の突固め試験 一軸圧縮試験

【埋戻し施工方法に関する調査結果】

- ① 管基礎部は管渠に衝撃を与えないように注意しながら、人力・掘削機械等により、管の両側から木蛸等で締固めている。一方、管上方 30cm～路盤下までは路床(20cm 以下)、路体(30cm 以下)を基本としてタンパ等で締固めている。
- ② 地下水位が高い場合は、施工前に水中ポンプ等で排水するが、水替えが十分に行われない場合は、地下水低下工法(釜場排水、ウェルポイント、等)を適用している。また、推進工法や沈理工法等の別工法で施工している事例もある。
- ③ 周辺地盤が液状化の恐れがある場合は、施工前に排水、地下水の高さまでセメント改良土の使用、等で対応しているようである。また、掘削が困難と判断して、他工法(推進工法、沈理工法)にて施工している自治体もあった。
- ④ 矢板を引抜いた後の空隙は、砂等で充填して十分に締固めている状況である。
 - 層状転圧毎に段階的に矢板を引抜く。
 - 地上より 0.5m程度まで埋戻し・転圧した後、矢板を1枚飛びに引抜きながら締固め(水締め)を行っている。
- ⑤ 施工に関する問題点・課題について
 - 一度掘り返すと、しっかり転圧を行った場合でも、時間が経つにつれ路面の沈下が発生してしまう。
 - 管周りや既設埋設物等周辺は木蛸による転圧としているが、機械転圧のように十分な転圧を行うのが困難である。
 - 日々埋戻しを行っているため、各層毎に試験を行うことが困難であり、層状転圧の施工管理が難しい。
 - 布設した管渠への影響を考えすぎて、転圧が甘くなっている場合がある。
 - 撒き出しによる締固めに時間を要するため、工事の進捗に影響がある。
 - 改良土を使用する場合は、降雨や積雪により品質を低下させないような配慮が必要である。

本項目に対する各自治体の回答を表-5.5 に示す。

表-5.5 埋戻し施工方法に関する回答

各種課題		各自治体からの回答内容（対処・懸案事項）
①	地下水位が高い場合での施工	<ul style="list-style-type: none"> ・地下水位低下工法及び釜場排水等の補助工法を併用して施工 ・改良土を使用する場合は、改良土がある程度凝固するまで地下水位を低下 ・推進工法及び沈埋工法等の別工法を選定 ・基礎砂下部に砕石を敷設 ・地下水位の出水状況や必要条件により適切な工法を選択し、施工面をドライに保つ ・水中ポンプで排水しながら施工 ・漏水及び雨水等により掘削面が乱されることがないように掘削面外周部に排水溝を設置
②	周辺地盤が液状化の恐れがある場合での施工	<ul style="list-style-type: none"> ・地下水位の高さまでセメント改良土にて埋め戻し ・施工前に排水し、液状化が生じにくい材料を使用し埋め戻し ・推進工法及び沈埋工法等の別工法を選定
③	他企業埋設管近傍による締固め困難時での施工	<ul style="list-style-type: none"> ・離隔を十分考慮し又移設等を行うため施工方法は別途考慮せず ・他企業（地下埋設物管理者）と協議を実施 ・地下埋設物管理者の立会いの上で、確実な防護工を行い慎重に埋め戻し ・特殊条件であれば監督員及び地下埋設物管理者の指示に従う ・人力により埋戻土を投入・敷均し、足踏みまたは木蛸、水締めにより入念な締固めを行う ・移設または法線変更により対応 ・掘削溝内に埋設物がある場合、埋設物管理者との協議に基き防護を施し、埋設物付近の埋戻土が将来沈下しないようにする ・矢板等の存置を検討 ・地下埋設物管理者・道路管理者等と協議し、埋め戻し方法を決定
④	矢板引抜き・撤去等での留意事項	<ul style="list-style-type: none"> ・周辺地盤の状況の変化に注意しながら、引抜き・撤去を行う ・簡易軽量土留めの際、埋戻層毎に引抜き埋戻しを行う ・層状転圧毎に矢板を引抜く ・矢板引抜き後の空隙には、直ちに砂または土砂を充填し水締め等で完全に充填する ・埋戻土が十分に締固められた後、左右交互に引抜きを行い、引上げによる空隙は良質山砂で充填して締固める ・地上より0.5m程度まで埋戻・転圧を完了後、矢板を1枚飛びに引抜きながら締固めを行う ・GL-1.20mの位置でゆっくりと矢板を引抜き、矢板裏の土の崩壊に留意する
⑤	埋戻し施工時での問題点・課題	<ul style="list-style-type: none"> ・一度掘り返すと、十分転圧を行っても時間が経つにつれ路面の沈下が発生する傾向がある ・管周りや既設埋設物等の周辺は木蛸による転圧としているが、機械転圧のように十分な転圧を行うことが困難 ・日々埋戻しを行っているため、各層毎の試験、層状転圧の施工管理を行うことが困難 ・布設した管への影響を考えすぎて、転圧が甘くなっている場合がある ・撒き出しによる締固めに時間を要するため、工事の進捗に影響がある ・改良土を使用する場合は、降雨や積雪により品質を低下させないように配慮する必要がある

【埋戻し土の締固めにおける品質管理規定に関する調査結果】

- ① 管周りでは試験を行っていない自治体が大半であるが、中には現場密度試験 (JIS A 1214)、一軸圧縮試験 (JIS A 1216) 及び六価クロム溶出試験を行っている (試験位置は、自治体によってまちまち)。
- 試験の頻度:掘削土量:500m³ 当りに1箇所、人孔間につき1箇所
 - 試験の合格基準:締固め度:90%以上 (現場密度試験)、1.0kgf/c m² (一軸圧縮試験)以上の確保を目標
- ② 管上方 30cm～路盤下における試験は以下の回答があった。
- 試験内容:現場密度試験 (JIS A 1214)、一軸圧縮試験 (JIS A 1216)、六価クロム溶出試験、土研式貫入試験、RIなど
 - 試験位置:人孔間のランダムな1～2点、掘削深の 1/2、敷均し厚さ 30cm 毎、埋戻し土の最上部、監督員との協議、具体的な位置なし、等と自治体によってまちまちである。
 - 試験頻度:掘削土量:500m³ (1,000m³) 当りに1箇所、布設延長:500m当りに1箇所、人孔間につき1箇所、1回当りの測定点数5点 (RI使用)、1工事につき3箇所、等と自治体によってまちまちである。
 - 合格基準:締固め度:90%以上 (現場密度試験)、1.0kgf/c m² (一軸圧縮試験)以上、最大乾燥密度:90%以上 (RI)の確保を目標

本項目に対する各自治体の回答を表-5.6 に示す。

表-5.6 (1) 埋戻し土の締固めにおける品質管理規定に関する回答 (管周り)

	①品質管理方法についての取決めの有無	②品質管理を行う上での試験方法	③試験位置・深さの選定についての考え方	④試験時に使用する器具	⑤試験を行う頻度	⑥試験の合格 基準・根拠
A市	セメント改良土仕様書	<ul style="list-style-type: none"> 現場密度試験 一軸圧縮強度試験 六価クロム溶出試験 	<p>【平面位置】人孔間のうちランダムな位置から1点</p> <p>【深さ】管基礎～路床部では掘削深方向で概ね1.0m間隔でランダム (管周り・管上の使い分けではなく人孔間で1点より採取。ただし基礎部で1工事最低1点採取する事。)</p>	鋼管及び塩ビ管の2割モールド	<ul style="list-style-type: none"> 人孔間につき1回 (1試料/2供試体) 室内試験で六価クロムの溶出量が土壌基準を超えない場合は、試験方法2 (施工後に実施する環境庁告示46号溶出試験) 及び3 (施工後に実施するタンクリーチング試験) は行わない。ただし、火山灰質粘性土を改良する場合は、試験方法2及び3を行う。 ※ 1工事で3回未満の場合、1工事3回以上。 	<ul style="list-style-type: none"> 最大乾燥密度の90%以上 (セメント改良土仕様書) 一軸圧縮強度 室内2kg f/cm²、現場1kg f/cm² (セメント改良土仕様書) 六価クロム溶出試験 (環境庁告示46号溶出試験による)
B町	基準にのっとり実施する。	一軸圧縮強度試験	人孔間でランダムに実施	塩ビ管モールド	人孔間につき1回	一軸圧縮強度試験にて1.0kg f/cm ² 以上
C市	<ul style="list-style-type: none"> 予め配合報告書を提出し監督員の承諾を受ける。 使用材料は材令7日において指定試験を満足しなければならない。また、この強度を確認するため一軸圧縮試験を行う。 	管周りについては、試験を実施せず				
D市		管周りについては、試験を実施せず				
E市		管周りについては、試験を実施せず				
F市	改良土特記仕様書 改良土プラント特記仕様書	管周りについては、試験を実施せず				
G町	セメント改良土仕様書	<ul style="list-style-type: none"> 現場密度試験 一軸圧縮強度試験 六価クロム溶出試験 	<p>【平面位置】人孔間の2点のうちランダムな位置から採取</p> <p>【横断位置】管基礎上部</p>	<ul style="list-style-type: none"> 半割鋼管 (φ50mm、H=130mm) とキャップ 半割塩ビ管 (φ50mm、H=130mm) とキャップ 	<ul style="list-style-type: none"> 掘削土量500m³ 当りに1箇所 人孔間につき1回 (1試料/2供試体) 室内試験で六価クロムの溶出量が土壌基準を超えない場合は、試験方法2 (施工後に実施する環境庁告示46号溶出試験) 及び3 (施工後に実施するタンクリーチング試験) は行わない。ただし、火山灰質粘性土を改良する場合は、試験方法2及び3を行う。 ※ 1工事で3回未満の場合、1工事3回以上 	最大乾燥密度の90%以上

※下記項目については、「事例無し」「特になし」の回答であった。

- ⑦締固め施工の効率化のための合理的な試験方法
- ⑧品質管理規定を適合した場合の、不合格の割合、その原因、具体的対応
- ⑨品質確認試験が行えない特殊な現場条件の有無・対処法
- ⑩布設箇所での管理内容の変更の有無
- ⑪品質管理規定の管理上の問題点
- ⑫品質管理規定の管理上の今後の課題

表-5.6 (2) 埋戻し土の締固めにおける品質管理規定に関する回答 (管上方30cm～路盤下)

	①品質管理方法についての取決めの有無	②品質管理を行う上での試験方法	③試験位置・深さの選定についての考え方	④試験時に使用する器具	⑤試験を行う頻度	⑥試験の合格基準・根拠
A市	セメント改良土仕様書 発砲スチレン混合軽量土仕様書	・現場密度試験 ・一軸圧縮強度試験 ・六価クロム溶出試験	【平面位置】人孔間のうちランダムな位置から1点 【深さ】管基礎～路床部では掘削深方向で概ね1.0m間隔でランダム (管周り・管上の使い分けではなく人孔間で1点より採取。ただし基礎部で1工事最低1点採取する事。)	鋼管及び塩ビ管の2割モールド	・人孔間につき1回 (1試料/2供試体) ・室内試験で六価クロムの溶出量が土壌基準を超えない場合は、試験方法2 (施工後に実施する環境庁告示46号溶出試験) 及び3 (施工後に実施するタンクリーチング試験) は行わない。ただし、火山灰質粘性土を改良する場合は、試験方法2及び3を行う。 ※ 1工事で3回未満の場合、1工事3回以上。	・最大乾燥密度の90%以上 (セメント改良土仕様書) ・一軸圧縮強度 室内200KPa 現場100KPa (セメント改良土仕様書) ・六価クロム溶出試験
B町	基準にのっとり実施する。	一軸圧縮強度試験	人孔間でランダムに実施。	塩ビ管モールド	人孔間につき1回	一軸圧縮強度試験にて1.0 KN/m ² 以上
C市	・予め配合報告書を提出し監督員の承諾を受ける。 ・使用材料は材令7日において指定試験を満足しなければならない。また、この強度を確認するため一軸圧縮試験を行う。	一軸圧縮試験	監督員と協議して決定	一軸圧縮試験器	1工事につき1箇所	最大乾燥密度の90%以上
D市	貫入試験について：自主管理とする (全区間行うこと)。	土研式貫入試験法	全マンホール区間それぞれ1箇所	土木研究所式貫入試験機	全マンホール区間それぞれ1箇所	【判定基準】貫入量10cmに 対する打撃回数24回以上で 合格 (改訂下水道管渠施工ハンドブック (S61 発行))
E市	改良土特記仕様書 改良土プラント特記仕様書	・一軸圧縮試験 ・現場締固め密度試験	平均掘削深の1/2の位置で採取	半割塩ビ管 (φ50、H=130mm) とキャップ ※ 先端の10mmを削って尖らせたもの	・布設延長：L=500m当りに1箇所 ・最低3箇所	・一軸圧縮強度 50kPa以上 (28日) ・現場締固め密度90%以上 (改良土特記仕様書)
G町	セメント改良土仕様書	・現場密度試験 ・一軸圧縮強度試験 ・六価クロム溶出試験	【[平面位置]人孔間の2点のうちランダムな位置 【[横断位置]管基礎上部	・半割鋼管 (φ50、H=130mm) とキャップ ・半割塩ビ管 (φ50、H=130mm) とキャップ	・掘削土量500m ³ 当りに1箇所→JIS A 1214 ・人孔間につき1回 (1試料/2供試体) 室内試験で六価クロムの溶出量が土壌基準を超えない場合は、試験方法2 (施工後に実施する環境庁告示46号溶出試験) 及び3 (施工後に実施するタンクリーチング試験) は行わない。ただし、火山灰質粘性土を改良する場合は、試験方法2及び3を行う。 ※ 1工事で3回未満の場合は、1工事3回以上	最大乾燥密度の90%以上
H市	道路占用工事要綱	締固め度試験	敷きならし厚さ30cmごと	JIS A 1214に定める密度測定器	・1箇所当たり敷き均し厚0.3m毎 ・1工事につき5箇所以上、ただし工事が5日以上にまたがる時は1日1箇所以上	・締固め度90%以上

※下記項目については、「事例無し」「特になし」の回答であった。

⑦締固め施工の効率化のための合理的な試験方法、⑧品質管理規定を適合した場合の、不合格の割合、その原因、具体的対応、⑨品質確認試験が行えない特殊な現場条件の有無・対処法、⑩布設箇所での管理内容の変更の有無、⑪品質管理規定の管理上の問題点、⑫品質管理規定の管理上の今後の課題

【今後の取組方針・課題等に関する調査結果】

- ① 耐震化については、埋戻し材料として改良土(セメント系 or 石灰系を使用するかは各自治体の実情による)の使用、タンパや小型機械等により入念な転圧を行い締固め度90%以上を確保、止水可とう継手の使用、等の項目を、今後の取組方針・課題として掲げている。
- ② 耐震対策(液状化対策)として、現在計画を策定している状況であり、いずれの自治体も前向きに捉えているようである。
- ③ 地震による被害を受けなかった既設管についても、将来的に液状化対策を実施する必要があると考えられており、既設管全てに対して各種対策を行うには多大な費用と時間を要するため、対策に苦慮しているようである。

本項目に対する各自治体の回答を表-5.7に示す。

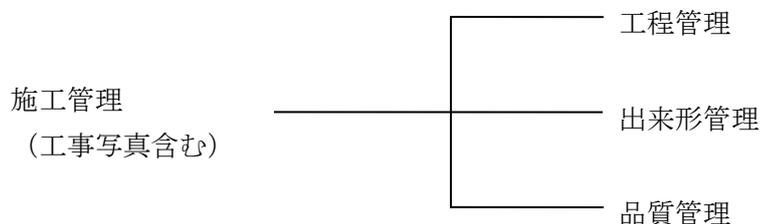
表-5.7 埋戻し材料に関する回答

自治体	①地震による下水道管、マンホール等の被害軽減のために掲げている取組方針・課題	②地震による下水道管、マンホール等の浮き上がりが発生した場合の対処方法	③耐震施工を採用するに当たっての取組方針・課題等
A市	現在耐震化計画を策定中である。	【過去の地震時の対応】 ・管渠の被災については、ポンプで仮排水を行う。又ポンプ排水が難しい箇所については、応急で仮管を埋設する。 ・人孔の浮上については、土嚢及び合材等で通行を確保。	【取組方針】 ・液状化の判定及び「十勝沖地震を踏まえた下水道施設の耐震対策の留意点について」を基にセメント改良土を使用し対策を講じている。
B町	新設及び災害復旧にて施設を構築する場合、耐震化の基準（下水道協会）とおりに実施する。	過去に実施した箇所で耐震化を行っていないところは、路線の重要度を勘案し耐震化を図る。	安価でその現場に適した工法を採用する。
C市	今後検討したい。	今後検討したい。	今後検討したい。
D市	現時点での、具体的な取組方針等は無し。	現時点での、具体的な取組方針等は無し。	現時点での、具体的な取組方針等は無し。
E市	現在検討中である。	・交通障害の解消対策 ・仮排水ポンプ、仮配管による応急対策 ・吸引車による応急対策	品質管理を行う上での試験方法・試験頻度について御教授願いたい。
F市	改良土の使用が有効的であると考えている。	バキューム等によるマンホール内・管路内滞水の汲み上げの早期対応、交通障害になる突出部の切断、陥没部の埋戻し、等が必要と思われる。	固化については、建設副産物の有効利用等も含めて、採用に向け準備中。
G市	・今後の新設工事には液状化対策（改良土、碎石による埋戻し）を実施する。 ・液状化対策を有効とするためには道路全体で液状化に強い構造にするよう取り組む必要がある。 ・地震による被害を受けなかった既設管についても液状化対策を実施する必要があるが、既設管全てに各種対策を行うためには多大な費用と時間が必要となるため、対応に苦慮している（マンホール周囲の過剰間隙水圧の消散、既設埋戻土の安定処理等）。	・支障物件の撤去（マンホール切下げ） ・陥没箇所の埋戻し ・使用不能箇所の仮設管設置 ・被災情報及び応急工事の記録 ・下水道使用制限の呼び掛け	・建設発生土の再利用も視野に入れ、可能な限り固化を採用する。 ・既設管路に対してこれらの耐震施工を行うためには、再掘削もしくは既設埋戻土の安定処理等の必要があり、発生土の処理や多額の費用など多くの課題が存在し、対応が難しい。
H町	現在行っている対策と同様に液状化が発生しない材料を使用し埋め戻しを行う。	被災路線の汚水排水ルート確保及び早急な補修。	・固化については現在の方針に基づき選定。 ・締固めは施工時に転圧を十分に行うよう指示の徹底。

5.6.2 施工管理方法

下水道土木工事の施工においては、契約図書に定められた工期、工事目的物の出来形及び品質の確保を図るため、施工管理規定（施工管理基準及び規格値）が設けられている。

一般に施工管理は、「工程管理」、「出来形管理」、「品質管理」の3つで構成される。



セメント系改良土の埋め戻しにおいては、5.5 特記仕様書（案）で述べた通り、事前の確認（室内配合試験）、適切な施工（施工管理）、事後の確認（品質確認）の各時点でのチェックが重要と考えられる。

特に重要視されるのは、施工現場において所定の強度（配合試験における目標強度）を得ることであり、すなわち品質管理が重要であると考えられる。

また、既に述べているとおり、強度発現は締固めや地下水排除などの施工条件と深い関わりを持つことから、土木共通仕様書や特記仕様書に規定されている事項が遵守されていることを監督（確認）することも重要と考える。

ここでは、セメント系改良土の施工管理においてチェックすべき事項を取りまとめることとする。

（1）品質管理

セメント系改良土を用いた埋め戻しを行う場合（液状化防止を目的とした場合）には、改良土が液状化しないような強度を有する配合としなければならない。また、当然のことながら埋め戻し後においても、室内配合試験通りの強度発現がなくてはならない。

これらを確認するには、配合試験時における使用材料の確認及び室内配合試験の妥当性を確認し、なおかつ施工後の強度発現を確認する必要がある。

配合試験時の確認項目としては、下記が挙げられる。

- ① 使用する材料（土砂）の特性
- ② 改良土の一軸圧縮強度（室内配合試験時の供試体）

施工後の確認項目としては、下記が挙げられる。

- ③ 改良土の一軸圧縮強度（埋め戻し後のブロックサンプリング）

また、施工現場における締め固め度が強度発現に及ぼす影響が大きいことから、下記を追加する必要がある。

- ④ 施工後の現場密度

なお、道路管理者や各自治体の規定等により、CBR等の管理が必要な場合は別途これを行う必要がある。

下記に、①～④の想定方法について述べる。

①使用する材料（土砂）の特性の測定方法

使用する材料の土質特性を把握するために、次の試験を実施する。

- ・土粒子の密度試験（JIS A 1202、JGS 0111）
- ・土の含水比試験（JIS A 1203、JGS 0121）
- ・土の粒度試験（JIS A 1204、JGS 0131）
- ・突固めによる土の締固め試験（JIS A 1210）

※ J I S : 日本工業規格、 J G S : 地盤工学会規格

②一軸圧縮強さの測定方法

一軸圧縮強さの評価は、JIS 1216 に基づき実施する。なお、配合試験時の供試体は「安定処理土の静的締固めによる供試体作成方法（JGS 0812）」により供試体を作成し、施工後の供試体は現地よりブロックサンプリングによる不攪乱試料を採取して実施する。

③締固め度の測定方法

締固め度を評価する方法として、土の密度（単位体積量）を測定、あるいは強度・変形特性を測定することが一般に行われている。

土をよく締め固めると土粒子の配列が密になり、土塊は物理的に安定した状態となるが、密度の測定はこの状態を直接評価する方法である。土粒子の骨格密度を示す乾燥密度を得るため、あるいは飽和度や空気間隙率を得るためには、土塊の含水状態を知る必要があり、そのために一般に密度測定と同時に含水比の測定も行う。

一方、強度・変形特性は、気象条件等の外的条件の変化が少ない場合やそのような条件が強度特性を及ぼす影響の少ない材料（砂・礫等）に対する締固め度の評価に用いられる。強度特性と密度の間に直接的な対応関係はないが、強度・変形特性を現位置載荷試験あるいは現位置貫入試験等で代表させた場合、その測定は密度の測定に比べて一般的に簡単・迅速であり、締固めの程度に敏感に反応するので、締固め管理には有利である。また、評価の目的が強度・変形特性である場合は、これを直接用いることができる。

密度や強度の測定には色々な方法がある。現在用いられている密度・強度の測定方法としては、表-5.8 のようなものが挙げられる。

密度測定には、原位置で掘り出した土の重量をそのまま測定する直接法（ブロックサンプリング、コアカッター法等）、また原位置で掘り出した土の重量をそのまま計り、掘り跡の空間を他の物質で置換することにより土の体積を知る置換法（砂置換法、水置換法、等）あるいは他の物理量から密度を推定する間接法（RI 法、等）がある。

含水比の測定の場合には、土を過熱して水分を追い出すことにより含水比を知る直接法（炉乾燥法、赤外線法、電子レンジ法、等）や他の物理量から含水状態を推定する間接法（RI 法、等）がある。

表-5.8 締固め度測定方法の種類

	方 法	原理・特徴	適用土質			使用 状況	測定方法 の基準
			礫	砂	粘		
密 度	コアカッター法 砂置換法（注砂法） 砂置換法（突砂法） ラバーバルーン法 シート法	定容積のモールドを土中に圧入する。 （乾燥砂） （乾燥砂） 掘り出した跡の穴を別の材料 （水） で置換することにより掘り出 （水） した土の体積を知る	— ○ ○ ○ ○	○ ○ ○ ○ ○	○ ○ ○ ○ —	△ ◎ ○ ○ ○	地盤工学会 JIS A 1214 NEXCO 他 地盤工学会 地盤工学会
	RI 法	土中での放射線（ガンマ線）透過減衰 を利用した間接測定。線源棒挿入によ る非破壊的な測定法。	○	○	○	○	地盤工学会
含 水 量	炉乾燥法 急速乾燥法	一定温度（110℃）における乾燥 フライパン、アルコール、赤外線、電 子レンジなどを利用した燃焼・乾燥に よる簡便・迅速な測定方法。	○ ○	○ ○	○ ○	◎ ○	JIS A 1203 地盤工学会
	RI 法	放射線（中性子）と土中の水素元素と の散乱・吸収を利用した間接測定。非 破壊測定法。		○	○	○	地盤工学会
強 度 ・ 変 形	平板載荷試験 現場 CBR 試験 土研式円錐貫入試験 球体落下	静的載荷による変形指示特性の測定 " 貫入 10cm に対する打撃回数 球体落下時のくぼみ量の測定	○ ○ ○ ○	○ ○ ○ ○	○ ○ — ○	○ ○ △ △	JIS A 1215 JIS A 1211 — 北海道開発局

このうち、直接法や置換法は多くの時間や費用を要し、日々の施工管理を行うための測定方法としては不向きである。これに対し、間接法は、測定時間も短く費用も安価であり、日々の施工管理の中で実現可能な測定方法である。ただし、間接法は測定結果にばらつきが多いため、多点で実施し測定精度を向上させる必要がある。

強度・変形特性の測定には、静的載荷（平板載荷試験、現場 CBR 試験、等）のような直接法と、貫入試験や球体落下試験から推定する間接法がある。密度測定と同様に直接法は多くの時間や費用を要し、間接法は測定時間も短く安価であることから、日々の施工管理の中で実現可能な測定方法である。また、強度・変形特性を測定するための間接法も、測定結果にばらつきが多いため、多点で実施し測定精度を向上させる必要がある。

関係分野あるいは関係機関で採用されている締固め度の規定例を示すと表-5.9 のようである。ほとんどの場合、乾燥密度と基準乾燥密度の比で定義される締固め度や、土質によっては飽和度・空気間隙率で規定するいわゆる密度管理が主となっている。

同表には試験頻度を示しているが、一般に下水道管路布設工事の規模は小規模のものが多く、道路土工（盛土工）で行われている試験頻度（500m³~5000m³に1回）は準用し難い。

実際の現場では、埋戻し土の締固めにタンパを用いることが多い。機械投入で埋戻しを行った場合の日当作業量が3.3m³/日であり、人力投入で埋戻しを行った場合の日当作業量が3.8m³/日である。ことから、直接法で品質確認を行う場合は3.0m³毎（もしくは1作業日当たり1回）に、間接法で品質確認を行う場合は4m³毎（もしくは1作業日当たり1回）に試験を行うが望ましい。

表-5.9 各機関の締固め度規定

機関／分野	土質	試験項目	試験頻度		
国土交通省 関東地方整備局 (道路土工)		路体：最大乾燥密度の85%以上 路床：最大乾燥密度の90%以上 その他、設計図書による。	路体の場合、1,000m ³ につき1回。但し、5,000m ³ 未満の工事は、1工事当たり3回以上。 路床の場合、500m ³ につき1回。但し、1,500m ³ 未満の工事は1工事当たり3回以上。 500 m ³ に1回,5000 m ³ 未満1工事当たり3回以上,1000 m ³ 未満1工事当たり1回以上。		
北海道開発局 (道路土工)	現場密度の測定 又は飽和度の測定 (粘質土)	・路体：最大乾燥密度の85%以上。 ・路床：最大乾燥密度の90%以上。 その他、設計図書による。	路体の場合、1,000m ³ につき1回の割合で行う。但し、5,000m ³ 未満の工事は、1工事当たり3回以上。 路床の場合、500m ³ につき1回の割合で行う。但し、1,500m ³ 未満の工事は1工事当たり3回以上。		
日本道路協会 (路床)		含水量試験 比重試験 粒度試験 液性限界試験 塑性限界試験 土の突固め試験 締固め度90%以上 路床土支持力比試験	500m ³ につき1回。但し、500m ³ 未満の工事は、1工事当たり3回以上。		
日本道路公団 (上部路床)	細粒分 20%以下	基準試験(土の突固め試験) 締固め度97%以上(平均値)	5000 m ³ に1,材料ごとに1回 施工箇所1層ごとに1日15点(RI計器による)		
	20~50%	基準試験(土粒子の比重試験) 空気間隙率13%以下(平均値)	5000 m ³ に1,材料ごとに1回 施工箇所1層ごとに1日15点(RI計器による)		
	50%以上	基準試験(土粒子の比重試験) 空気間隙率8%以下(平均値)	5000 m ³ に1,材料ごとに1回 施工箇所1層ごとに1日15点(RI計器による)		
	(下部路床)	20%以下	基準試験(土の突固め試験) 締固め度92%以上(平均値)	10000 m ³ に1,材料ごとに1回 施工箇所1層ごとに1日15点(RI計器による)	
		20~50%	基準試験(土粒子の比重試験) 空気間隙率13%以下(平均値)	10000 m ³ に1,材料ごとに1回 施工箇所1層ごとに1日15点(RI計器による)	
		50%以上	基準試験(土粒子の比重試験) 空気間隙率8%以下(平均値)	10000 m ³ に1,材料ごとに1回 施工箇所1層ごとに1日15点(RI計器による)	
(路体)	20%以下	基準試験(土の突固め試験) 締固め度92%以上(平均値)	20000 m ³ に1,材料ごとに1回 施工箇所1層ごとに1日15点(RI計器による)		
	20~50%	基準試験(土粒子の比重試験) 空気間隙率13%以下(平均値)	20000 m ³ に1,材料ごとに1回 施工箇所1層ごとに1日15点(RI計器による)		
	50%以上	基準試験(土粒子の比重試験) 空気間隙率8%以下(平均値)	20000 m ³ に1,材料ごとに1回 施工箇所1層ごとに1日15点(RI計器による)		
	工法規定	基準試験 モデル施工により決定	20000 m ³ に1,材料ごとに1回 施工箇所1層ごと		
住宅都市整備公団	粗粒土	含水量試験 土の突固め試験 締固め度85%以上	盛土初期 6000 m ³ に1回 50000 m ³ に1回	盛土初期以降 12000 m ³ に1回 必要の都度	
	細粒土	含水量試験 土粒子の比重試験 空気間隙率2~15% コーン指数4以上	6000 m ³ に1回 6000 m ³ に1回 50000 m ³ に1回 6000 m ³ に1回 6000 m ³ に1回	12000 m ³ に1回 必要の都度 12000 m ³ に1回 12000 m ³ に1回	

出典：

土の締固めと管理（土質基礎工学ライブラリー36）、土質工学会、1991.1

関東地方整備局 HP：平成20年度版 道路・河川工事仕様書－施工管理基準（品質管理）

北海道開発局 HP：土木工事施工管理基準及び規格値(平成19年4月改定)

日本道路協会：道路土工－施工指針、1986.11

「土木研究所資料 下水道管路埋戻し材料の繰返し強度特性に関する実験報告書、平成 12 年 8 月」によると、間接法で強度管理を行う場合、土研式円錐貫入試験や球体落下試験によることが多い。強度管理の目安値として、土研式円錐貫入試験の場合は、貫入 10cm に要する打撃回数がおおよそ 15 回以上、球体落下試験の場合は、鋼製の球体を地面に落下させたときの地面の窪み直径 D が 8.3cm 以下としている場合が多い。

以上を踏まえ、締め固め度の施工管理方法として適切と考えられる方法を以下に示す。

- ・ 密度測定・・・RI 法
- ・ 含水量測定・・・RI 法
- ・ 強度測定・・・土研式円錐貫入試験あるいは球体落下試験

(2) その他の管理項目

施工管理においては、施工管理基準及び規格値に定められる事項を確認する他、強度発現における影響因子と考えられる事項についても確認する必要がある。

以下に、品質管理項目の他に、十分な管理（確認）が必要と考えられる事項を示す。

a) 固化材料の管理

仕様書通りの固化材が使用されているかを確認するため、納入量、使用量、添加量の管理を行う。

また、プラント混合の場合、プラント内での仮置き期間があると、初期強度の発現が阻害され、最終強度が著しく低下する。事前配合試験で想定した仮置き期間を超える仮置き期間となると、期待した強度が得られない可能性がある。このため、プラント配合の日時と現場打設日時をチェックできるようにしなければならない。

b) 施工状況の管理

各施工段階の状況を管理する。具体的には、固化材の散布状況、固化材の混合状況、各層の撒き出し状況、転圧状況等である。

固化材の散布状況や混合状況については、プラント混合においては現場立会を行う、計量設備の計量精度を品質管理基準に追加する等の他、写真管理による方法が考えられる。

撒き出し状況や転圧状況については、締め固め度に直接影響することから十分な管理が必要であるが、各層毎に締め固め度を測定することは非現実であり、層厚や締め固め方法を目視や写真にて管理する必要がある。

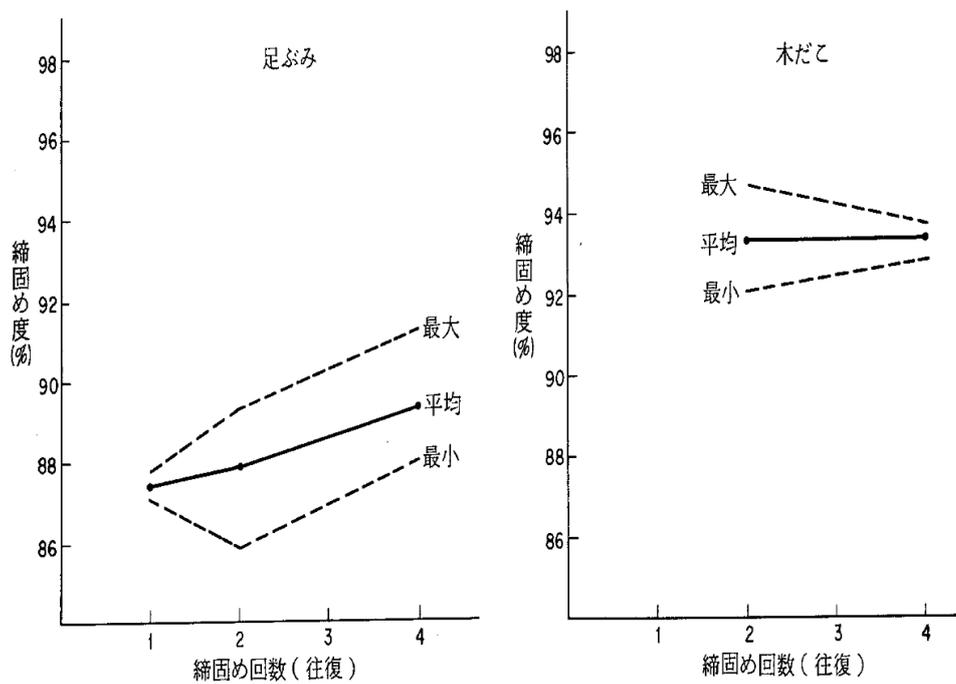
締め固め方法（転圧方法）が適切かどうかの判断は、「下水道用硬質塩化ビニル管道路埋設指針」（(財)国土開発技術研究センター）に、締め固め回数と締め固め度の関係が締め固め機具毎に示されており（表-5.10、図-5.6）、これを参考にするとよい。

表-5.10 締め固め回数と締め固め度の関係 (機械転圧)

供試体	締め固め器具	締め固め器具重量 (kg)	締め固め回数			締め固め回数と締め固め度の関係
			4 往復	6 往復	8 往復	
砂 I-a 細粒分 : 9% r_{dmax} : 1.501 t/m ³ Wopt : 21.8%	振動コンパクター	80	90.6	91.3	92.0	
		120	91.3	92.0	92.0	
	タンピングランマー	80	96.7	94.7	98.0	
		120	96.7	95.3	96.7	
砂 I-c 細粒分 : 4% r_{dmax} : 1.691 t/m ³ Wopt : 17.6%	振動コンパクター	80	92.3	92.3	92.3	
		120	90.5	91.7	94.1	
	タンピングランマー	80	97.0	97.6	98.2	
		120	95.9	96.4	97.6	
砂 II-b 細粒分 : 25% r_{dmax} : 1.670 t/m ³ Wopt : 19.1%	振動コンパクター	80	92.2	91.0	94.0	
		120	85.6	87.4	87.4	
	タンピングランマー	80	94.0	—	—	
		120	※	—	—	

- 備考 : 1. 表中の数字は、締め固め度の平均値(%)を示す。
 2. 締め固め度 = $\frac{\text{締め固め後の乾燥密度}(r_d)}{\text{JISA 1210の最大乾燥密度}(r_{dmax})} \times 100$ で表わす。
 3. 試験はピット(深さ1.15m、長さ10m、巾1.15m)内で実施した。
 4. 締め固め厚さは0.3mとした。
 5. ※印は、施工不能のため3往復で測定した。
 6. -印は、施工不能のため実施せず。

出典 : 「下水道用硬質塩化ビニル管道路埋設指針」、(財)国土開発技術研究センター



備考：1. 足ぶみ1往復のみ管底側部の締め固めなしで試験した。

図-5.6 締め固め回数と締め固め度の関係 (人力転圧)

出典：「下水道用硬質塩化ビニル管道路埋設指針」、(財)国土開発技術研究センター

6. おわりに

6. おわりに

2004年の新潟県中越地震（震度7）の約3年後に発生した2007年新潟県中越沖地震（震度6強）において、再被災防止を目的としたセメント系改良土による埋め戻しを採用した自治体の一部管路施設が被災した。

再被災した管渠の延長は約230m、たるみや蛇行が見られたが流下機能は保持されており、大事には至らなかった。

また、再被災率は約0.4%であり、液状化対策を実施していなかった管渠を含む被災率が5.1%であったことを考えると、セメント系改良土による効果が立証されたものと考えられる。

しかしながら、今後、地震対策を進めていく上で、再被災が起きた原因を究明することは非常に重要であると考えられる。

本報告書では、セメント系改良土の被災原因究明を目的とした検討を実施するとともに、適切な施工のあり方についても検討を行った。

この結果、地震に有効と考えられている液状化対策が、十分な施工管理の下に実施されなければ、必要としている効果を得られないことが分かった。また、施工管理する上での着目点についても整理することができた。

これらのデータが、今後の地震対策を進めていく上で有効に活用されることを期待するものである。

最後に、調査に協力いただいた自治体や施工業者の方々に感謝するとともに、報告書の作成にあたり貴重なご意見並びに助言をいただいた（独）土木研究所材料地盤研究グループ土質振動チームの佐々木哲也主任研究員、（財）下水道新技術推進機構研究第1部の宮瀬文裕研究員（現・清水建設（株））、石川洋一研究員（現・三菱化学エンジニアリング（株））に感謝の意を表します。

【参考文献】

- 1) セメント系固化材による地盤改良マニュアル（第3版）、（社）セメント協会、2003.9
- 2) 下水道用硬質塩化ビニル管道路埋設指針、（財）国土開発技術研究センター、1993.3
- 3) 下水道土木工事必携（案）、（財）下水道新技術推進機構、2005.4
- 4) 土質試験の方法と解説、（社）地盤工学会、2000.3
- 5) 下水道地震対策技術検討委員会報告書、下水道地震対策技術検討委員会、2008.10
- 6) 下水道施設耐震対策指針と解説—2006年版一、（社）日本下水道協会、2006
- 7) 平成19年新潟県中越沖地震による下水道管路施設の被害、植松龍二・南山瑞彦・深谷渉・田本典秀、下水道協会誌、VOL44.No.539、2007.9
- 8) 舗装調査・試験法便覧、（社）日本道路協会、2008.7
- 9) 日本道路公団試験方法、日本道路公団
- 10) 港湾の施設の技術上の基準・同解説、日本港湾協会、2007.9
- 11) 埋立地の液状化対策ハンドブック、（財）沿岸開発技術研究センター、1997.8
- 12) 建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針、（財）日本建築センター、2004.4
- 13) 鉄道構造物等設計標準・同解説（土構造物）、（財）鉄道総合技術研究所、2007.1
- 14) 発生土利用促進のための改良工法マニュアル、（財）土木研究センター、1997.12
- 15) 道路土工—軟弱地盤対策工指針一、（社）日本道路協会、1986.11
- 16) 管路施設震災復旧マニュアル、新潟県長岡市管路施設復旧委員会、2005.3
- 17) 土の締固めと管理（土質基礎工学ライブラリー36）、土質工学会、1991.1
- 18) 関東地方整備局HP：平成20年度版 道路・河川工事仕様書—施工管理基準（品質管理）
- 19) 北海道開発局HP：土木工事施工管理基準及び規格値（平成19年4月改定）
- 20) 日本道路協会：道路土工—施工指針、1986.11

< 卷末資料 >

双曲線法による最終強度予測

(セメント配合日を0とした検討)

双曲線法による最終強度予測

測点: case1

最終強度予測計算諸条件

to	0	予測計算間隔(日)
qu0	0	5
slope計算区間		
7 ~ 28		

slope近似式

y = bx + a	
b	0.0027
a	0.0159

最終強度予測計算結果

qu max **373.1** 単位: kN/m2
 $qu\ t = qu0 + t' / (a + bt)$
 $qumax = qu0 + 1/b$
 $t' = t - to$

観測値

slope計算データ

観測日	t (day)	実測 qut (kN/m2)	qut-qu0	t'/(qut-qu0)	x	y
0	0	0.0	0.0	#N/A	-	-
1	1	48.4	48.4	0.021	-	-
2	2	95.3	95.3	0.021	-	-
3	3	149.9	149.9	0.020	-	-
4	4	171.0	171.0	0.023	-	-
5	5	182.4	182.4	0.027	-	-
6	6	190.5	190.5	0.032	-	-
7	7	202.5	202.5	0.035	7	0.035
14	14	260.4	260.4	0.054	14	0.054
21	21	293.4	293.4	0.072	21	0.072
28	28	307.1	307.1	0.091	28	0.091
33	33	#N/A	-	#N/A	-	-
38	38	#N/A	-	#N/A	-	-
43	43	#N/A	-	#N/A	-	-
48	48	#N/A	-	#N/A	-	-
53	53	#N/A	-	#N/A	-	-
58	58	#N/A	-	#N/A	-	-
63	63	#N/A	-	#N/A	-	-
68	68	#N/A	-	#N/A	-	-
73	73	#N/A	-	#N/A	-	-
78	78	#N/A	-	#N/A	-	-

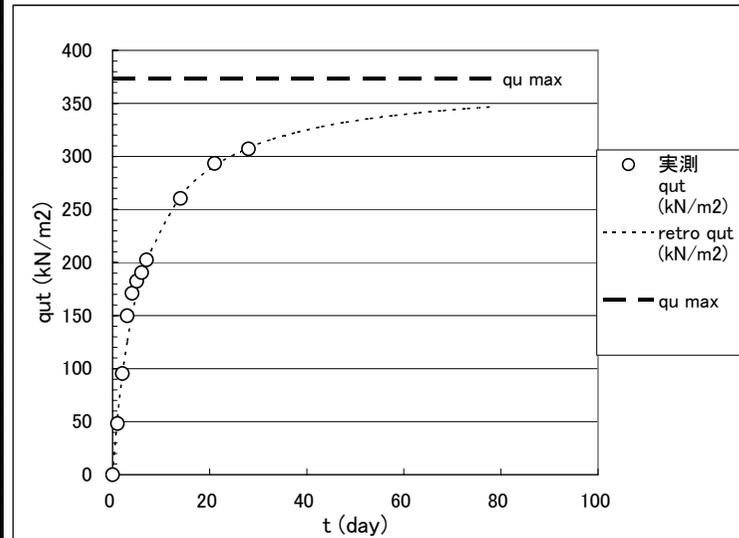
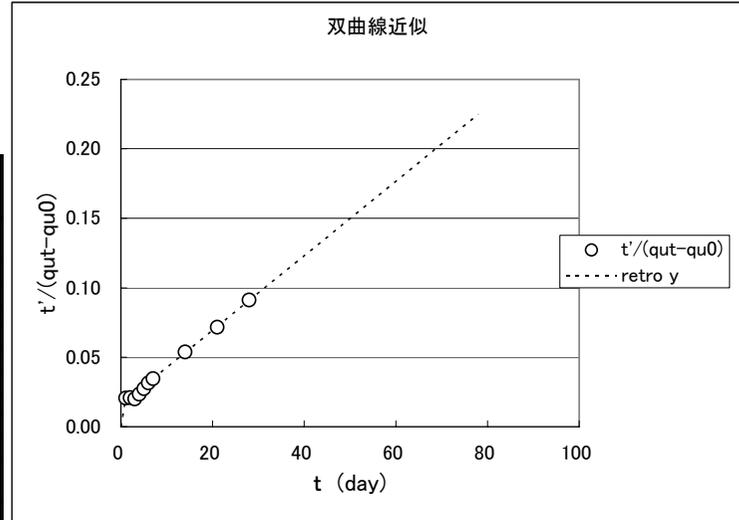
retro y	retro qut (kN/m2)	最終強度 差 (kN/m2)	最終強度 比 (%)
0.0	0.0	373.1	0
0.019	53.9	319.2	14
0.021	94.2	279.0	25
0.024	125.4	247.7	34
0.027	150.4	222.7	40
0.029	170.8	202.3	46
0.032	187.8	185.4	50
0.035	202.1	171.0	54
0.053	262.2	110.9	70
0.072	291.0	82.1	78
0.091	308.0	65.2	83
0.104	316.4	56.8	85
0.118	322.8	50.3	87
0.131	328.0	45.2	88
0.145	332.1	41.0	89
0.158	335.6	37.5	90
0.171	338.6	34.6	91
0.185	341.1	32.1	91
0.198	343.2	29.9	92
0.212	345.1	28.0	92
0.225	346.8	26.3	93

o: 将来予測計算

--: 計算除外

#N/A: グラフ表記除外データ

双曲線近似



双曲線法による最終強度予測

測点: case2

最終強度予測計算諸条件

to	0	予測計算間隔(日)
qu0	0	5
slope計算区間		
7 ~ 28		

slope近似式

y = bx + a	
b	0.0017
a	0.0205

最終強度予測計算結果

qu max **591.9** 単位: kN/m2
 $qu\ t = qu0 + t' / (a + bt)$
 $qumax = qu0 + 1/b$
 $t' = t - to$

観測値

slope計算データ

観測日	t (day)	実測 qut (kN/m2)	qut-qu0	t'/(qut-qu0)	x	y
0	0	0.0	0.0	#N/A	-	-
7	7	225.2	225.2	0.031	7	0.031
14	14	302.0	302.0	0.046	14	0.046
21	21	379.8	379.8	0.055	21	0.055
28	28	414.6	414.6	0.068	28	0.068
33	33	#N/A	-	#N/A	-	-
38	38	#N/A	-	#N/A	-	-
43	43	#N/A	-	#N/A	-	-
48	48	#N/A	-	#N/A	-	-
53	53	#N/A	-	#N/A	-	-
58	58	#N/A	-	#N/A	-	-
63	63	#N/A	-	#N/A	-	-
68	68	#N/A	-	#N/A	-	-
73	73	#N/A	-	#N/A	-	-
78	78	#N/A	-	#N/A	-	-
83	83	#N/A	-	#N/A	-	-
88	88	#N/A	-	#N/A	-	-
93	93	#N/A	-	#N/A	-	-
98	98	#N/A	-	#N/A	-	-
103	103	#N/A	-	#N/A	-	-
108	108	#N/A	-	#N/A	-	-

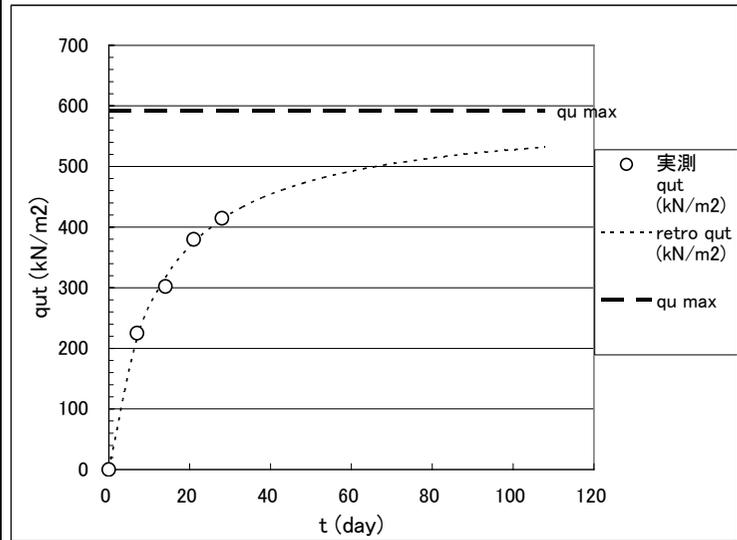
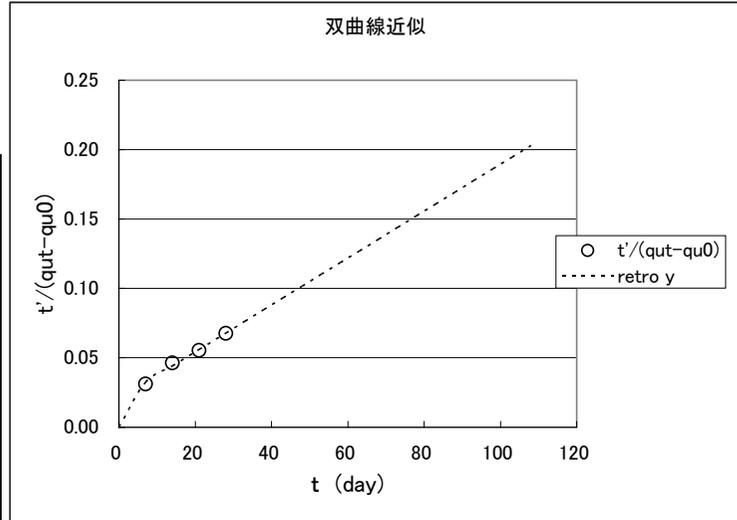
retro y	retro qut (kN/m2)	最終強度 差 (kN/m2)	最終強度 比 (%)
0.0	0.0	591.9	0
0.032	216.5	375.4	37
0.044	317.0	274.9	54
0.056	375.1	216.8	63
0.068	412.9	179.0	70
0.076	432.7	159.2	73
0.085	448.6	143.3	76
0.093	461.6	130.3	78
0.102	472.4	119.5	80
0.110	481.6	110.3	81
0.118	489.5	102.4	83
0.127	496.3	95.6	84
0.135	502.3	89.7	85
0.144	507.5	84.4	86
0.152	512.2	79.7	87
0.161	516.4	75.5	87
0.169	520.2	71.7	88
0.178	523.6	68.3	88
0.186	526.7	65.2	89
0.195	529.5	62.4	89
0.203	532.1	59.8	90

o: 将来予測計算

--: 計算除外

#N/A: グラフ表記除外データ

双曲線近似



双曲線法による最終強度予測

測点: case3

最終強度予測計算諸条件

to	0	予測計算間隔(日)
qu0	0	5
slope計算区間		
7 ~ 28		

slope近似式

y = bx + a	
b	0.0022
a	0.0614

最終強度予測計算結果

qu max **463.9** 単位: kN/m2
 $qu\ t = qu0 + t' / (a + bt)$
 $qumax = qu0 + 1/b$
 $t' = t - to$

観測値

slope計算データ

観測日	t (day)	実測 qut (kN/m2)	qut-qu0	t'/(qut-qu0)	x	y
0	0	0.0	0.0	#N/A	-	-
2	2	22.1	22.1	0.090	-	-
3	3	47.7	47.7	0.063	-	-
4	4	58.8	58.8	0.068	-	-
5	5	66.9	66.9	0.075	-	-
6	6	70.1	70.1	0.086	-	-
7	7	82.2	82.2	0.085	7	0.085
14	14	175.8	175.8	0.080	14	0.080
21	21	200.6	200.6	0.105	21	0.105
28	28	220.2	220.2	0.127	28	0.127
33	33	#N/A	-	#N/A	-	-
38	38	#N/A	-	#N/A	-	-
43	43	#N/A	-	#N/A	-	-
48	48	#N/A	-	#N/A	-	-
53	53	#N/A	-	#N/A	-	-
58	58	#N/A	-	#N/A	-	-
63	63	#N/A	-	#N/A	-	-
68	68	#N/A	-	#N/A	-	-
73	73	#N/A	-	#N/A	-	-
78	78	#N/A	-	#N/A	-	-
83	83	#N/A	-	#N/A	-	-

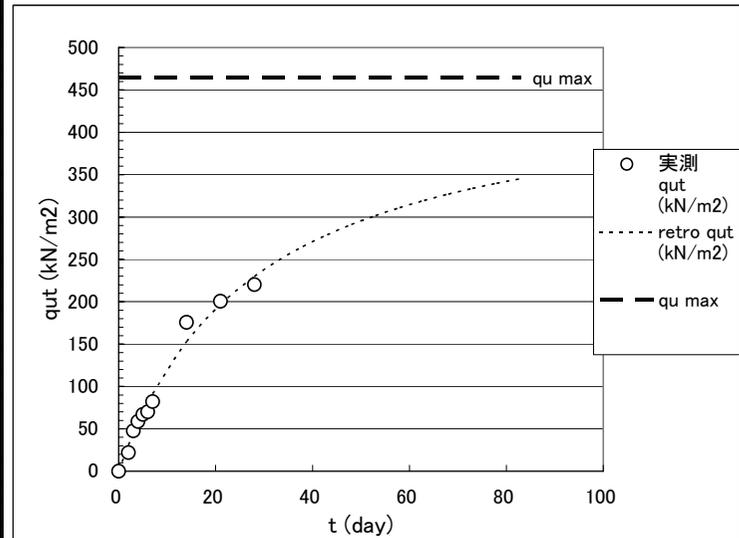
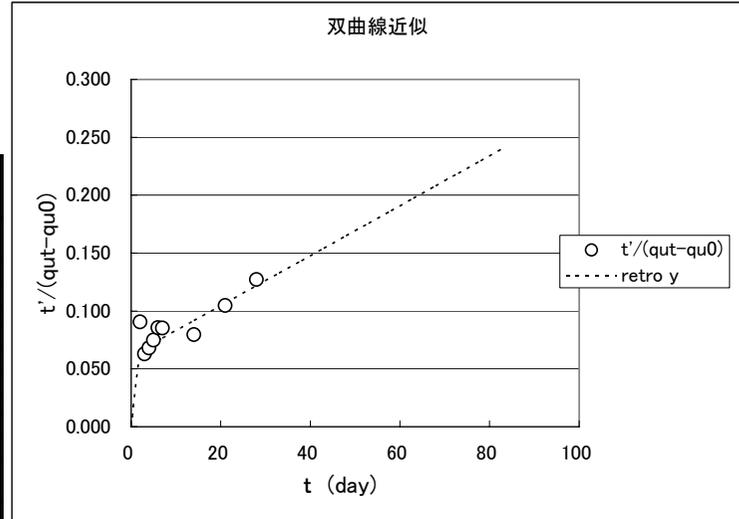
retro y	retro qut (kN/m2)	最終強度差 (kN/m2)	最終強度比 (%)
0.066	30.4	433.5	7
0.068	44.2	419.7	10
0.070	57.1	406.8	12
0.072	69.2	394.7	15
0.074	80.7	383.2	17
0.077	91.5	372.5	20
0.092	152.8	311.1	33
0.107	196.8	267.1	42
0.122	229.9	234.0	50
0.133	248.9	215.0	54
0.143	265.1	199.8	57
0.154	279.0	184.9	60
0.165	291.1	172.9	63
0.176	301.7	162.3	65
0.186	311.0	152.9	67
0.197	319.4	144.5	69
0.208	326.9	137.0	70
0.219	333.6	130.3	72
0.230	339.7	124.2	73
0.240	345.3	118.6	74

o: 将来予測計算

--: 計算除外

#N/A: グラフ表記除外データ

双曲線近似



双曲線法による最終強度予測

測点: case4

最終強度予測計算諸条件

to	0	予測計算間隔(日)
qu0	0	5
slope計算区間		
7 ~ 28		

slope近似式

y = bx + a	
b	0.0018
a	0.0939

最終強度予測計算結果

qu max **559.7** 単位: kN/m2

$$qu\ t = qu0 + t' / (a + bt)$$

$$qu\ max = qu0 + 1/b$$

$$t' = t - to$$

観測値

slope計算データ

観測日	t (day)	実測 qut (kN/m2)	qut-qu0	t'/(qut-qu0)	x	y
0	0	0.0	0.0	#N/A	-	-
4	4	22.8	22.8	0.176	-	-
5	5	44.9	44.9	0.111	-	-
6	6	52.7	52.7	0.114	-	-
7	7	60.8	60.8	0.115	7	0.115
14	14	133.5	133.5	0.105	14	0.105
21	21	157.7	157.7	0.133	21	0.133
28	28	189.9	189.9	0.147	28	0.147
33	33	#N/A	-	#N/A	-	-
38	38	#N/A	-	#N/A	-	-
43	43	#N/A	-	#N/A	-	-
48	48	#N/A	-	#N/A	-	-
53	53	#N/A	-	#N/A	-	-
58	58	#N/A	-	#N/A	-	-
63	63	#N/A	-	#N/A	-	-
68	68	#N/A	-	#N/A	-	-
73	73	#N/A	-	#N/A	-	-
78	78	#N/A	-	#N/A	-	-
83	83	#N/A	-	#N/A	-	-
88	88	#N/A	-	#N/A	-	-
93	93	#N/A	-	#N/A	-	-

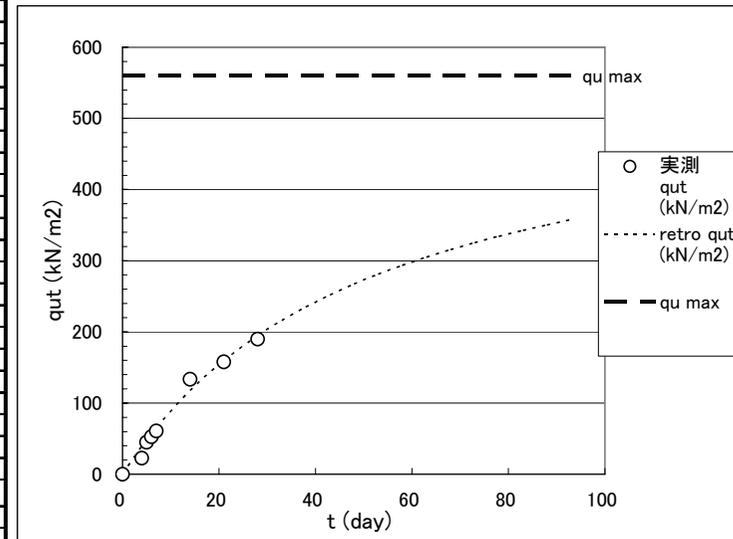
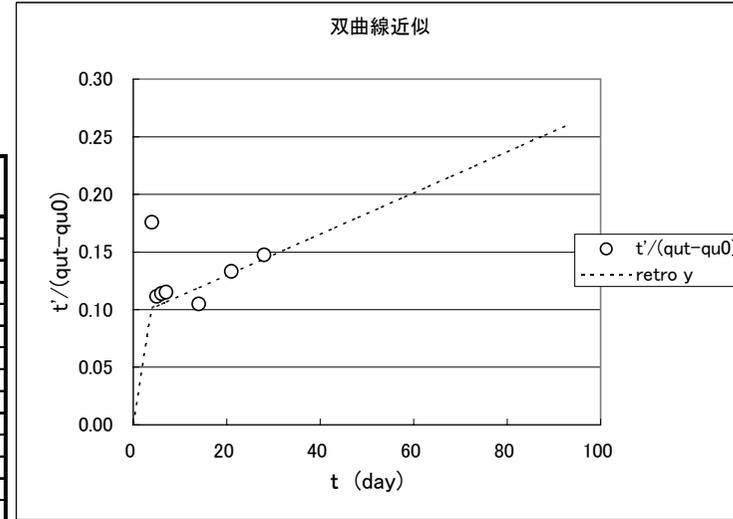
retro y	retro qut (kN/m2)	最終強度 差 (kN/m2)	最終強度 比 (%)
0.0	0.0	559.7	0
0.101	39.6	520.1	7
0.103	48.6	511.1	9
0.105	57.3	502.3	10
0.106	65.8	493.9	12
0.119	117.7	442.0	21
0.131	159.8	399.9	29
0.144	194.5	365.2	35
0.153	215.9	343.8	39
0.162	234.8	324.8	42
0.171	251.8	307.8	45
0.180	267.1	292.5	48
0.189	281.0	278.7	50
0.198	293.6	266.1	52
0.206	305.1	254.6	55
0.215	315.7	244.0	56
0.224	325.4	234.3	58
0.233	334.4	225.3	60
0.242	342.7	217.0	61
0.251	350.4	209.3	63
0.260	357.6	202.1	64

o: 将来予測計算

-: 計算除外

#N/A: グラフ表記除外データ

双曲線近似



双曲線法による最終強度予測

測点: case5

最終強度予測計算諸条件

to	0	予測計算間隔(日)
qu0	0	5
slope計算区間		
7 ~ 28		

slope近似式

y = bx + a	
b	0.0030
a	0.0288

最終強度予測計算結果

qu max **333.1** 単位: kN/m2
 $qu\ t = qu0 + t' / (a + bt)$
 $qumax = qu0 + 1/b$
 $t' = t - to$

観測値

slope計算データ

観測日	t (day)	実測 qut (kN/m2)	qut-qu0	t'/(qut-qu0)	x	y
0	0	0.0	0.0	#N/A	-	-
7	7	140.4	140.4	0.050	7	0.050
28	28	248.0	248.0	0.113	28	0.113
33	33	#N/A	-	#N/A	-	-
38	38	#N/A	-	#N/A	-	-
43	43	#N/A	-	#N/A	-	-
48	48	#N/A	-	#N/A	-	-
53	53	#N/A	-	#N/A	-	-
58	58	#N/A	-	#N/A	-	-
63	63	#N/A	-	#N/A	-	-
68	68	#N/A	-	#N/A	-	-
73	73	#N/A	-	#N/A	-	-
78	78	#N/A	-	#N/A	-	-
83	83	#N/A	-	#N/A	-	-
88	88	#N/A	-	#N/A	-	-
93	93	#N/A	-	#N/A	-	-
98	98	#N/A	-	#N/A	-	-
103	103	#N/A	-	#N/A	-	-
108	108	#N/A	-	#N/A	-	-
113	113	#N/A	-	#N/A	-	-
118	118	#N/A	-	#N/A	-	-

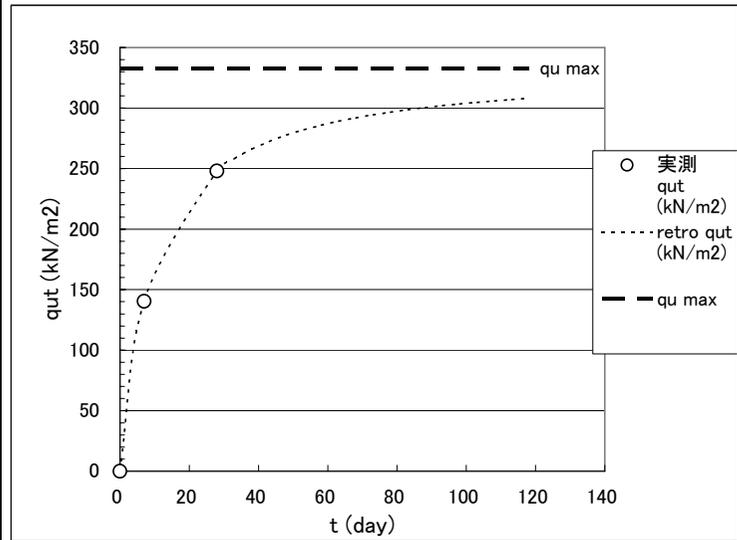
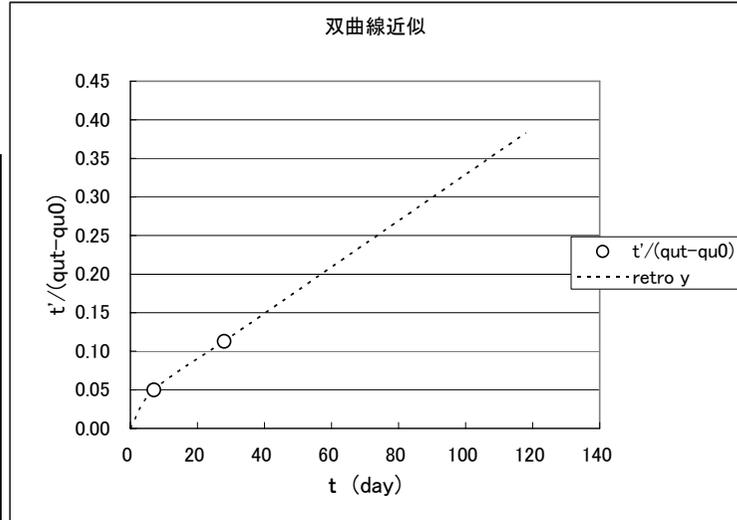
retro y	retro qut (kN/m2)	最終強度 差 (kN/m2)	最終強度 比 (%)
0.0	0.0	333.1	0
0.050	140.4	192.7	42
0.113	248.0	85.1	74
0.128	258.0	75.1	77
0.143	265.9	67.2	80
0.158	272.3	60.8	82
0.173	277.5	55.5	83
0.188	282.0	51.1	85
0.203	285.8	47.3	86
0.218	289.0	44.1	87
0.233	291.9	41.2	88
0.248	294.4	38.7	88
0.263	296.6	36.5	89
0.278	298.5	34.6	90
0.293	300.3	32.8	90
0.308	301.9	31.2	91
0.323	303.4	29.7	91
0.338	304.7	28.4	91
0.353	305.9	27.2	92
0.368	307.0	26.1	92
0.383	308.0	25.1	92

o: 将来予測計算

--: 計算除外

#N/A: グラフ表記除外データ

双曲線近似



双曲線法による最終強度予測

測点: case6

最終強度予測計算諸条件

to	0	予測計算間隔(日)
qu0	0	5
slope計算区間		
	7	~ 28

slope近似式

y = bx + a	
b	0.0034
a	0.0263

最終強度予測計算結果

qu max **295.9** 単位: kN/m2
 $qu\ t = qu0 + t' / (a + bt)$
 $qu_{max} = qu0 + 1/b$
 $t' = t - to$

観測値

slope計算データ

観測日	t (day)	実測 qut (kN/m2)	qut-qu0	t'/(qut-qu0)	x	y
0	0	0.0	0.0	#N/A	-	-
7	7	140.0	140.0	0.050	7	0.050
28	28	231.5	231.5	0.121	28	0.121
33	33	#N/A	-	#N/A	-	-
38	38	#N/A	-	#N/A	-	-
43	43	#N/A	-	#N/A	-	-
48	48	#N/A	-	#N/A	-	-
53	53	#N/A	-	#N/A	-	-
58	58	#N/A	-	#N/A	-	-
63	63	#N/A	-	#N/A	-	-
68	68	#N/A	-	#N/A	-	-
73	73	#N/A	-	#N/A	-	-
78	78	#N/A	-	#N/A	-	-
83	83	#N/A	-	#N/A	-	-
88	88	#N/A	-	#N/A	-	-
93	93	#N/A	-	#N/A	-	-
98	98	#N/A	-	#N/A	-	-
103	103	#N/A	-	#N/A	-	-
108	108	#N/A	-	#N/A	-	-
113	113	#N/A	-	#N/A	-	-
118	118	#N/A	-	#N/A	-	-

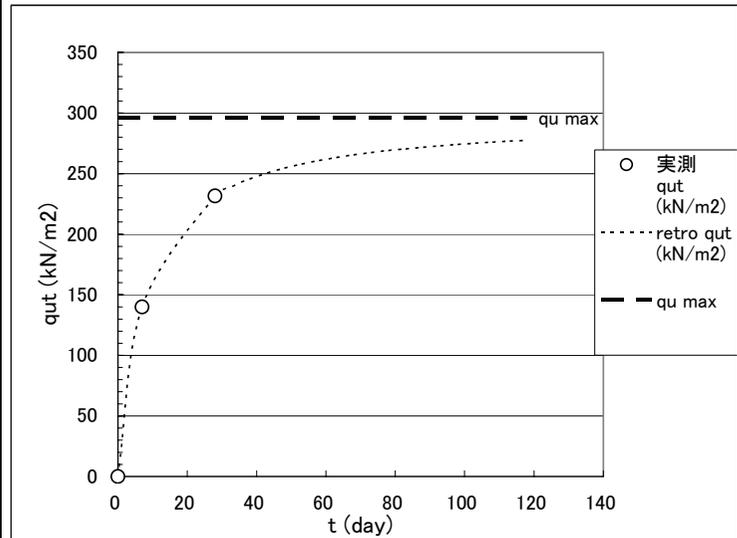
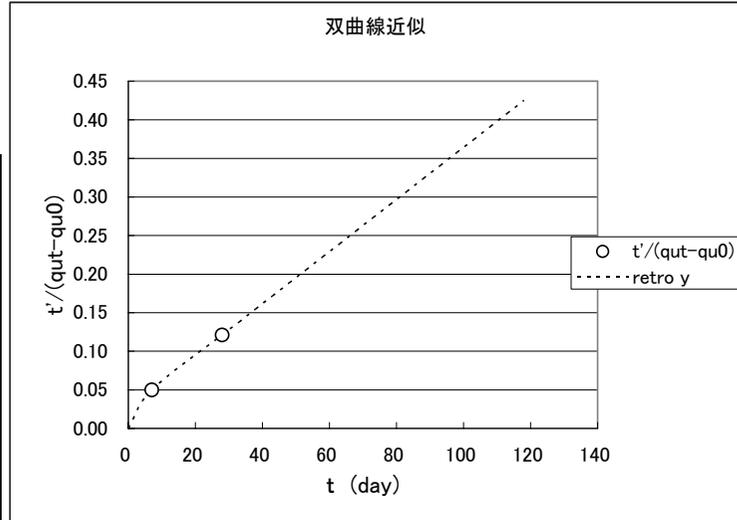
retro y	retro qut (kN/m2)	最終強度 差 (kN/m2)	最終強度 比 (%)
0.0	0.0	295.9	0
0.050	140.0	155.9	47
0.121	231.5	64.4	78
0.138	239.3	56.5	81
0.155	245.5	50.4	83
0.172	250.5	45.4	85
0.189	254.5	41.3	86
0.205	257.9	37.9	87
0.222	260.8	35.0	88
0.239	263.3	32.6	89
0.256	265.4	30.4	90
0.273	267.3	28.5	90
0.290	269.0	26.9	91
0.307	270.5	25.4	91
0.324	271.8	24.1	92
0.341	273.0	22.9	92
0.358	274.1	21.8	93
0.374	275.1	20.8	93
0.391	276.0	19.9	93
0.408	276.8	19.1	94
0.425	277.5	18.3	94

o: 将来予測計算

--: 計算除外

#N/A: グラフ表記除外データ

双曲線近似



双曲線法による最終強度予測

測点: case7

最終強度予測計算諸条件

to	0	予測計算間隔(日)
qu0	0	5
slope計算区間		
7 ~ 28		

slope近似式

y = bx + a	
b	0.0044
a	0.1825

最終強度予測計算結果

qu max **228.9** 単位: kN/m2
 $qu\ t = qu0 + t' / (a + bt)$
 $qumax = qu0 + 1/b$
 $t' = t - to$

観測値

slope計算データ

観測日	t (day)	実測 qut (kN/m2)	qut-qu0	t'/(qut-qu0)	x	y
0	0	0.0	0.0	#N/A	-	-
7	7	32.9	32.9	0.213	7	0.213
28	28	91.9	91.9	0.305	28	0.305
33	33	#N/A	-	#N/A	-	-
38	38	#N/A	-	#N/A	-	-
43	43	#N/A	-	#N/A	-	-
48	48	#N/A	-	#N/A	-	-
53	53	#N/A	-	#N/A	-	-
58	58	#N/A	-	#N/A	-	-
63	63	#N/A	-	#N/A	-	-
68	68	#N/A	-	#N/A	-	-
73	73	#N/A	-	#N/A	-	-
78	78	#N/A	-	#N/A	-	-
83	83	#N/A	-	#N/A	-	-
88	88	#N/A	-	#N/A	-	-
93	93	#N/A	-	#N/A	-	-
98	98	#N/A	-	#N/A	-	-
103	103	#N/A	-	#N/A	-	-
108	108	#N/A	-	#N/A	-	-
113	113	#N/A	-	#N/A	-	-
118	118	#N/A	-	#N/A	-	-

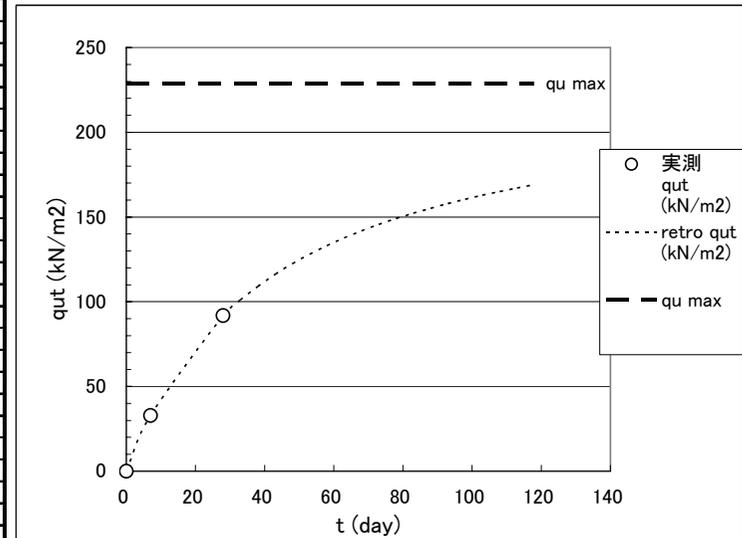
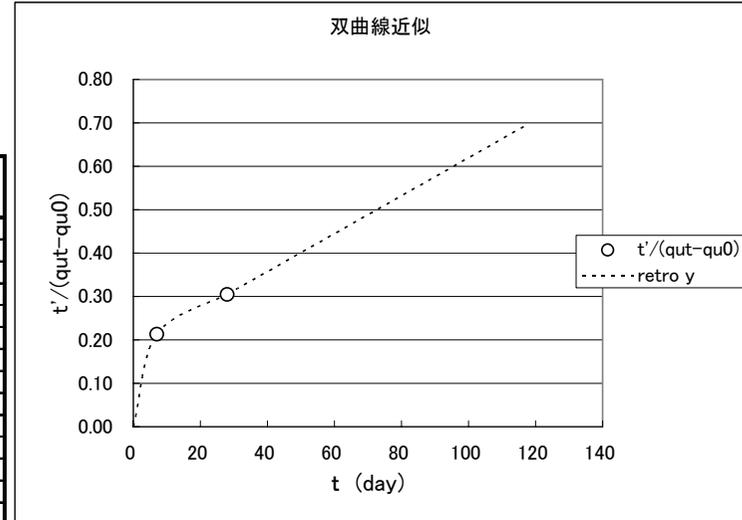
retro y	retro qut (kN/m2)	最終強度 差 (kN/m2)	最終強度 比 (%)
0.0	0.0	228.9	0
0.213	32.9	196.0	14
0.305	91.9	137.0	40
0.327	101.0	127.9	44
0.349	109.0	119.8	48
0.370	116.1	112.8	51
0.392	122.4	106.5	53
0.414	128.0	100.9	56
0.436	133.1	95.8	58
0.458	137.6	91.2	60
0.480	141.8	87.1	62
0.501	145.6	83.3	64
0.523	149.1	79.8	65
0.545	152.3	76.6	67
0.567	155.2	73.7	68
0.589	157.9	70.9	69
0.611	160.5	68.4	70
0.633	162.8	66.0	71
0.654	165.0	63.8	72
0.676	167.1	61.8	73
0.698	169.0	59.8	74

o: 将来予測計算

--: 計算除外

#N/A: グラフ表記除外データ

双曲線近似



双曲線法による最終強度予測

測点: case8

最終強度予測計算諸条件

to	0	予測計算間隔(日)
qu0	0	5
slope計算区間		
7 ~ 28		

slope近似式

$$y = bx + a$$

b 0.0028
a 0.0568

最終強度予測計算結果

qu max 356.5 単位: kN/m2
 $qu = qu_0 + t' / (a + bt)$
 $qu_{max} = qu_0 + 1/b$
 $t' = t - t_0$

観測値

slope計算データ

観測日	t (day)	実測 qut (kN/m2)	qut-qu0	t'/(qut-qu0)	x	y
0	0	0.0	0.0	#N/A	-	-
7	7	91.6	91.6	0.076	7	0.076
28	28	206.9	206.9	0.135	28	0.135
33	33	#N/A	-	#N/A	-	-
38	38	#N/A	-	#N/A	-	-
43	43	#N/A	-	#N/A	-	-
48	48	#N/A	-	#N/A	-	-
53	53	#N/A	-	#N/A	-	-
58	58	#N/A	-	#N/A	-	-
63	63	#N/A	-	#N/A	-	-
68	68	#N/A	-	#N/A	-	-
73	73	#N/A	-	#N/A	-	-
78	78	#N/A	-	#N/A	-	-
83	83	#N/A	-	#N/A	-	-
88	88	#N/A	-	#N/A	-	-
93	93	#N/A	-	#N/A	-	-
98	98	#N/A	-	#N/A	-	-
103	103	#N/A	-	#N/A	-	-
108	108	#N/A	-	#N/A	-	-
113	113	#N/A	-	#N/A	-	-
118	118	#N/A	-	#N/A	-	-

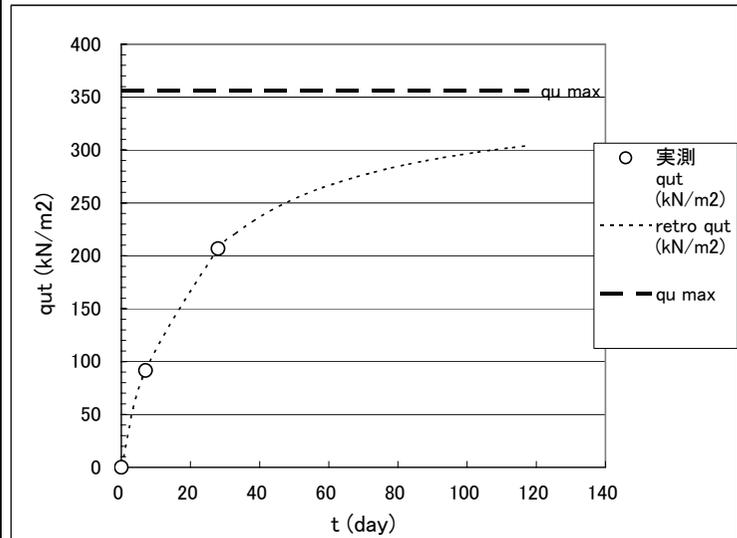
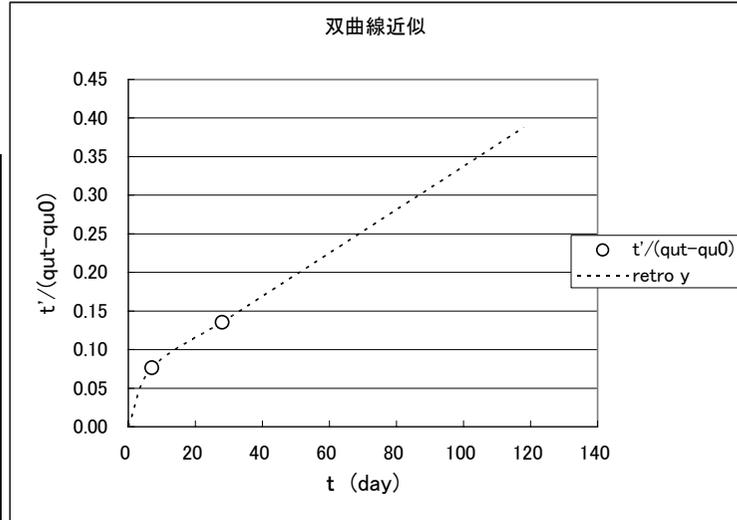
retro y	retro qut (kN/m2)	最終強度差 (kN/m2)	最終強度比 (%)
0.0	0.0	356.5	0
0.076	91.6	265.0	26
0.135	206.9	149.7	58
0.149	220.9	135.6	62
0.163	232.5	124.0	65
0.177	242.3	114.2	68
0.191	250.7	105.8	70
0.205	257.9	98.6	72
0.220	264.2	92.3	74
0.234	269.8	86.8	76
0.248	274.7	81.8	77
0.262	279.1	77.5	78
0.276	283.0	73.5	79
0.290	286.6	69.9	80
0.304	289.8	66.7	81
0.318	292.7	63.8	82
0.332	295.4	61.1	83
0.346	297.9	58.6	84
0.360	300.2	56.3	84
0.374	302.3	54.2	85
0.388	304.3	52.2	85

o: 将来予測計算

--: 計算除外

#N/A: グラフ表記除外データ

双曲線近似



双曲線法による最終強度予測

測点: case9

最終強度予測計算諸条件

to	0	予測計算間隔(日)
qu0	0	5
slope計算区間		
7 ~ 28		

slope近似式

y = bx + a	
b	0.0055
a	0.1733

最終強度予測計算結果

qu max **183.4** 単位: kN/m2
 $qu\ t = qu0 + t' / (a + bt)$
 $qu_{max} = qu0 + 1/b$
 $t' = t - to$

観測値

slope計算データ

観測日	t (day)	実測 qut (kN/m2)	qut-qu0	t'/(qut-qu0)	x	y
0	0	0.0	0.0	#N/A	-	-
7	7	33.1	33.1	0.211	7	0.211
28	28	85.9	85.9	0.326	28	0.326
33	33	#N/A	-	#N/A	-	-
38	38	#N/A	-	#N/A	-	-
43	43	#N/A	-	#N/A	-	-
48	48	#N/A	-	#N/A	-	-
53	53	#N/A	-	#N/A	-	-
58	58	#N/A	-	#N/A	-	-
63	63	#N/A	-	#N/A	-	-
68	68	#N/A	-	#N/A	-	-
73	73	#N/A	-	#N/A	-	-
78	78	#N/A	-	#N/A	-	-
83	83	#N/A	-	#N/A	-	-
88	88	#N/A	-	#N/A	-	-
93	93	#N/A	-	#N/A	-	-
98	98	#N/A	-	#N/A	-	-
103	103	#N/A	-	#N/A	-	-
108	108	#N/A	-	#N/A	-	-
113	113	#N/A	-	#N/A	-	-
118	118	#N/A	-	#N/A	-	-

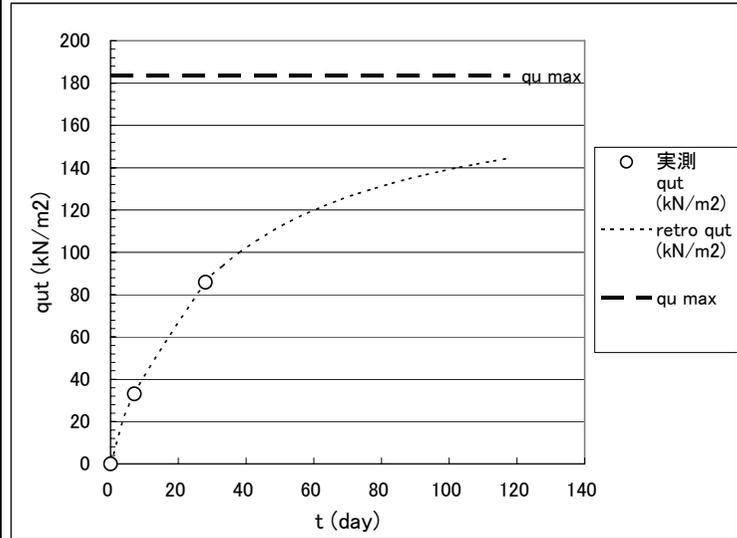
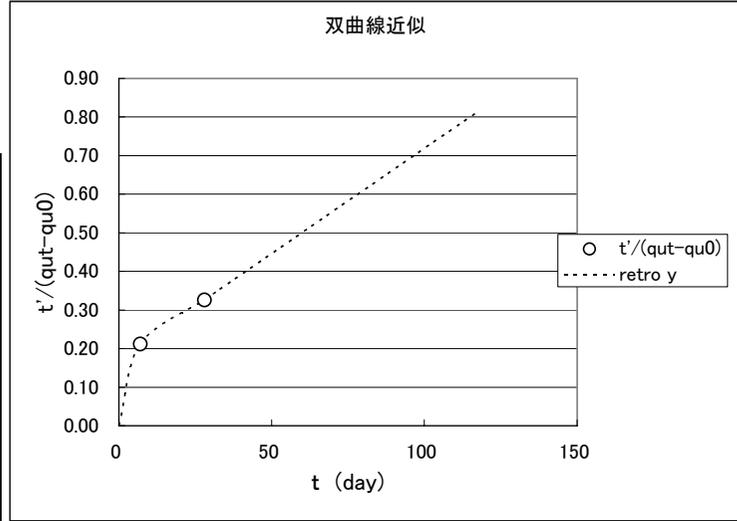
retro y	retro qut (kN/m2)	最終強度 差 (kN/m2)	最終強度 比 (%)
0.0	0.0	183.4	0
0.211	33.1	150.3	18
0.326	85.9	97.5	47
0.353	93.4	90.0	51
0.380	99.9	83.6	54
0.408	105.5	78.0	57
0.435	110.3	73.1	60
0.462	114.7	68.8	63
0.490	118.5	65.0	65
0.517	121.9	61.5	66
0.544	125.0	58.4	68
0.571	127.8	55.7	70
0.599	130.3	53.1	71
0.626	132.6	50.8	72
0.653	134.8	48.7	73
0.680	136.7	46.7	75
0.708	138.5	44.9	76
0.735	140.2	43.3	76
0.762	141.7	41.7	77
0.789	143.2	40.3	78
0.817	144.5	38.9	79

o: 将来予測計算

--: 計算除外

#N/A: グラフ表記除外データ

双曲線近似



双曲線法による最終強度予測

(締固め日を0とした検討)

双曲線法による最終強度予測

測点: case1

最終強度予測計算諸条件

to	0	予測計算間隔(日)
qu0	0	5
slope計算区間		
7 ~ 28		

slope近似式

$$y = bx + a$$

b 0.0027
a 0.0159

最終強度予測計算結果

qu max 373.1 単位: kN/m2
 $qu\ t = qu0 + t' / (a + bt)$
 $qumax = qu0 + 1/b$
 $t' = t - to$

観測値

slope計算データ

観測日	t (day)	実測 qut (kN/m2)	qut-qu0	t'/(qut-qu0)	x	y
0	0	0.0	0.0	#N/A	-	-
1	1	48.4	48.4	0.021	-	-
2	2	95.3	95.3	0.021	-	-
3	3	149.9	149.9	0.020	-	-
4	4	171.0	171.0	0.023	-	-
5	5	182.4	182.4	0.027	-	-
6	6	190.5	190.5	0.032	-	-
7	7	202.5	202.5	0.035	7	0.035
14	14	260.4	260.4	0.054	14	0.054
21	21	293.4	293.4	0.072	21	0.072
28	28	307.1	307.1	0.091	28	0.091
33	33	#N/A	-	#N/A	-	-
38	38	#N/A	-	#N/A	-	-
43	43	#N/A	-	#N/A	-	-
48	48	#N/A	-	#N/A	-	-
53	53	#N/A	-	#N/A	-	-
58	58	#N/A	-	#N/A	-	-
63	63	#N/A	-	#N/A	-	-
68	68	#N/A	-	#N/A	-	-
73	73	#N/A	-	#N/A	-	-
78	78	#N/A	-	#N/A	-	-

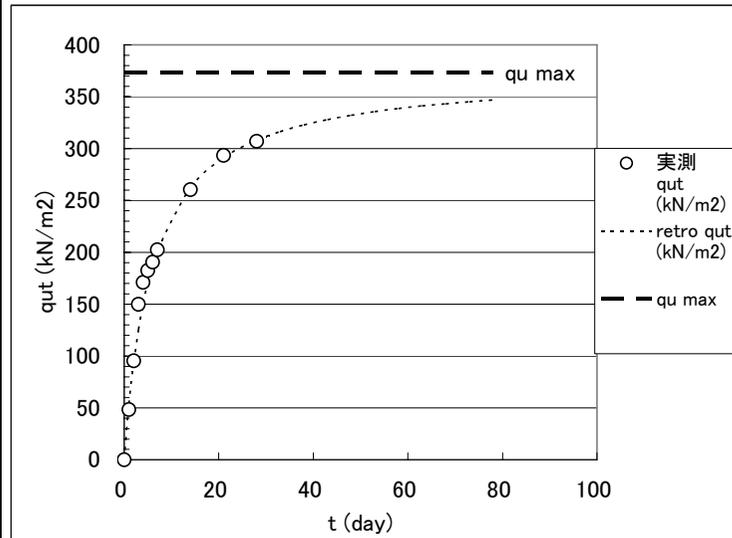
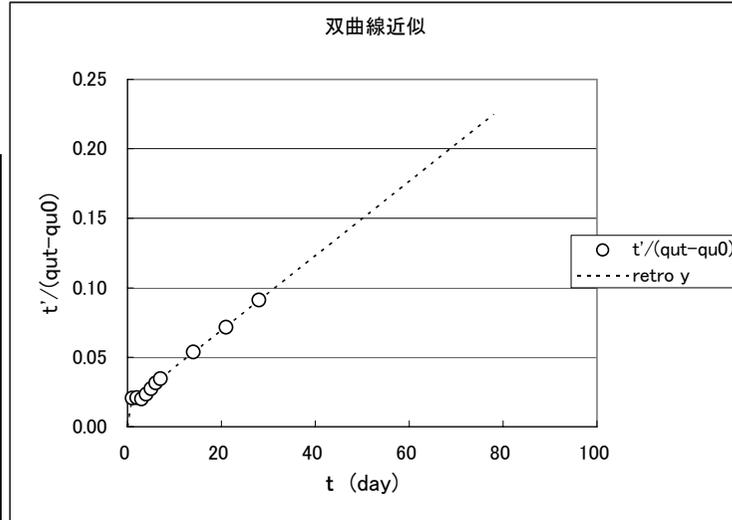
retro y	retro qut (kN/m2)	最終強度差 (kN/m2)	最終強度比 (%)
0.0	0.0	373.1	0
0.019	53.9	319.2	14
0.021	94.2	279.0	25
0.024	125.4	247.7	34
0.027	150.4	222.7	40
0.029	170.8	202.3	46
0.032	187.8	185.4	50
0.035	202.1	171.0	54
0.053	262.2	110.9	70
0.072	291.0	82.1	78
0.091	308.0	65.2	83
0.104	316.4	56.8	85
0.118	322.8	50.3	87
0.131	328.0	45.2	88
0.145	332.1	41.0	89
0.158	335.6	37.5	90
0.171	338.6	34.6	91
0.185	341.1	32.1	91
0.198	343.2	29.9	92
0.212	345.1	28.0	92
0.225	346.8	26.3	93

o: 将来予測計算

--: 計算除外

#N/A: グラフ表記除外データ

双曲線近似



双曲線法による最終強度予測

測点: case2

最終強度予測計算諸条件

to	0	予測計算間隔(日)
qu0	0	5
slope計算区間		
7 ~ 28		

slope近似式

y = bx + a	
b	0.0017
a	0.0205

最終強度予測計算結果

qu max **591.9** 単位: kN/m2
 $qu\ t = qu0 + t' / (a + bt)$
 $qumax = qu0 + 1/b$
 $t' = t - to$

観測値

slope計算データ

観測日	t (day)	実測 qut (kN/m2)	qut-qu0	t'/(qut-qu0)	x	y
0	0	0.0	0.0	#N/A	-	-
7	7	225.2	225.2	0.031	7	0.031
14	14	302.0	302.0	0.046	14	0.046
21	21	379.8	379.8	0.055	21	0.055
28	28	414.6	414.6	0.068	28	0.068
33	33	#N/A	-	#N/A	-	-
38	38	#N/A	-	#N/A	-	-
43	43	#N/A	-	#N/A	-	-
48	48	#N/A	-	#N/A	-	-
53	53	#N/A	-	#N/A	-	-
58	58	#N/A	-	#N/A	-	-
63	63	#N/A	-	#N/A	-	-
68	68	#N/A	-	#N/A	-	-
73	73	#N/A	-	#N/A	-	-
78	78	#N/A	-	#N/A	-	-
83	83	#N/A	-	#N/A	-	-
88	88	#N/A	-	#N/A	-	-
93	93	#N/A	-	#N/A	-	-
98	98	#N/A	-	#N/A	-	-
103	103	#N/A	-	#N/A	-	-
108	108	#N/A	-	#N/A	-	-

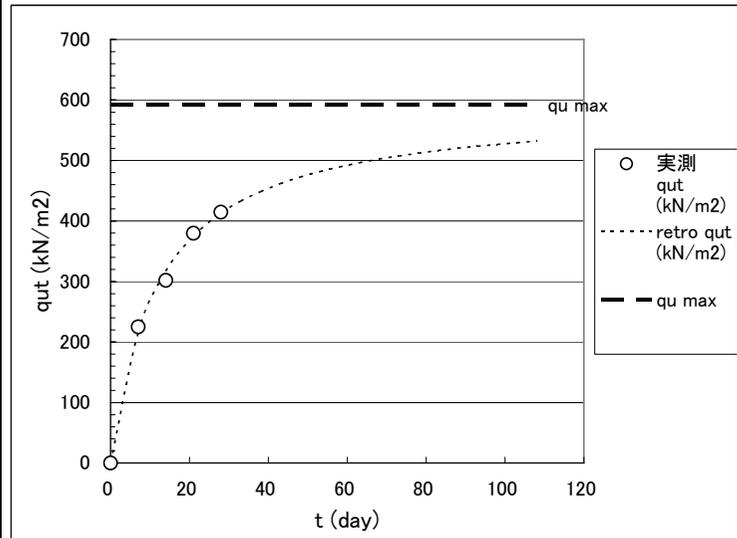
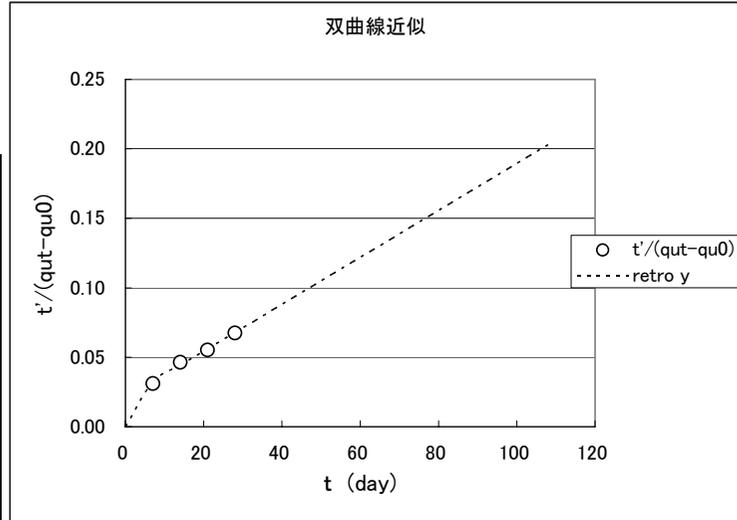
retro y	retro qut (kN/m2)	最終強度 差 (kN/m2)	最終強度 比 (%)
0.0	0.0	591.9	0
0.032	216.5	375.4	37
0.044	317.0	274.9	54
0.056	375.1	216.8	63
0.068	412.9	179.0	70
0.076	432.7	159.2	73
0.085	448.6	143.3	76
0.093	461.6	130.3	78
0.102	472.4	119.5	80
0.110	481.6	110.3	81
0.118	489.5	102.4	83
0.127	496.3	95.6	84
0.135	502.3	89.7	85
0.144	507.5	84.4	86
0.152	512.2	79.7	87
0.161	516.4	75.5	87
0.169	520.2	71.7	88
0.178	523.6	68.3	88
0.186	526.7	65.2	89
0.195	529.5	62.4	89
0.203	532.1	59.8	90

o: 将来予測計算

--: 計算除外

#N/A: グラフ表記除外データ

双曲線近似



双曲線法による最終強度予測

測点: case3

最終強度予測計算諸条件

to	1	予測計算間隔(日)
qu0	0	5
slope計算区間		
7 ~ 28		

slope近似式

y = bx + a	
b	0.0025
a	0.0487

最終強度予測計算結果

qu max **401.2** 単位: kN/m2
 $qu\ t = qu0 + t' / (a + bt)$
 $qumax = qu0 + 1/b$
 $t' = t - to$

観測値

slope計算データ

観測日	t (day)	実測 qut (kN/m2)	qut-qu0	t'/(qut-qu0)	x	y
0	0	0.0	-	#N/A	-	-
2	2	22.1	22.1	0.045	-	-
3	3	47.7	47.7	0.042	-	-
4	4	58.8	58.8	0.051	-	-
5	5	66.9	66.9	0.060	-	-
6	6	70.1	70.1	0.071	-	-
7	7	82.2	82.2	0.073	7	0.073
14	14	175.8	175.8	0.074	14	0.074
21	21	200.6	200.6	0.100	21	0.100
28	28	220.2	220.2	0.123	28	0.123
33	33	#N/A	-	#N/A	-	-
38	38	#N/A	-	#N/A	-	-
43	43	#N/A	-	#N/A	-	-
48	48	#N/A	-	#N/A	-	-
53	53	#N/A	-	#N/A	-	-
58	58	#N/A	-	#N/A	-	-
63	63	#N/A	-	#N/A	-	-
68	68	#N/A	-	#N/A	-	-
73	73	#N/A	-	#N/A	-	-
78	78	#N/A	-	#N/A	-	-
83	83	#N/A	-	#N/A	-	-

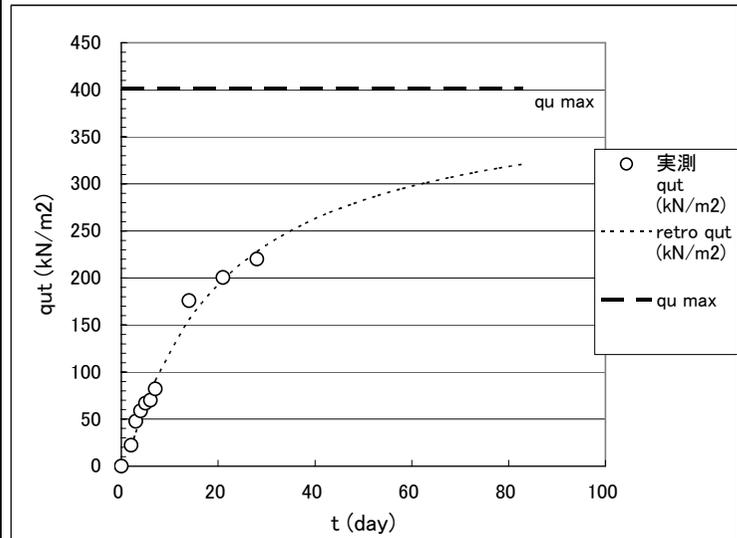
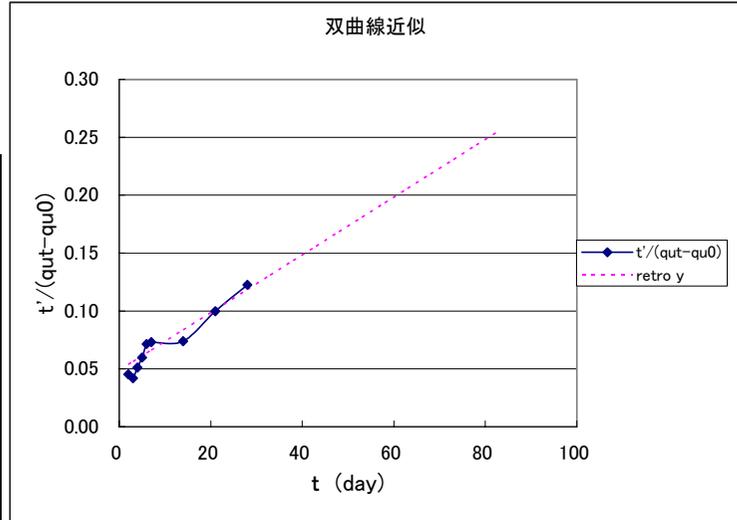
retro y	retro qut (kN/m2)	最終強度 差 (kN/m2)	最終強度 比 (%)
#N/A	#N/A	-	-
0.054	18.6	382.5	5
0.056	35.6	365.6	9
0.059	51.1	350.0	13
0.061	65.4	335.8	16
0.064	78.5	322.6	20
0.066	90.7	310.5	23
0.084	155.5	245.7	39
0.101	197.9	203.2	49
0.118	227.9	173.3	57
0.131	244.3	156.8	61
0.143	258.0	143.2	64
0.156	269.4	131.7	67
0.168	279.2	122.0	70
0.181	287.6	113.6	72
0.193	294.9	106.3	74
0.206	301.3	99.8	75
0.218	307.0	94.1	77
0.231	312.1	89.0	78
0.243	316.7	84.5	79
0.256	320.8	80.4	80

o: 将来予測計算

--: 計算除外

#N/A: グラフ表記除外データ

双曲線近似



双曲線法による最終強度予測

測点: case4

最終強度予測計算諸条件

to	3	予測計算間隔(日)
qu0	0	5
slope計算区間		
7 ~ 28		

slope近似式

y = bx + a	
b	0.0033
a	0.0412

最終強度予測計算結果

qu max **305.3** 単位: kN/m2
 qu t = qu0 + t' / (a + bt)
 qumax = qu0 + 1/b
 t' = t - to

観測値

slope計算データ

観測日	t (day)	実測 qut (kN/m2)	qut-qu0	t'/(qut-qu0)	x	y
0	0	0.0	-	#N/A	-	-
4	4	22.8	22.8	0.044	-	-
5	5	44.9	44.9	0.045	-	-
6	6	52.7	52.7	0.057	-	-
7	7	60.8	60.8	0.066	7	0.066
14	14	133.5	133.5	0.082	14	0.082
21	21	157.7	157.7	0.114	21	0.114
28	28	189.9	189.9	0.132	28	0.132
33	33	#N/A	-	#N/A	-	-
38	38	#N/A	-	#N/A	-	-
43	43	#N/A	-	#N/A	-	-
48	48	#N/A	-	#N/A	-	-
53	53	#N/A	-	#N/A	-	-
58	58	#N/A	-	#N/A	-	-
63	63	#N/A	-	#N/A	-	-
68	68	#N/A	-	#N/A	-	-
73	73	#N/A	-	#N/A	-	-
78	78	#N/A	-	#N/A	-	-
83	83	#N/A	-	#N/A	-	-
88	88	#N/A	-	#N/A	-	-
93	93	#N/A	-	#N/A	-	-

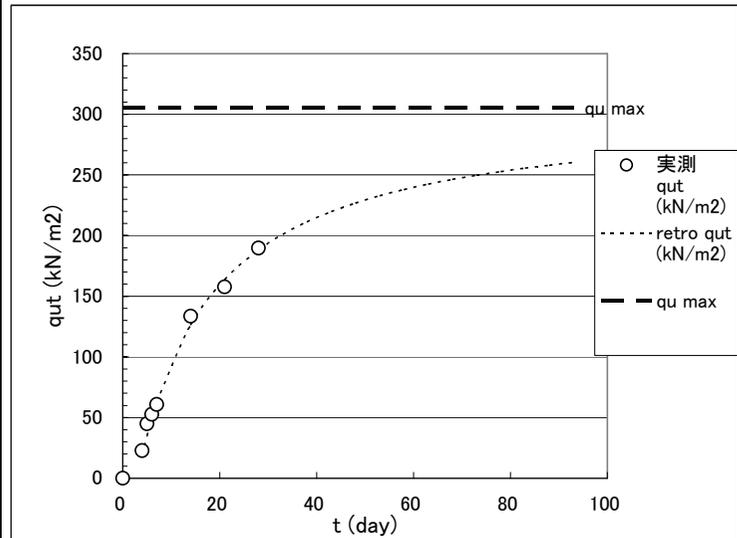
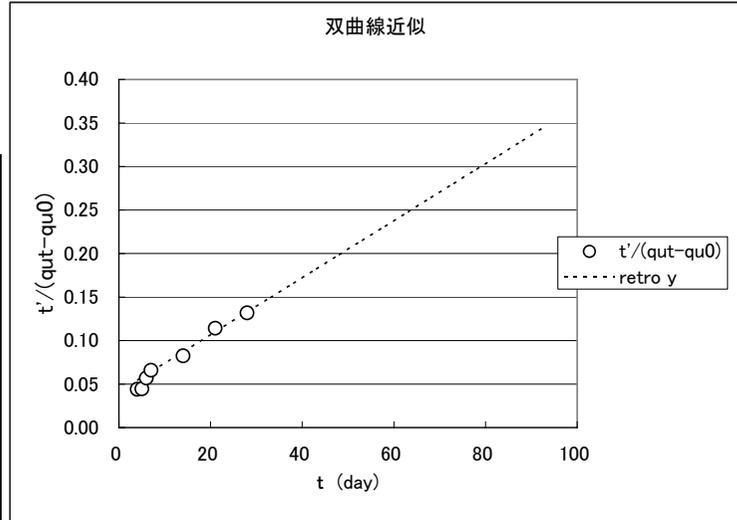
retro y	retro qut (kN/m2)	最終強度 差 (kN/m2)	最終強度 比 (%)
#N/A	#N/A	-	-
0.054	18.4	286.9	6
0.058	34.7	270.6	11
0.061	49.3	256.0	16
0.064	62.4	243.0	20
0.087	126.4	179.0	41
0.110	163.7	141.7	54
0.133	188.1	117.2	62
0.149	201.0	104.4	66
0.166	211.3	94.0	69
0.182	219.7	85.6	72
0.198	226.8	78.5	74
0.215	232.8	72.5	76
0.231	237.9	67.4	78
0.248	242.4	62.9	79
0.264	246.3	59.0	81
0.280	249.7	55.6	82
0.297	252.8	52.5	83
0.313	255.6	49.8	84
0.329	258.0	47.3	85
0.346	260.3	45.1	85

o: 将来予測計算

--: 計算除外

#N/A: グラフ表記除外データ

双曲線近似



双曲線法による最終強度予測

測点: case5

最終強度予測計算諸条件

to	0	予測計算間隔(日)
qu0	0	5
slope計算区間		
7 ~ 28		

slope近似式

y = bx + a	
b	0.0030
a	0.0288

最終強度予測計算結果

qu max **333.1** 単位: kN/m2
 qu t = qu0 + t' / (a + bt)
 qumax = qu0 + 1/b
 t' = t - to

観測値

slope計算データ

観測日	t (day)	実測 qut (kN/m2)	qut-qu0	t'/(qut-qu0)	x	y
0	0	0.0	0.0	#N/A	-	-
7	7	140.4	140.4	0.050	7	0.050
28	28	248.0	248.0	0.113	28	0.113
33	33	#N/A	-	#N/A	-	-
38	38	#N/A	-	#N/A	-	-
43	43	#N/A	-	#N/A	-	-
48	48	#N/A	-	#N/A	-	-
53	53	#N/A	-	#N/A	-	-
58	58	#N/A	-	#N/A	-	-
63	63	#N/A	-	#N/A	-	-
68	68	#N/A	-	#N/A	-	-
73	73	#N/A	-	#N/A	-	-
78	78	#N/A	-	#N/A	-	-
83	83	#N/A	-	#N/A	-	-
88	88	#N/A	-	#N/A	-	-
93	93	#N/A	-	#N/A	-	-
98	98	#N/A	-	#N/A	-	-
103	103	#N/A	-	#N/A	-	-
108	108	#N/A	-	#N/A	-	-
113	113	#N/A	-	#N/A	-	-
118	118	#N/A	-	#N/A	-	-

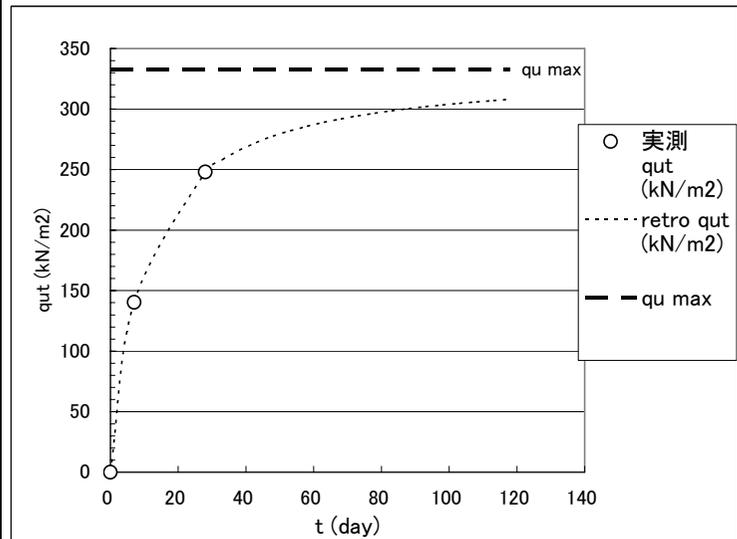
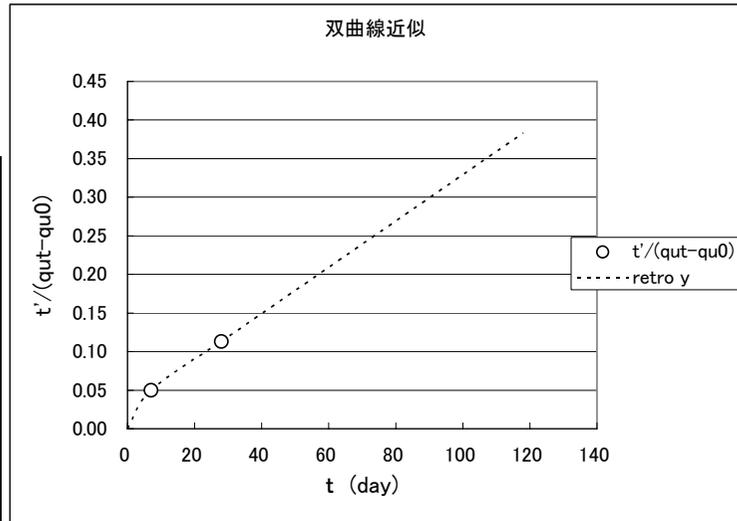
retro y	retro qut (kN/m2)	最終強度 差 (kN/m2)	最終強度 比 (%)
0.0	0.0	333.1	0
0.050	140.4	192.7	42
0.113	248.0	85.1	74
0.128	258.0	75.1	77
0.143	265.9	67.2	80
0.158	272.3	60.8	82
0.173	277.5	55.5	83
0.188	282.0	51.1	85
0.203	285.8	47.3	86
0.218	289.0	44.1	87
0.233	291.9	41.2	88
0.248	294.4	38.7	88
0.263	296.6	36.5	89
0.278	298.5	34.6	90
0.293	300.3	32.8	90
0.308	301.9	31.2	91
0.323	303.4	29.7	91
0.338	304.7	28.4	91
0.353	305.9	27.2	92
0.368	307.0	26.1	92
0.383	308.0	25.1	92

o: 将来予測計算

--: 計算除外

#N/A: グラフ表記除外データ

双曲線近似



双曲線法による最終強度予測

測点: case6

最終強度予測計算諸条件

to	0	予測計算間隔(日)
qu0	0	5
slope計算区間		
7 ~ 28		

slope近似式

y = bx + a	
b	0.0034
a	0.0263

最終強度予測計算結果

qu max **295.9** 単位: kN/m2
 qu t = qu0 + t' / (a + bt)
 qu max = qu0 + 1/b
 t' = t - to

観測値

slope計算データ

観測日	t (day)	実測 qut (kN/m2)	qut-qu0	t'/(qut-qu0)	x	y
0	0	0.0	0.0	#N/A	-	-
7	7	140.0	140.0	0.050	7	0.050
28	28	231.5	231.5	0.121	28	0.121
33	33	#N/A	-	#N/A	-	-
38	38	#N/A	-	#N/A	-	-
43	43	#N/A	-	#N/A	-	-
48	48	#N/A	-	#N/A	-	-
53	53	#N/A	-	#N/A	-	-
58	58	#N/A	-	#N/A	-	-
63	63	#N/A	-	#N/A	-	-
68	68	#N/A	-	#N/A	-	-
73	73	#N/A	-	#N/A	-	-
78	78	#N/A	-	#N/A	-	-
83	83	#N/A	-	#N/A	-	-
88	88	#N/A	-	#N/A	-	-
93	93	#N/A	-	#N/A	-	-
98	98	#N/A	-	#N/A	-	-
103	103	#N/A	-	#N/A	-	-
108	108	#N/A	-	#N/A	-	-
113	113	#N/A	-	#N/A	-	-
118	118	#N/A	-	#N/A	-	-

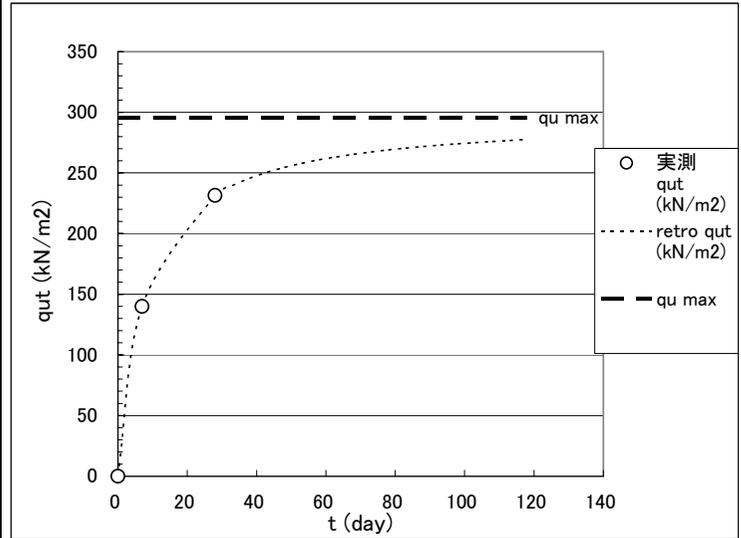
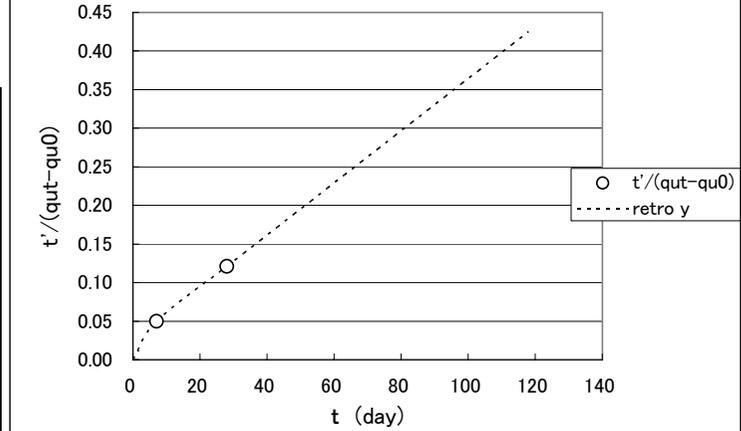
retro y	retro qut (kN/m2)	最終強度 差 (kN/m2)	最終強度 比 (%)
0.0	0.0	295.9	0
0.050	140.0	155.9	47
0.121	231.5	64.4	78
0.138	239.3	56.5	81
0.155	245.5	50.4	83
0.172	250.5	45.4	85
0.189	254.5	41.3	86
0.205	257.9	37.9	87
0.222	260.8	35.0	88
0.239	263.3	32.6	89
0.256	265.4	30.4	90
0.273	267.3	28.5	90
0.290	269.0	26.9	91
0.307	270.5	25.4	91
0.324	271.8	24.1	92
0.341	273.0	22.9	92
0.358	274.1	21.8	93
0.374	275.1	20.8	93
0.391	276.0	19.9	93
0.408	276.8	19.1	94
0.425	277.5	18.3	94

o: 将来予測計算

--: 計算除外

#N/A: グラフ表記除外データ

双曲線近似



双曲線法による最終強度予測

測点: case7

最終強度予測計算諸条件

to	1	予測計算間隔(日)
qu0	0	5
slope計算区間		
7 ~ 28		

slope近似式

y = bx + a	
b	0.0053
a	0.1455

最終強度予測計算結果

qu max **188.7** 単位: kN/m2
 $qu\ t = qu0 + t' / (a + bt)$
 $qumax = qu0 + 1/b$
 $t' = t - to$

観測値

slope計算データ

観測日	t (day)	実測 qut (kN/m2)	qut-qu0	t'/(qut-qu0)	x	y
0	0	0.0	-	#N/A	-	-
7	7	32.9	32.9	0.183	7	0.183
28	28	91.9	91.9	0.294	28	0.294
33	33	#N/A	-	#N/A	-	-
38	38	#N/A	-	#N/A	-	-
43	43	#N/A	-	#N/A	-	-
48	48	#N/A	-	#N/A	-	-
53	53	#N/A	-	#N/A	-	-
58	58	#N/A	-	#N/A	-	-
63	63	#N/A	-	#N/A	-	-
68	68	#N/A	-	#N/A	-	-
73	73	#N/A	-	#N/A	-	-
78	78	#N/A	-	#N/A	-	-
83	83	#N/A	-	#N/A	-	-
88	88	#N/A	-	#N/A	-	-
93	93	#N/A	-	#N/A	-	-
98	98	#N/A	-	#N/A	-	-
103	103	#N/A	-	#N/A	-	-
108	108	#N/A	-	#N/A	-	-
113	113	#N/A	-	#N/A	-	-
118	118	#N/A	-	#N/A	-	-

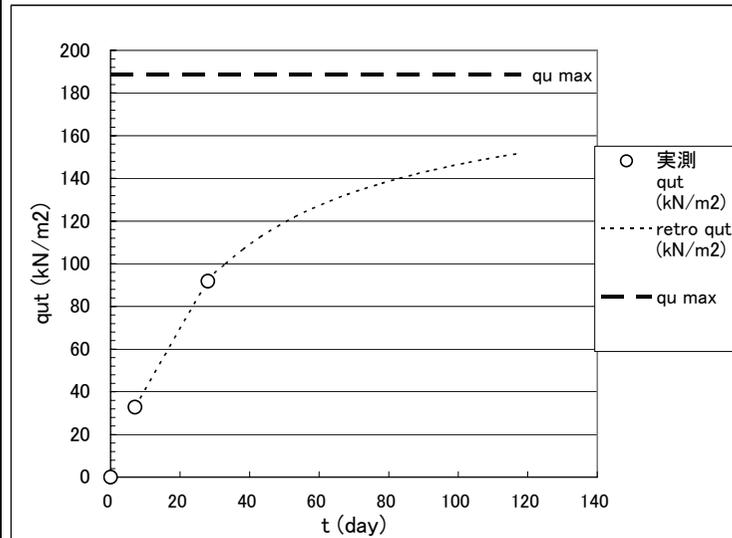
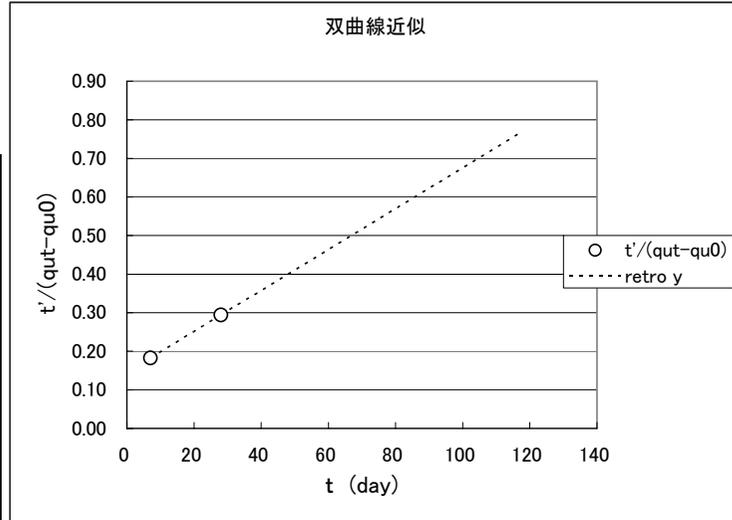
retro y	retro qut (kN/m2)	最終強度 差 (kN/m2)	最終強度 比 (%)
#N/A	#N/A	-	-
0.183	32.9	155.8	17
0.294	91.9	96.8	49
0.320	99.9	88.8	53
0.347	106.6	82.0	57
0.373	112.5	76.2	60
0.400	117.5	71.2	62
0.426	121.9	66.7	65
0.453	125.8	62.8	67
0.479	129.3	59.4	69
0.506	132.4	56.2	70
0.532	135.2	53.4	72
0.559	137.8	50.9	73
0.585	140.1	48.6	74
0.612	142.2	46.5	75
0.638	144.1	44.6	76
0.665	145.9	42.8	77
0.691	147.5	41.2	78
0.718	149.0	39.6	79
0.744	150.4	38.2	80
0.771	151.8	36.9	80

o: 将来予測計算

--: 計算除外

#N/A: グラフ表記除外データ

双曲線近似



双曲線法による最終強度予測

測点: case8

最終強度予測計算諸条件

to	1	予測計算間隔(日)
qu0	0	5
slope計算区間		
7 ~ 28		

slope近似式

y = bx + a	
b	0.0031
a	0.0439

最終強度予測計算結果

qu max **323.1** 単位: kN/m2
 $qu\ t = qu0 + t' / (a + bt)$
 $qumax = qu0 + 1/b$
 $t' = t - to$

観測値

slope計算データ

観測日	t (day)	実測 qut (kN/m2)	qut-qu0	t'/(qut-qu0)	x	y
0	0	0.0	-	#N/A	-	-
7	7	91.6	91.6	0.066	7	0.066
28	28	206.9	206.9	0.131	28	0.131
33	33	#N/A	-	#N/A	-	-
38	38	#N/A	-	#N/A	-	-
43	43	#N/A	-	#N/A	-	-
48	48	#N/A	-	#N/A	-	-
53	53	#N/A	-	#N/A	-	-
58	58	#N/A	-	#N/A	-	-
63	63	#N/A	-	#N/A	-	-
68	68	#N/A	-	#N/A	-	-
73	73	#N/A	-	#N/A	-	-
78	78	#N/A	-	#N/A	-	-
83	83	#N/A	-	#N/A	-	-
88	88	#N/A	-	#N/A	-	-
93	93	#N/A	-	#N/A	-	-
98	98	#N/A	-	#N/A	-	-
103	103	#N/A	-	#N/A	-	-
108	108	#N/A	-	#N/A	-	-
113	113	#N/A	-	#N/A	-	-
118	118	#N/A	-	#N/A	-	-

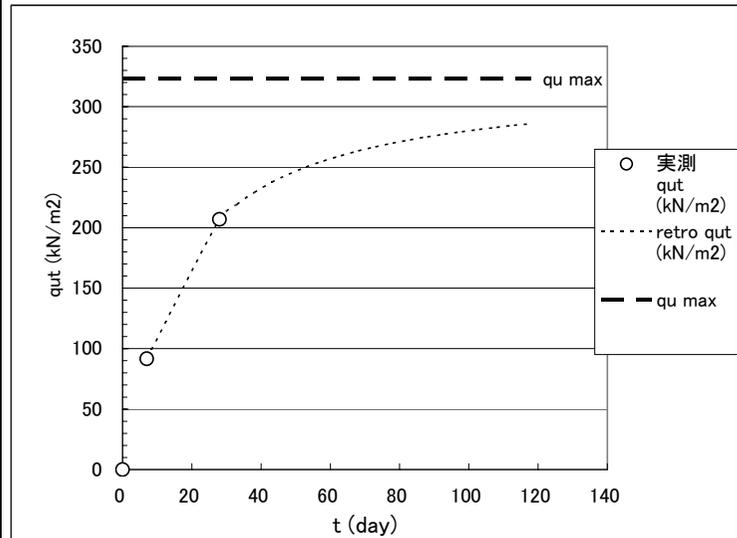
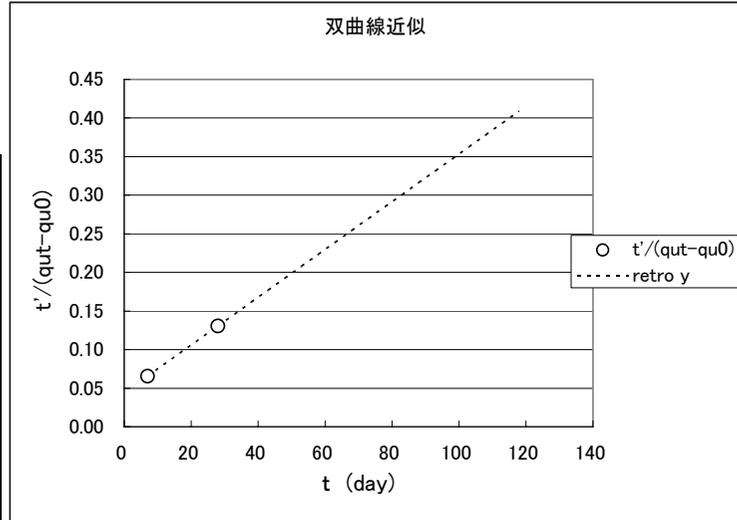
retro y	retro qut (kN/m2)	最終強度 差 (kN/m2)	最終強度 比 (%)
#N/A	#N/A	-	-
0.066	91.6	231.6	28
0.131	206.9	116.3	64
0.146	219.2	103.9	68
0.161	229.1	94.0	71
0.177	237.4	85.8	73
0.192	244.2	78.9	76
0.208	250.1	73.0	77
0.223	255.2	67.9	79
0.239	259.6	63.5	80
0.254	263.4	59.7	82
0.270	266.9	56.3	83
0.285	269.9	53.2	84
0.301	272.7	50.5	84
0.316	275.1	48.0	85
0.332	277.4	45.8	86
0.347	279.4	43.7	86
0.363	281.3	41.9	87
0.378	283.0	40.1	88
0.394	284.6	38.6	88
0.409	286.0	37.1	89

o: 将来予測計算

--: 計算除外

#N/A: グラフ表記除外データ

双曲線近似



双曲線法による最終強度予測

測点: case9

最終強度予測計算諸条件

to	1	予測計算間隔(日)
qu0	0	5
slope計算区間		
7 ~ 28		

slope近似式

y = bx + a	
b	0.0063
a	0.1369

最終強度予測計算結果

qu max 157.8 単位: kN/m2

$qu\ t = qu0 + t' / (a + bt)$
 $qu\ max = qu0 + 1/b$
 $t' = t - to$

観測値

slope計算データ

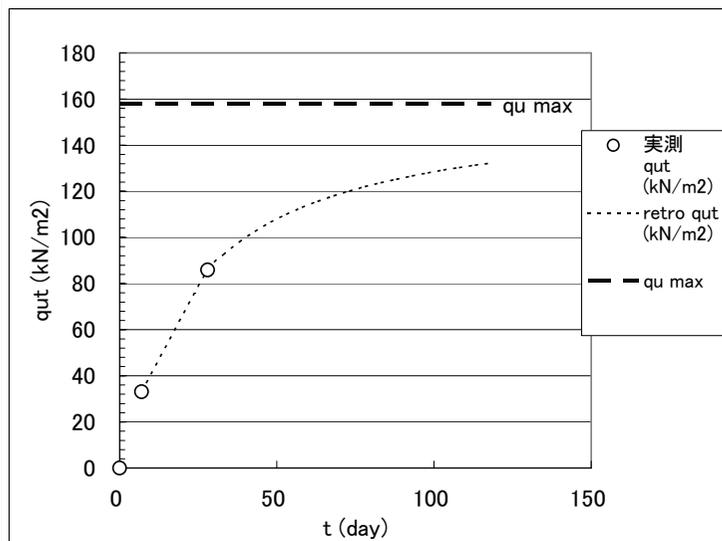
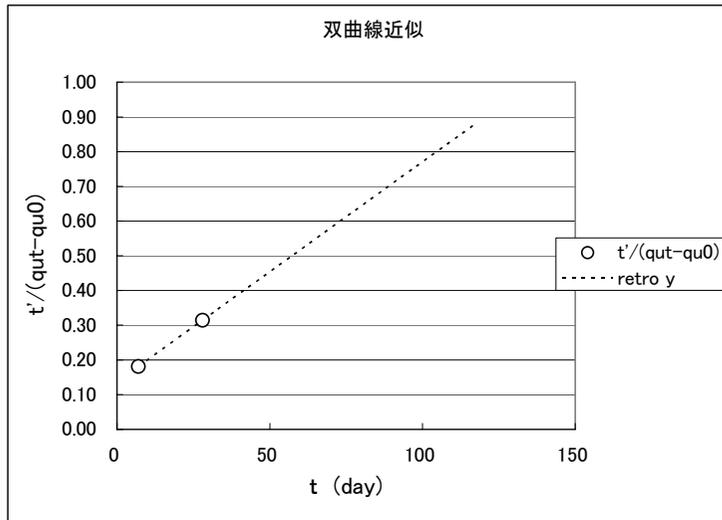
観測日	t(day)	実測 qut (kN/m2)	qut-qu0	t'/(qut-qu0)	x	y
0	0	0.0	-	#N/A	-	-
7	7	33.1	33.1	0.181	7	0.181
28	28	85.9	85.9	0.314	28	0.314
33	33	#N/A	-	#N/A	-	-
38	38	#N/A	-	#N/A	-	-
43	43	#N/A	-	#N/A	-	-
48	48	#N/A	-	#N/A	-	-
53	53	#N/A	-	#N/A	-	-
58	58	#N/A	-	#N/A	-	-
63	63	#N/A	-	#N/A	-	-
68	68	#N/A	-	#N/A	-	-
73	73	#N/A	-	#N/A	-	-
78	78	#N/A	-	#N/A	-	-
83	83	#N/A	-	#N/A	-	-
88	88	#N/A	-	#N/A	-	-
93	93	#N/A	-	#N/A	-	-
98	98	#N/A	-	#N/A	-	-
103	103	#N/A	-	#N/A	-	-
108	108	#N/A	-	#N/A	-	-
113	113	#N/A	-	#N/A	-	-
118	118	#N/A	-	#N/A	-	-

o: 将来予測計算

-: 計算除外

retro y	retro qut (kN/m2)	最終強度 差 (kN/m2)	最終強度 比 (%)
#N/A	#N/A	-	-
0.181	33.1	124.7	21
0.314	85.9	71.9	54
0.346	92.5	65.3	59
0.378	98.0	59.9	62
0.409	102.6	55.2	65
0.441	106.6	51.3	68
0.473	110.0	47.8	70
0.504	113.0	44.8	72
0.536	115.7	42.2	73
0.568	118.0	39.8	75
0.599	120.1	37.7	76
0.631	122.0	35.8	77
0.663	123.7	34.1	78
0.694	125.3	32.6	79
0.726	126.7	31.1	80
0.758	128.0	29.8	81
0.789	129.2	28.6	82
0.821	130.3	27.5	83
0.853	131.3	26.5	83
0.885	132.3	25.6	84

#N/A: グラフ表記除外データ



.....

国土技術政策総合研究所資料

TECHNICAL NOTE of N I L I M

N o . 531

April 2009

編集・発行 〓国土技術政策総合研究所

.....

本資料の転載・複写の問い合わせは

〒305-0804 茨城県つくば市旭1番地

企画部研究評価・推進課 TEL 029-864-2675